Realizzazione di un capannone a struttura metallica

Comune di Pisa

Committente: Università degli Studi di Firenze

Progettista: Ing. Giovanni Cerretini

Relazione progetto strutturale esecutivo

CONTIENE:

PREMESSA

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

RELAZIONE SUI MATERIALI

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

FASCICOLO DEI CALCOLI

Edizione: FEBBRAIO 2019

Studio Technica
Associazione professionale
Via del Caravaggio, 43 - 50143 Firenze
Partita IVA 03532570482
Tel. 055 7320695 - Fax 055 7349695
E-mail: info@studiotechnica.net

INDICE

PREMESSA

1 CONVENZIONI TIPOGRAFICHE 3

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

1 RELAZIONE GENERALE ILLUSTRATIVA DELL'OPERA 4
2 PRESTAZIONI ATTESE, VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO 6
3 LOCALIZZAZIONE, CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE 6
4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 7
4.1 Bibliografia 7
5 CONVENZIONI UTILIZZATE 7
5.1 Simboli e acronimi 7
5.2 Unità di misura 8
6 PRINCIPI DI PROGETTAZIONE 8
6.1 Descrizione del modello strutturale 9
6.2 Analisi dei carichi 9
6.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali 11
7 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA 12
7.1 Coefficienti di sicurezza per i materiali 12
7.2 Arcarecci di copertura 14
7.3 Capriata tipo 20
7.4 Controvento di falda 32
7.5 Baraccatura laterale 47
7.6 Colonne laterali e portale 54
7.7 Colonne frontali 61
7.8 Controvento di parete 66
7.9 Unioni e Collegamenti 80

RELAZIONE SUI MATERIALI

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

FASCICOLO DEI CALCOLI

Premessa

Il presente documento consiste in una relazione di calcolo per un capannone a struttura metallica.

1 Convenzioni tipografiche

Il testo adotta le seguenti convenzioni tipografiche:

- testo corsivo con bordatura del paragrafo; utilizzato per le procedure utilizzate in fase di predimensionamento

Esempio di nota di predimensionamento

- testo rientrato con bordatura del paragrafo in colore verde; utilizzato per le note relative agli Eurocodici

Esempio di nota relativa agli Eurocodici

- testo rientrato con bordatura del paragrafo in colore blu; utilizzato per le note, quesiti o domande

Esempio di nota relativa, quesiti e domande

- testo rientrato con bordatura del paragrafo in colore rosso; utilizzato per i risultati di SAP2000

Esempio di risultato con SAP2000

Relazione di calcolo strutturale

1 Relazione generale illustrativa dell'opera

L'opera in oggetto prevede la realizzazione di un capannone a struttura metallica ad uso industriale situato nel comune di Pisa.

L'edificio ha una pianta rettangolare di circa 22 x 35 m ed è composto da un unico piano fuoriterra.

Dal punto di vista strutturale l'edificio è realizzato con colonne in acciaio disposte sul perimetro dell'edificio, baraccatura perimetrale, capriate, piano di copertura, controventi di falda e di parete.

Il piano di copertura è realizzato con pannelli autoportanti tipo sandwich che graveranno sugli arcarecci appoggiati sulle capriate. Le capriate sono di tipo Mohniè, disposte con un interasse di 5 m. L'altezza utile interna della struttura è di 7,5 m, la luce interna tra le colonne è 21,5 m.

Le fondazioni sono realizzate con plinti in cemento armato (CA).

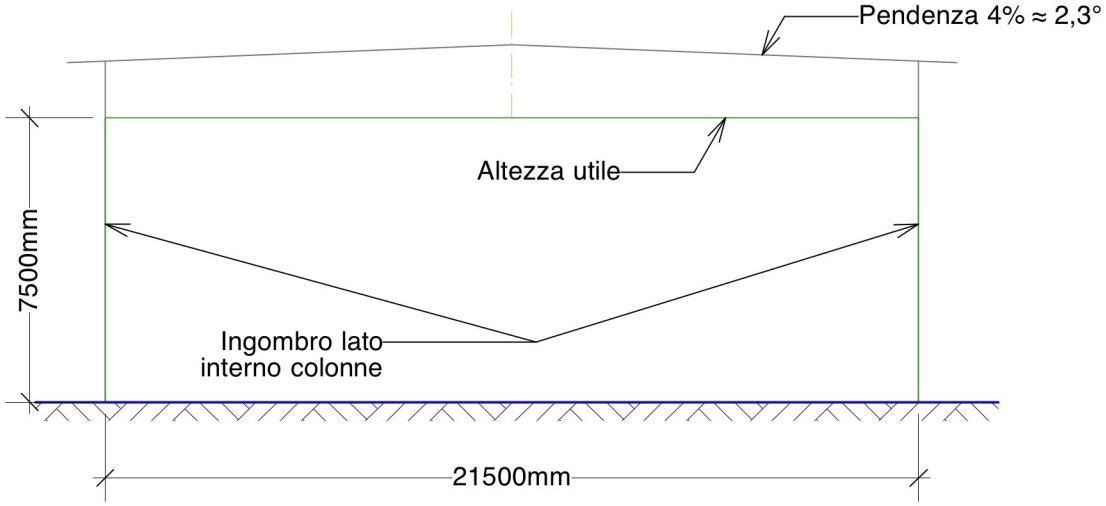


Figura 1 - Vincoli di progetto sul prospetto frontale

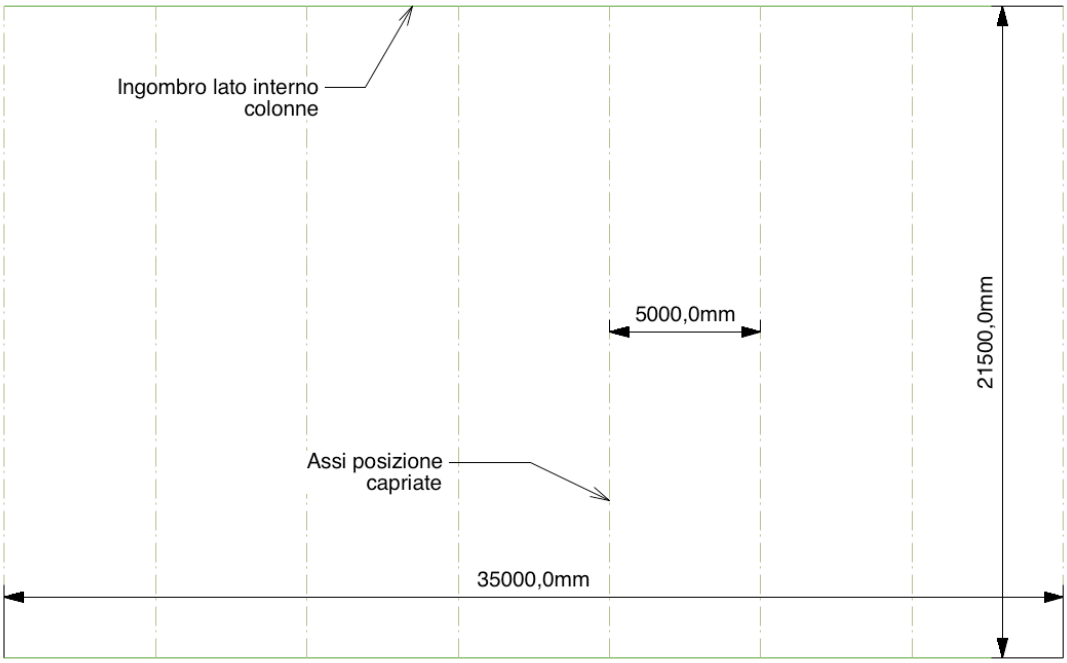


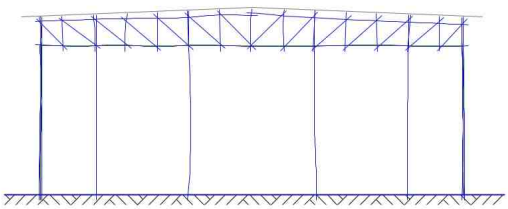
Figura 2 - Vincoli di progetto in pianta

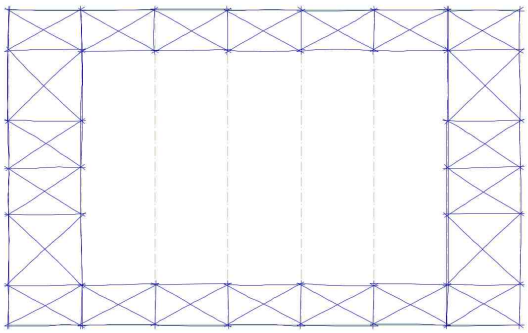
Per quanto riguarda il sostegno necessario ai pannelli sandwich della copertura si utilizzano arcarecci in acciaio appoggiati alle capriate. Dato che l'interasse massimo garantito dai pannelli sandwich utilizzati è pari a 180cm (in funzione del carico di progetto), l'interasse degli arcarecci non potrà superare tale distanza.

Per dimensionare la capriata si ricorda che è bene ottenere una trave reticolare con maglia di forma prossima al quadrato e fare poggiare gli arcarecci sui nodi superiori della stessa; ne consegue che l'altezza complessiva della capriata sarà dello stesso ordine di grandezza dell'interasse degli arcarecci.

Il sistema di copertura deve essere controventato in modo da avere una opportuna rigidezza e ostacolare i fenomeni di instabilità delle capriate.

Sulla base dei vincoli progettuali e di quant'altro già detto, le colonne frontali e il controvento di falda avranno la disposizione riportata nelle figure seguenti.





2 Prestazioni attese, vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Per quanto concerne livelli di conoscenza, prestazioni attese, valutazione della sicurezza e delle prestazioni si fa riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni [1].
In particolare per poter definire i livelli di sicurezza attesi dall'opera è necessario definire, nella fase preliminare del progetto la sua Classe d'Uso e la Vita Nominale.

L'opera in esame trattandosi di costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti, risulta essere di Classe II, definita in funzione delle possibili conseguenze di una interruzione di operatività o eventuale collasso. Inoltre in base al numero di anni nel quale la struttura in esame deve poter essere usata, per lo scopo al quale è stata destinata, purché soggetta a manutenzione, si definisce una Vita Nominale pari a 50 anni.

La sicurezza dell'opera e le sue prestazioni vengono valutate in relazione agli Stati Limite Ultimi (SLU) e agli Stati Limite di Esercizio (SLE) che si possono verificare durante la vita di progetto (successivamente definita Vita Nominale).
La caratterizzazione strutturale statica e sismica dell'edifico è la seguente:

Vita nominale V_N: 50 anni
Classe d'uso: Classe II
Coefficiente d'uso C_U = 1
Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = C_U V_N$: 50 anni

3 Localizzazione, categoria del sottosuolo e condizioni topografiche

Le coordinate geografiche del sito di riferimento sono:

Latitudine:	43°42'58.09"	N
Longitudine:	10°23'47.70"	E
Quota s.l.m	44	m

La **categoria del sottosuolo e di tipologia "C"** con depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m (Vs30 tra 180 e 360 m/sec), caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.

Le condizioni topografiche sono di **categoria T1**.

Il sito di costruzione è caratterizzato da una **Classe di rugosità del terreno D** e da una **Categoria di esposizione II**.

4 Normativa di riferimento

[1] D.M. 17.01.2018 "Norme tecniche per le costruzioni";

[2] Circolare 21.01.2019 n.7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018";

[3] CNR-DT 200/2004 "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati";

[4] CNR-UNI 10011 "Costruzioni di acciaio istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";

[5] Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1:2005 "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.";

[6] "Guideline for european technical approval of non load-bearing permanent shuttering kits/systems based on hollow blocks or panels of insulating materials and sometimes concrete" - June 2002, ETAG 009.

[7] Delibera n. 606 del 21.06.2010 della Giunta Regionale Toscana "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti" - Regione Toscana;

[8] NORMA ITALIANA - UNI EN 795 "Protezione contro le cadute dall'alto. Dispositivi di ancoraggio. Requisiti e prove" - dicembre 2002, Ente Nazionale Italiano di Unificazione.

[9] CNR-DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni";

4.1 Bibliografia

[10] Tecnologie del Costruire - Paolo Cioni, Università di Pisa;

[11] The Masonry Arch - Jaques Heyman, University of Cambridge;

[12] Le Pareti in Calcestruzzo Gettate entro Blocco Cassero in Legno Mineralizzato - R. Scotta, R. Vitaliani, Università degli Studi di Padova - dicembre 2008;

[13] Teoria e Tecnica delle Strutture - Piero Pozzati Vol n°1 Ed. UTET 1997.

5 Convenzioni utilizzate

5.1 Simboli e acronimi

- CA - Cemento Armato
- CAP - Cemento Armato Precompresso
- CDS - Caratteristiche Di Sollecitazione
- FEM - Finite Element Method (Metodo agli elementi finiti)
- FRP - Fiber Reinforced Polymer
- SLU - Stato Limite Ultimo
- SLER - Stato Limite di Esercizio (combinazione Rara)
- SLEF - Stato Limite di Esercizio (combinazione Frequente)

- SLEQ - Stato Limite di Esercizio (combinazione Quasi permanente)
- SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita
- SLO - Stato Limite di Operatività
- SLD - Stato Limite di Danno
- SLC - Stato Limite di Collasso

5.2 Unità di misura

Le unità di misura utilizzate in relazione sono:

- Forze in Newton (N), kiloNewton (kN), kilogrammi (kg) o tonnelate (t)
- Lunghezze in metri (m), centimetri (cm) o millimetri (mm)
- Angoli in gradi sessadecimali (°)
- Tempo in secondi (s)
- Temperatura in gradi centigradi (°C)

Per le forze si adotta la convenzione:

$$1\ kg = 10\ N$$

6 Principi di progettazione

Per la verifica di sicurezza delle strutture si utilizza la progettazione agli stati limite con il metodo dei coefficienti parziali. Si verifica che in tutte le situazioni di progetto significative, non venga superato nessuno stato limite significativo. Si deve verificare che il valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d non sia maggiore del valore di progetto della resistenza R_d corrispondente.

$$E_d \leq R_d$$

Ad ogni situazione di progetto significativa corrisponde un caso di carico critico ottenuto combinando le singole azioni. Per ogni caso di carico critico, i valori di progetto degli effetti delle azioni E_d devono essere determinati combinando i valori delle azioni che si considera si verifichino simultaneamente.
I valori di progetto degli effetti delle azioni E_d possono essere espressi in termini generali nella forma seguente:

$$E_d = E\{ F_{d,i}; a_d\}\ i \geq 1$$

dove:

a_d indica i valori di progetto dei dati geometrici;

$F_{d,i}$ è il valore di progetto della i-esima azione;

I valori di progetto delle azioni F_d vengono ottenuti impiegando i valori caratteristici delle stesse F_k in combinazione con i coefficienti parziali per le azioni γ_F e i valori rappresentativi significativi per le azioni F_{rep}.

$$F_d = \gamma_F F_{rep}$$

$$F_{rep} = \psi F_k$$

Utilizzando i simboli G per le azioni di tipo permanente, P per le azioni di precompressione e Q per le azioni variabili, E_d può essere espresso nella forma seguente:

$$E_d = E\{\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \}\ j \geq 1\ ;\ i \geq 1$$

La resistenza di progetto R_d può essere espressa nella forma seguente:

$$R_d = R\{X_{d,i};\ a_d\}\ i \geq 1$$

dove:

$X_{d,i}$ è il valore di progetto della proprietà *i* del materiale;

γ_{Rd} è il coefficiente parziale che tiene conto dell'incertezza del modello di resistenza;

a_d indica i valori di progetto dei dati geometrici;

I valori di progetto X_d delle proprietà dei materiali possono essere espresse nella forma seguente:

$$X_d = \eta\, X_k / \gamma_m$$

dove:

X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale;

γ_m è il coefficiente parziale per la proprietà del materiale;

η è il valore medio del coefficiente di conversione.

6.1 Descrizione del modello strutturale

Per la valutazione della sicurezza degli interventi previsti si è fatto riferimento a diversi modelli strutturali. In particolare per lo studio delle strutture portanti in acciaio sono stati adottati modelli di calcolo semplificati.

6.2 Analisi dei carichi

6.2.1 Pesi propri

6.2.1.1 Pesi propri materiali

Peso proprio cls	2400	kg/mc
Peso proprio CA	2500	kg/mc
Peso proprio acciaio	7850	kg/mc

6.2.1.2 Pesi propri elementi strutturali

Peso proprio pannelli sandwich per copertura	25	kg/mq
Peso proprio pannelli sandwich per baraccatura laterale	25	kg/mq

6.2.1.3 Pesi propri elementi non strutturali

Peso proprio impianti appesi	20	kg/mq

6.2.2 Carichi variabili

Ambienti ad uso industriale (Categoria E)

Cat. E2 - Carico verticale uniformemente distribuito	q_k =	600	kg/mq
Cat. E2 - Carico verticale concentrato	Q_k =	600	kg
Cat. E2 - Carico orizzontale lineare	H_k =	100	kg/m

Coperture e sottotetti (Categoria H)

Cat. H - Carico verticale uniformemente distribuito	q_k =	50	kg/mq

Cat. H - Carico verticale concentrato	Q_k =	120	kg
Cat. H - Carico orizzontale lineare	H_k =	100	kg/m

6.2.3 Azione del vento

Per quanto concerne i parametri caratteristici dell'azione del vento ed il calcolo dell'azione del vento di progetto si rimanda al Fascicolo dei calcoli.

Pisa ricade nella **Zona 3** della zonizzazione nazionale e il sito di costruzione ha una **Classe di rugosità del terreno D**.

La pressione cinetica di riferimento vale:

Pressione cinetica di riferimento	q_r =	45,60	kg/mq

Nel caso in oggetto per un valore dell'altezza z dell'edificio di 9,5 m il coefficiente di esposizione c_e vale:

$$c_e = 2{,}32$$

I seguenti valori caratteristici dell'azione del vento sono stati calcolati utilizzando un coefficiente $c_p = 1$ e un coefficiente di attrito $c_f = 0{,}04$ (valido per superfici ondulate §G.12 [9]).

Pressione del vento	p =	105,90	kg/mq
Azione tangenziale del vento	p_f =	4,30	kg/mq

6.2.3.1 Azione del vento sulle superfici dell'edificio

Per quanto concerne le azioni del vento, sulle pareti dell'edificio e sulla copertura, queste si differenziano a seconda della direzione con cui il vento le investe. I coefficienti aerodinamici c_{pe} e c_{pi} utilizzati per i vari casi sono quelli indicati dalle Norme Tecniche §C3.3.8. [2].

Pareti verticali di edifici a pianta rettangolare (C3.3.8.1.1 [2])

L'edificio ha pianta rettangolare per cui si adottano i valori indicati in tabella C3.3.I [2].

I rapporti h/d sono i seguenti:

$$h/d_{\text{ (frontale)}} = 9 / 21{,}5 \approx 0{,}42$$

$$h/d_{\text{ (laterale)}} = 9 / 35 \approx 0{,}26$$

a favore di sicurezza si considerano i seguenti valori:

$$c_{pe\text{ (Faccia sopravento)}} = 0{,}8 \text{ (calcolato per } h/d > 1)$$

$$c_{pe\text{ (Faccia laterale)}} = -0{,}9 \text{ (calcolato per } h/d > 0{,}5)$$

$$c_{pe\text{ (Faccia sottovento)}} = -0{,}5$$

Coperture piane di edifici a pianta rettangolare (C3.3.8.1.2 [2])

Dato che la pendenza delle falde della copertura ha una inclinazione compresa tra -5° e 5° si ricade nel caso di copertura piana per cui di adottano i valori indicati in tabella C3.3.III [2].

A favore di sicurezza si considerano i seguenti valori:

$$c_{pe\text{ (Fascia sopravento)}} = -0{,}8$$

$$c_{pe\text{ (Restanti zone compresse)}} = 0{,}2$$

$$c_{pe\text{ (Restanti zone in depressione)}} = -0{,}6 \text{ (per vento in direzione parallela al colmo)}$$

Pressione interna

Dato che le aperture della costruzione vengono usualmente tenute chiuse e che comunque possono essere chiuse in caso di necessità, la costruzione può essere considerata stagna e quindi si trascurano gli effetti delle pressioni interne.

Se il capannone venisse utilizzato con una sola apertura frontale di area superiore al triplo della somma delle aree delle aperture presenti sulle rimanenti superfici, si ricadrebbe nel Caso 2 ai sensi del §C3.3.8.5 [2] o nel caso di "Edificio con una superficie dominante" ai sensi del §G.4.2 [9] per cui:

$$c_{pi} = 0{,}9\ c_{pe}$$

Di seguito si riassumono i valori massimi e minimi delle pressioni di progetto del vento agenti sulle superfici dell'edificio.

Pressione massima su pareti verticali sopravento	0,8 x $p = q_{v1}$ =	84,72	kg/mq
Depressione massima su pareti verticali sottovento	0,5 x $p = q_{v2}$ =	52,95	kg/mq
Depressione massima su piano di copertura	0,8 x $p = q_{v3}$ =	84,72	kg/mq
Pressione massima su piano di copertura	0,2 x $p = q_{v3}$ =	21,18	kg/mq

6.2.4 Azione della neve

Per quanto concerne i parametri caratteristici dell'azione della neve ed il calcolo dell'azione della neve di progetto si rimanda al Fascicolo dei calcoli.

Carico neve	80	kg/mq

6.2.5 Azione termica

Secondo quanto indicato dalle Norme Tecniche [1] si considera la sola componente ΔT_u definita come la differenza tra la temperatura media reale e quella iniziale alla data della costruzione.
Per gli edifici con struttura in acciaio esposta dalla tabella Tab. 3.5.II. [1] si ottiene:

Variazione termica	ΔT_u =	± 25	°C

Il coefficiente di espansione termica dell'acciaio α vale:

Coefficiente di espansione termica	α =	12 E^{-6}	°C^{-1}

6.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati.

6.3.1 Acciaio

6.3.1.1 Acciaio per cemento armato

Acciaio ad aderenza migliorata B450C

$f_{t\,nom}$ = 540 N/mmq

$f_{y\,nom}$ = 450 N/mmq

f_{yd} = 450 / 1,15 = 391 N/mmq

f_{tk}	>	$f_{t\,nom}$
f_{yk}	>	$f_{y\,nom}$
$(f/f_y)_k$	<	1,35

$(f/f_y)_k$	≥	1,15
$(f_y/f_{y\,nom})_k$	≤	1,25
$(A_{gt})_k$	≥	7,5%

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui a §11.3.1.2 delle Norme Tecniche [1] e controllati con le modalità riportate a §11.3.2.11 delle Norme Tecniche [1].

6.3.1.2 Acciaio per strutture metalliche e strutture composte

Acciaio S235 UNI EN 10025-2

f_{tk} = 360 N/mmq

f_{yk} = 235 N/mmq

f_{yd} = 235 / 1,05 = 224 N/mmq

7 Valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura

Nel seguito si riportano le verifiche effettuate per valutare la sicurezza della struttura.

Per quanto riguarda la definizione delle combinazioni delle azioni che individuano i casi critici, la scelta dei valori dei coefficienti parziali di combinazione ed il calcolo dei valori rappresentativi delle azioni si rimanda a quanto indicato sulle Norme Tecniche [1].

Si ricorda che con la notazione delle Norme Tecniche [1] le combinazioni sono definite nel modo seguente:

Combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1}\, G_1 + \gamma_{G2}\, G_2 + \gamma_{Q1}\, Q_{k1} + \gamma_{Q2}\, \Psi_{02}\, Q_{k2} + \gamma_{Q3}\, \Psi_{03}\, Q_{k3} + \ldots.$$

Combinazione caratteristica o rara:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02}\, Q_{k2} + \Psi_{03}\, Q_{k3} + \ldots.$$

Combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{11}\, Q_{k1} + \Psi_{22}\, Q_{k2} + \Psi_{23}\, Q_{k3} + \ldots.$$

Combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{21}\, Q_{k1} + \Psi_{22}\, Q_{k2} + \Psi_{23}\, Q_{k3} + \ldots.$$

Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21}\, Q_{k1} + \Psi_{22}\, Q_{k2} + \Psi_{23}\, Q_{k3} + \ldots.$$

7.1 Coefficienti di sicurezza per i materiali

Per i calcoli di verifica si utilizzano i seguenti coefficienti di sicurezza sui materiali.

7.1.1 Acciaio per carpenteria

Resistenza delle sezioni	γ_{M0} = 1,05
Resistenza all'instabilità delle membrature	γ_{M1} = 1,05
Resistenza all'instabilità di ponti	γ_{M1} = 1,10
Resistenza sezioni tese indebolite dai fori	γ_{M2} = 1,25
Resistenza dei bulloni	γ_{M2} = 1,25
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione	γ_{M2} = 1,25
Resistenza delle saldature a cordone d'angolo	γ_{M2} = 1,25

7.1.2 Acciaio per cemento armato

Coefficiente parziale di sicurezza per acciaio $\gamma_s = 1, 15$

7.1.3 Calcestruzzo

Coefficiente parziale di sicurezza per il cls $\gamma_c = 1, 50$

7.2 Arcarecci di copertura

Per quanto concerne un predimensionamento di massima della struttura di copertura e della capriata si effettua per prima cosa una valutazione del peso proprio della copertura e dei carichi variabili dovuti alla neve, al vento e di utilizzo.
Si è già detto che i pannelli sandwich utilizzati per la copertura debbano essere posizionati con luci massime non superiori ai 180cm .
L'altezza della capriata sarà di almeno 150 cm in corrispondenza del colmo.

Secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche di cui al DM 17.01.2018 per gli arcarecci di falda si devono effettuare verifiche di resistenza e di deformabilità.
Nel caso degli arcarecci la condizione più vincolante è la limitazione della freccia d_2 al valore limite di L/250 (NTC 2018 §4.2.4.2.1).
La freccia totale d_{max} può essere ridotta applicando opportune controfrecce in fase di montaggio.

Si presuppone di utilizzare arcarecci di peso fino a 25 kg/m (IPE 200, HEA 140, …).
Pensando di avere un passo minimo di 1 m il massimo carico distribuito risulta essere pari a:

$$G_1 = 25 \text{ kg/mq}$$

Gli altri carichi uniformemente distribuiti sono:

$$G_2 = 25 \text{ kg/mq}$$
$$Q_1 = 50 \text{ kg/mq (uso e manutenzione)}$$
$$Q_2 = 80 \text{ kg/mq (neve)}$$
$$Q_3 = 21{,}18 \text{ kg/mq (vento)}$$

Dato che nel caso in oggetto

$$Q_1 > 0{,}5\ Q_2$$

la combinazione più gravosa dei carichi variabili è sempre quella con azione variabile dominante di uso e manutenzione per la quale si ha un carico variabile uniforme Q pari a:

$$Q = (Q_1 + 0{,}5\ Q_2 + 0{,}6\ Q_3) = 103 \text{ kg/mq}$$

Per il predimensionamento si ipotizza uno schema statico di semplice appoggio su una luce di 5 m e interasse 1,8 m, su cui agisce un carico accidentale distribuito uniforme q pari a:

$$q = (Q_1 + 0{,}5\ Q_2 + 0{,}6\ Q_3) \times i = 103 \times 1{,}8 = 185 \text{ kg/m}$$

La freccia d_2 massima vale

$$d_2 = 5\ q\ l^4 / (384\ E\ J) \leq l/250$$

quindi:

$$J_{min} = 250 \times 5\ q\ l^3 / (384\ E) = 1{,}55 \times 10^{-6}\ q\ l^3 = 358 \text{ cm}^4$$

Si deve utilizzare almeno 1 IPE 140 (J=541,2cm⁴), 1 HEA 120 (J=606,2cm⁴) o 1 UPN 120 (J=364cm⁴).

Il piano di copertura è sorretto da arcarecci realizzati con profilati in acciaio disposti ad interasse regolare e appoggiati sulle capriate. Gli arcarecci sono realizzati con profilati IPE 140 disposti ad un interasse di circa 160 cm ed hanno una lunghezza di 500 cm.

La verifica di sicurezza di questo elemento strutturale è soddisfatta qualora siano rispettati i limiti di resistenza per lo Stato Limite Ultimo (SLU) e di deformabilità per lo Stato Limite di Esercizio riferito alla combianazione caratteristica (SLER).

I parametri caratteristici del profilato IPE 140 necessari per i calcoli di verifica sono:

$P = 12,90$ kg/m
$A = 16,43$ cm^2
$A_v = 7,64$ cm^2
$J_y = 541,2$ cm^4
$W_y = 77,32$ cm^3

7.2.1 Analisi dei carichi

Arcareccio IPE140		12,90 kg/m
Manto di copertura in pannelli sandwich		25,00 kg/mq
Carico variabile per coperture (Cat. H1)		50,00 kg/mq
Carico neve		80,00 kg/mq
Carico vento		21,18 hg/mq

Carico distribuito sul singolo arcareccio

Carico permanente strutturale	$G_1 =$	12,90 kg/m
Carico permanente non strutturale	25 x 1,6 = $G_2 =$	40,00 kg/m
Carico variabile Cat.H1	50 x 1,6 = $Q_1 =$	80,00 kg/m
Carico variabile neve	80 x 1,6 = $Q_2 =$	128,00 kg/m
Carico variabile vento	21,18 x 1,6 = $Q_2 =$	33,89 kg/m

Peso totale del singolo arcareccio

Peso singolo arcareccio	12,90 x 5 =	64,50 kg

7.2.2 Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

Per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione si utilizza uno schema statico di trave su due appoggi con carico uniformemente distribuito q e lunghezza L pari a 500. Le sezioni in cui sono i valori sono massimi sono quelle di mezzeria e di estremità.
In mezzeria i valori delle caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N = 0$$
$$M = q\,L^2 / 8$$
$$V = 0$$

mentre alle estremità della trave valgono:

$$N = 0$$
$$M = 0$$
$$V = q\,L / 2$$

Nel caso in oggetto in mezzeria si ha:

$$N_{G1} = N_{G2} = N_{Q1} = N_{Q2} = 0$$
$$M_{G1} = 12,90 \text{ x } 5,00^2 / 8 = 40,31 \text{ kg m}$$

$$M_{G2} = 40{,}00 \text{ x } 5{,}00^2 / 8 = 125 \text{ kg m}$$
$$M_{Q1} = 80{,}00 \text{ x } 5{,}00^2 / 8 = 250 \text{ kg m}$$
$$M_{Q2} = 128 \text{ x } 5{,}00^2 / 8 = 400 \text{ kg m}$$
$$M_{Q3} = 34 \text{ x } 5{,}00^2 / 8 = 106 \text{ kg m}$$
$$V_{G1} = V_{G2} = V_{Q1} = V_{Q2} = 0$$

mentre alle estremità della trave si ha:

$$N_{G1} = N_{G2} = N_{Q1} = N_{Q2} = 0$$
$$M_{G1} = M_{G2} = M_{Q1} = M_{Q2} = M_{Q3} = 0$$
$$V_{G1} = 10{,}40 \text{ x } 5{,}00 / 2 = 26 \text{ kg}$$
$$V_{G2} = 40{,}00 \text{ x } 5{,}00 / 2 = 100 \text{ kg}$$
$$V_{Q1} = 80{,}00 \text{ x } 5{,}00 / 2 = 200 \text{ kg}$$
$$V_{Q2} = 128 \text{ x } 5{,}00 / 2 = 320 \text{ kg}$$
$$V_{Q3} = 34 \text{ x } 5{,}00 / 2 = 85 \text{ kg}$$

7.2.3 Calcolo degli spostamenti verticali

Anche per il calcolo degli spostamenti verticali si utilizza uno schema statico di trave su due appoggi con carico uniformemente distribuito q (calcolato per la combinazione caratteristica) e lunghezza L pari a 500.
La sezione in cui lo spostamento verticale è massimo è quella di mezzeria e lo spostamento vale:

$$\delta = 5\ q\ L^4 / (384\ E\ J)$$

Nel caso in oggetto in mezzeria si ha:

$$\delta_{G1} = 5 \text{ x } 0{,}13 \text{ x } 500^4 / (384 \text{ x } 2100000 \text{ x } 541\ ) = 0{,}09 \text{ cm}$$
$$\delta_{G2} = 5 \text{ x } 0{,}40 \text{ x } 500^4 / (384 \text{ x } 2100000 \text{ x } 541) = 0{,}29 \text{ cm}$$
$$\delta_{Q1} = 5 \text{ x } 0{,}80 \text{ x } 500^4 / (384 \text{ x } 2100000 \text{ x } 541) = 0{,}57 \text{ cm}$$
$$\delta_{Q2} = 5 \text{ x } 1{,}28 \text{ x } 500^4 / (384 \text{ x } 2100000 \text{ x } 541) = 0{,}92 \text{ cm}$$
$$\delta_{Q3} = 5 \text{ x } 0{,}34 \text{ x } 500^4 / (384 \text{ x } 2100000 \text{ x } 541) = 0{,}24 \text{ cm}$$

7.2.4 Verifica di resistenza delle membrature (SLU)

La verifica di resistenza delle membrature viene effettuata per la combinazione delle azioni fondamentale secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [1].
Si effettuano le verifiche di resistenza nelle sezioni di mezzeria (dove è massimo il momento flettente e nullo il taglio) e alle estremità (dove è massimo il taglio e nullo il momento flettente).

7.2.4.1 Combinazione delle azioni

Nel caso in oggetto si hanno 3 tipi di azioni variabili:

1. azione variabile per utilizzo e manutenzione Q_1
2. azione della neve Q_2
3. azione del vento Q_3

quindi le combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente sono le seguenti:

CU01 - Combinazione 1 - SLU - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ (Q_1 + 0{,}5\ Q_2 + 0{,}6\ Q_3)$$

CU02 - Combinazione 2 - SLU - Azione variabile dominante: neve

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ (Q_2 + 0{,}6\ Q_3)$$

CU03 - Combinazione 3 - SLU - Azione variabile dominante: vento

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ (Q_3 + 0{,}5\ Q_2)$$

Nel caso in oggetto la combinazione più gravosa è sempre quella con azione variabile dominante di uso e manutenzione a cui corrisponde la seguente combinazione del carico uniformemente distribuito:

$$q_{SLU} = 1{,}3 \text{ x } 12{,}90 + 1{,}5 \text{ x } 40 + 1{,}5\ (80 + 0{,}5 \text{ x } 128 + 0{,}6 \text{ x } 34) = 323{,}37 \text{ kg/m}$$

7.2.4.2 Flessione monoassiale (retta)

La verifica a flessione si effettua confrontando il valore del momento sollecitante, calcolato per la sola combinazione delle azioni più gravosa, con quello del momento resistente.

CU01 - Combinazione 1 - SLU - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

Per questa combinazione di carico il momento flettente sollecitante M_{Ed} in mezzeria vale:

$$M_{Ed} = 1{,}3\ M_{G1} + 1{,}5\ M_{G2} + 1{,}5\ (M_{Q1} + 0{,}5\ M_{Q2} + 0{,}6\ M_{Q3}) = 1013 \text{ kg m}$$

Il momento resistente di 1 IPE 140 vale:

$$M_{c,Rd} = W f_{yk} / \gamma_{M0} = 77320 \text{ x } 235 / 1{,}05 = 17{,}305 \text{ kN m} = 1731 \text{ kg m}$$

Il rapporto tra i valori vale:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0{,}59$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.2.4.3 Taglio

La verifica a taglio si effettua confrontando il valore del taglio sollecitante, calcolato per la sola combinazione delle azioni più gravosa, con quello del taglio resistente.

CU01 - Combinazione 1 - SLU - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

Per questa combinazione di carico il momento flettente sollecitante M_{Ed} in mezzeria vale:

$$V_{Ed} = 1{,}3\ V_{G1} + 1{,}5\ V_{G2} + 1{,}5\ (V_{Q1} + 0{,}5\ V_{Q2} + 0{,}6\ V_{Q3}) = 800 \text{ kg}$$

Il taglio resistente di 1 IPE 140 vale:

$$V_{Rd} = A_v f_{yk} / (3^{1/2}\ \gamma_{M0}) = 764 \text{ x } 235 / (1{,}73 \text{ x } 1{,}05) = 98{,}838 \text{ kN} = 9884 \text{ kg}$$

Il rapporto tra i valori vale:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0{,}08$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.2.5 Verifica di deformabilità (SLE)

La verifica di deformabilità viene effettuata controllando che i valori degli spostamenti verticali siano inferiori ai valori limite validi per le “Coperture in generale” (§4.2.4.2.1. [1]).

Devono essere calcolati i valori dello spostamento massimo totale δ_{max} calcolato con combinazione di carico caratteristica e lo spostamento massimo δ_2 calcolato con combinazione di carico rara dei soli carichi variabili.

Si effettua la verifica nella sezione di mezzeria (dove è massimo il valore dello spostamento verticale).

7.2.5.1 Combinazione delle azioni

Anche in questo caso si hanno 3 tipi di azioni variabili:

1. azione variabile per utilizzo e manutenzione Q_1
2. azione della neve Q_2
3. azione del vento Q_3

e anche in questo caso la combinazione delle azioni più gravosa è quella con azione variabile dominante di uso e manutenzione per la quale si ha:

CE01 - Combinazione 1 - SLE Caratteristica - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

$$G_1 + G_2 + Q_1 + 0{,}5\ Q_2 + 0{,}6\ Q_3$$

7.2.5.2 Verifica degli spostamenti verticali

La verifica si effettua confrontando il valore dello spostamento massimo δ_{max} con quello limite.

CE01 - Combinazione 1 - SLE Caratteristica - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

$$\delta_{max} = \delta_{G1} + \delta_{G2} + \delta_{Q1} + 0{,}5\ \delta_{Q2} + 0{,}6\ \delta_{Q3} = 1{,}55 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \delta_{Q1} + 0{,}5\ \delta_{Q2} + 0{,}6\ \delta_{Q3} = 1{,}17 \text{ cm}$$

I valori limite per le coperture sono:

$$\delta_{max,lim} = L/200 = 2{,}5 \text{ cm}$$

$$\delta_{2,lim} = L/250 = 2{,}0 \text{ cm}$$

I rapporti tra i valori valgono:

$$\delta_{max} / \delta_{max,lim} = 0{,}62$$

$$\delta_2 / \delta_{2,lim} = 0{,}59$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.2.6 Trave continua su 3 appoggi

Ipotizzando di realizzare due arcarecci contigui con un unico profilato appoggiato su 3 capriate lo schema statico diviene quello di trave su 3 appoggi e carico uniformemente distribuito.

In tal caso il momento massimo sollecitante ha lo stesso valore assoluto del momento flettente già calcolato ma segno inverso ed è situato in corrispondenza dell'appoggio centrale. Su tale appoggio i valori delle caratteristiche di sollecitazione per lo SLU valgono:

$$M_{Ed} = q\ L^2 / 8 = 1013 \text{ kg m}$$

$$V_{Ed} = 5\ q\ L / 8 = 1000 \text{ kg}$$

Per tenere conto della contemporanea presenza del momento flettente e del taglio, la verifica di resistenza viene effettuata confrontando il valore della tensione ideale con quello massimo ammissibile del materiale.

$$\sigma_{id} = (\sigma_x^2 + 3\ \tau^2\ )^{1/2} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_{id} = [(101300 / 77)^2 + 3 \text{ x } (1000 / 7{,}64)^2\ ]^{1/2} = 1335 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} / \gamma_{M0} = 2238 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{id} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma_{id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0,60$$

Con lo schema statico di trave su 3 appoggi, gli abbassamenti del profilo risultano inferiori a quelli già calcolati con lo schema statico di trave su 2 appoggi.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

- Cosa succede se la copertura ha una pendenza maggiore? Per quale angolo di rotazione della sezione resistente dell'arcareccio diventa significativo il contributo della flessione deviata?
- Cosa succede se si utilizzano come arcarecci UPN sfalsati?
- Gli arcarecci quando disposti su 3 appoggi devono essere messi sfalsati per avere un carico verticale totale uguale su tutte le capriate.

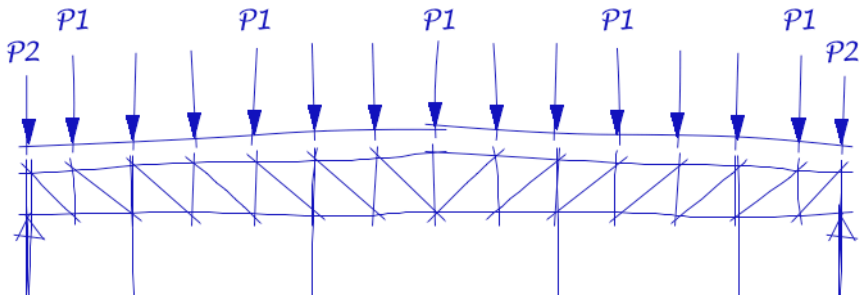
7.3 Capriata tipo

La capriata è del tipo Mohnié ed ha una luce di 21,5 m.
La capriata è realizzata come una trave reticolare le cui aste sono a loro volta costituite da 2 profilati a L accoppiati, queste aste sono definite come "… sezioni composte da elementi ravvicinati collegati con calastrelli o imbottiture …" ai sensi del § C4.2.4.1.3.1.5 delle Norme Tecniche [2]. Per le verifiche di stabilità si può procedere come per una asta semplice, trascurando la deformabilità a taglio del collegamento, se gli interassi dei collegamenti sono inferiori a 15 ρ_{min}. e se la distanza tra i singoli elementi è pari a quella delle piastre di attacco ai nodi e comunque non superiore a 3 volte il loro spessore.
Per il corrente superiore vengono utilizzati 2 L80x120x12, per il corrente inferiore 2 L80x80x10, per i montanti e diagonali 2 L60x60x6.

Lo schema statico utilizzato per le verifiche è quello di trave reticolare su 2 appoggi con carichi concentrati nei nodi superiori.

La verifica di sicurezza è soddisfatta qualora, per ogni elemento strutturale costituente, siano rispettati i limiti di resistenza e di stabilità per lo Stato Limite Ultimo (SLU).

Si ipotizza che il carico trasferito alla capriata dalla copertura agisca con forze concentrate nei nodi superiori della stessa. Anche il peso proprio viene ipotizzato concentrato nei nodi.



Ipotizzando che alla capriata siano appesi impianti per 20 kg/mq, il carico uniformemente distribuito agente sulla capriata in esercizio è il seguente:

$$Q = (25+25+103+20) \times 5 = 865 \text{ kg/m}$$

Si è già ipotizzato di avere una altezza massima della capriata di 150 cm nel colmo pari a 1/5 dell'altezza utile e 1/15 della luce.
Per completare l'analisi dei carichi si deve stimare il peso proprio della capriata. Si può ipotizzare che il peso proprio della capriata sia compreso tra il 20% e il 25% del carico totale che la stessa dovrà sopportare in esercizio e che comunque il peso proprio non sia inferiore al valore correlato all'altezza massima della capriata stessa con una equivalenza tra suddetta altezza espressa in cm e il peso lineare distribuito espresso in kg/m, quindi per una altezza di 150 cm si può ipotizzare un peso di 150 kg/m.
Per le considerazioni già fatte nel caso in oggetto si può ipotizzare che il peso proprio della capriata sia di 150 kg/m.
Il momento massimo in mezzeria dovuto ai carichi portati (sezione di colmo della capriata) vale:

$$M_{max} = q\ L^2 / 8$$

Nel caso in oggetto:

$$M_{max} = (150 + 865) \times 21{,}5^2 / 8 = 58648\ kg\ m$$

La compressione sull'elemento superiore della capriata, nell'ipotesi di avere una braccio tra i correnti di 150 cm, è pari a:

$$N_{max} = M_{max} / h = 58648 / 1{,}5 = 39099\ kg$$

Ipotizzando che sul corrente superiore tale valore possa anche raddoppiare per i fenomeni di instabilità e moltiplicando tale valore per un coefficiente parziale per le azioni pari a 1,5 per considerare lo SLU si ha:

$$N_{max} = 1{,}5 \times 2 \times 39099 = 117296\ kg$$

La sezione minima di acciaio necessaria per resistere a tale carico è:

$$A_{min} = 1172960 / (235 / 1{,}05) = 5241\ mmq \approx 52\ cmq$$

In alternativa si può procedere con lo studio della trave reticolare con i carichi agenti sulla capriata concentrati nei nodi superiori della stessa.

Utilizzando un interasse di 160 cm per i nodi della capriata si ha che il carico sui singoli nodi vale:

$$P_1 = (P_{copertura} + P_{capriata}) \times i = (865 + 150) \times 1{,}6 = 1624\ kg$$

Il carico concentrato sui nodi posizionati alle estremità (si considera anche l'aggetto della gronda) vale:

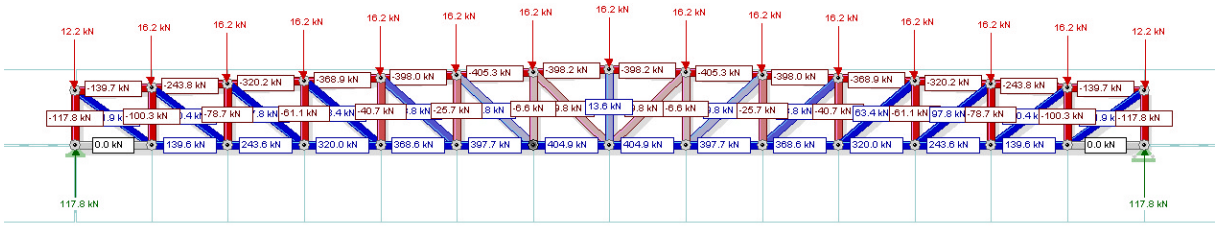
$$P_2 = 0{,}75 \times P_1 = 1218\ kg$$

Con questi valori si calcolano le caratteristiche di sollecitazione agenti sulla capriata.

Il valore della reazione sugli appoggi è pari a R:

$$R = (2P_2 + 13\ P_1) / 2 = 11774\ kg$$

Noti i carichi si possono calcolare le caratteristiche di sollecitazione della struttura reticolare con l'ausilio di un software di calcolo o con il metodo di Ritter.



Nel caso in oggetto le caratteristiche di sollecitazione sono le seguenti:

Corrente superiore N_{max} = -398,20 kN

Corrente inferiore N_{max} = +404,9 kN

Montante N_{max} = -100,3 KN

Diagonale N_{max} = 171,9 kN

Il valore così calcolato per il corrente superiore è compatibile con il valore stimato precedentemente.

Corrente superiore della capriata

Predimensionamento del corrente superiore

Il corrente superiore che risulta compresso viene dimensionato utilizzando il metodo ω secondo le indicazioni della norma CNR 10011.

Il valore di compressione caratteristico vale

$$N = -398,20\ KN$$

Il valore di compressione allo SLU vale:

$$N_{SLU} = 1,5 \times N = 597\ kN$$

Nel piano ortogonale alla capriata la lunghezza libera di inflessione è uguale alla lunghezza della maglia del controvento:

$$L_c = 3 \times 1,6 = 4,8\ m$$

Si ipotizza di avere un valore di ω pari a 2,00.

$$\omega = 2,00$$

che corrisponde ad una snellezza massima (curva C - profili generici con spessore inferiore a 40mm):

$$\lambda_{\square\square\square} = 100$$

La sezione minima del profilato vale:

$$A_{min} = \omega\ N_{SLU}\ \gamma_{M0} / f_{yk} = 5335\ mmq$$

Il raggio di inerzia minimo vale:

$$\rho_{y,min} = L_c / \lambda_{\square\square\square} = 4,80\ cm$$

Nel piano della capriata la lunghezza libera di inflessione è uguale alla lunghezza della maglia della trave reticolare costituente la capriata:

$$L_c = 1,6\ m$$

Si ipotizza di avere un valore di ω pari a 1,5

$$\omega = 1,5$$

che corrisponde ad una snellezza (curva C - profili generici con spessore inferiore a 40mm):

$$\lambda = 73$$

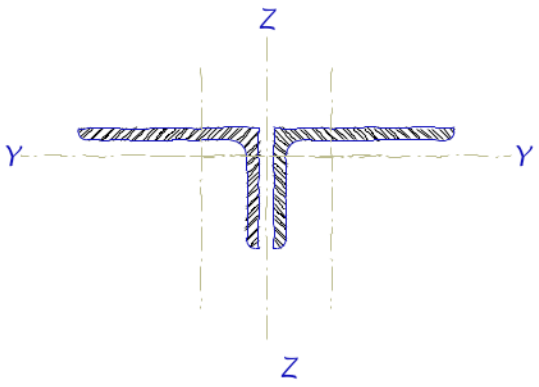
La sezione minima del profilato vale:

$$A_{min} = \omega\ N_{SLU}\ \gamma_{M0} / f_{yk} = 4001\ mmq$$

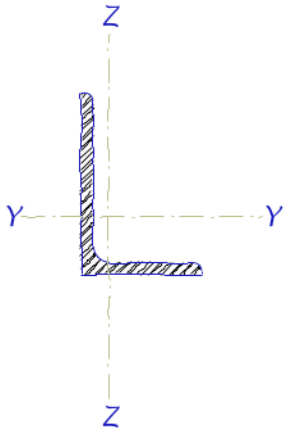
Il raggio di inerzia minimo vale:

$$\rho_{x,min} = L_c / \lambda = 2,19\ cm$$

Si devono utilizzare almeno 2 L 150 x 90 x 12 ($\rho_z \approx 1,414 \times 4,77 = 6,74$ cm, $\rho_y = 2,49$ cm, $A = 5500$ mmq)



Accoppiando in questo modo i profilati ρ_x aumenta rispetto al ρ_y del profilato singolo ma ρ_y rimane uguale al valore ρ_x del profilato singolo.



Il corrente superiore è realizzato con 2 profilati a L 150 x 90 x 12 accoppiati sul lato corto e distanziati di 10 mm.
I singoli profilati in acciaio sono collegati mediante imbottiture posizionate ad un interasse di 300 mm.
I parametri caratteristici del profilato L 150 x 90 x 12 necessari per i calcoli di verifica sono:

P = 21,60 kg/m
A = 27,50 cm^2
t = 12 mm
J_y = 627 cm^4
W_y = 63,3 cm^3
ρ_y = 4,77 cm
e_y = 5,09 cm
J_z = 171 cm^4
W_z = 24,80 cm^3
ρ_z = 2,49 cm
e_z = 2,10 cm

Si calcolano di seguito i parametri geometrici della sezione composta risultante. Definiti J'_y e J'_z moduli di inerzia e A' area del singolo profilato si ha:

$$A = 2\,A' = 2 \text{ x } 27{,}50 = 55{,}0 \text{ cm}^2$$

$$J_y = 2\,J'_z = 2 \text{ x } 171 = 342 \text{ cm}^4$$

$$J_z = 2\,(J'_y + A'\,(e_y + 0{,}5)^2) = 2\,(627 + 27{,}50\,(5{,}09 + 0{,}5)^2) = 2972 \text{ cm}^4$$

$$\rho_y = (J_y / A)^{0{,}5} = (342 / 55{,}0)^{0{,}5} = 2{,}49 \text{ cm}$$

Corrente inferiore della capriata

Predimensionamento del corrente inferiore

Il corrente inferiore risulta teso e viene predimensionato calcolando l'area minima della sezione resistente.

$$N = 404{,}90 \text{ KN}$$

Il valore di trazione allo SLU vale:

$$N_{slu} = 1{,}5 \text{ x } N = 607 \text{ kN}$$

La sezione minima del profilato vale:

$$A_{min} = N_{SLU}\,\gamma_{M0} / f_{yk} = 2714 \text{ mmq}$$

Si devono utilizzare almeno 2 L 90 x 90 x 8 (A = 2780 mmq)

Il corrente inferiore è realizzato con 2 profilati a L 90 x 90 x 10 accoppiati sul lato corto e distanziati di 10 mm. I singoli profilati in acciaio sono collegati mediante imbottiture posizionate ad un interasse di 300 mm.

I parametri caratteristici del profilato L 90 x 90 x 10 necessari per i calcoli di verifica sono:

P = 13,40 kg/m
A = 17,1 cm^2
t = 10 mm
J_y = 127 cm^4
W_y = 19,80 cm^3
ρ_y = 2,72 cm
e_y = 2,59 cm
J_z = 127 cm^4
W_z = 19,80 cm^3
ρ_z = 2,72 cm
e_z = 2,59 cm

Si calcolano di seguito i parametri geometrici della sezione composta risultante. Definiti J'_y e J'_z moduli di inerzia e A' area del singolo profilato si ha:

$$A = 2\,A' = 2 \text{ x } 17{,}10 = 34{,}2 \text{ cm}^2$$

$$J_y = 2\,J'_z = 2 \text{ x } 127 = 254 \text{ cm}^4$$

$$J_z = 2\,(J'_y + A'\,(e_y + 0{,}5)^2) = 2\,(127 + 17{,}1\,(2{,}59 + 0{,}5)^2) = 581 \text{ cm}^4$$

$$\rho_y = (J_y / A)^{0{,}5} = (254 / 34{,}2)^{0{,}5} = 2{,}72 \text{ cm}$$

$$\rho_z = (J_z / A)^{0{,}5} = (581 / 54{,}2)^{0{,}5} = 3{,}27 \text{ cm}$$

Montanti della capriata

Predimensionamento dei montanti

Anche i montanti compressi vengono dimensionati utilizzando il metodo ω secondo le indicazioni delle norma CNR 10011.

A favore di sicurezza si può considerare che il montante più sollecitato debba sopportare l'intero valore della reazione R sull'appoggio della capriata.

$$N = R = -100 \text{ KN}$$

La lunghezza libera di inflessione è:

$$L_c = 1{,}6 \text{ m}$$

Si ipotizza di avere un valore di ω pari a 2.

$$\omega = 2$$

che corrisponde ad una snellezza (curva C):

$$\lambda = 100$$

Il valore di compressione allo SLU vale:

$$N_{SLU} = 1{,}5 \text{ x } N = 150 \text{ kN}$$

La sezione minima del profilato vale:

$$A_{min} = \omega\,N_{SLU}\,\gamma_{M0} / f_{yk} = 1340 \text{ mmq}$$

Il raggio di inerzia minimo vale:

$$\rho_{min} = L_c / \lambda = 1{,}6 \text{ cm}$$

Si devono utilizzare almeno 2 L 60 x 6 (ρ = 1,82 cm, A = 1382 mmq)

I montanti della capriata sono realizzati con 2 profilati a L 60 x 60 x 6 accoppiati e distanziati di 10 mm. I singoli profilati in acciaio sono collegati mediante imbottiture posizionate ad un interasse di 250 mm.

Si utilizza il profilo L 60 x 60 x 6 perché risulta essere in classe 3 (il profilo L 60 x 60 x 5 è in classe 4).

I parametri caratteristici del profilato L 60 x 60 x 6 necessari per i calcoli di verifica sono:

P = 5,42 kg/m
A = 6,91 cm^2
t = 6 mm
J_y = 22,79 cm^4
W_y = 5,29 cm^3
ρ_y = 1,82 cm
e_y = 1,69 cm

Si calcolano di seguito i parametri geometrici della sezione composta risultante. Definiti J'_y e J'_z moduli di inerzia e A' area del singolo profilato si ha:

$$A = 2\,A' = 2 \text{ x } 6{,}91 = 13{,}82 \text{ cm}^2$$

$$J_y = 2\,J'_z = 2 \text{ x } 22{,}79 = 45{,}58 \text{ cm}^4$$

$$J_z = 2\,(J'_y + A'\,(e_y + 0{,}5)^2) = 2\,(22{,}79 + 6{,}91\,(1{,}69 + 0{,}5)^2) = 112 \text{ cm}^4$$

$$\rho_y = (J_y / A)^{0{,}5} = (45{,}58 / 13{,}82)^{0{,}5} = 1{,}82 \text{ cm}$$

$$\rho_z = (J_z / A)^{0{,}5} = (112 / 13{,}82)^{0{,}5} = 2{,}85 \text{ cm}$$

Elementi diagonali della capriata

Predimensionamento dei diagonali

Il diagonale risulta teso e viene predimensionato calcolando l'area minima della sezione resistente. La forza agente sul diagonale teso viene stimata calcolando la componente della reazione vincolare nella direzione del diagonale, quindi:

$$\alpha = tg^{-1}(h / i) = tg^{-1}(100 / 160) = 32^\circ$$

$$N = R / \sin(\alpha) = 100 / \sin(32^\circ) = 189 \text{ kN}$$

Il valore di trazione allo SLU vale:

$$N_{SLU} = 1{,}5 \text{ x } N = 284 \text{ kN}$$

La sezione minima del profilato vale:

$$A_{min} = N_{SLU}\,\gamma_{M0} / f_{yk} = 1268 \text{ mmq}$$

Si devono utilizzare almeno 2 L 60 x 60 x 6 (A = 1382 mmq)

Il diagonale è realizzato con 2 profilati a L 60 x 60 x 6 accoppiati e distanziati di 10 mm. I singoli profilati in acciaio sono collegati mediante imbottiture posizionate ad un interasse di 250 mm.

I parametri caratteristici del profilato L 60 x 60 x 6 necessari per i calcoli di verifica sono:

P = 5,42 kg/m
A = 6,91 cm^2
t = 6 mm
J_y = 22,79 cm^4
W_y = 5,29 cm^3
ρ_y = 1,82 cm
e_y = 1,69 cm

7.3.1 Analisi dei carichi

I carichi agenti sulla capriata sono carichi concentrati nei nodi superiori della stessa dovuti al carico permanente della struttura di copertura, al carico variabile agente sulla copertura e al peso proprio della capriata.
Anche per lo studio della capriata la combinazione di carico più gravosa e quella che prevede come azione variabile dominante il carico di uso e manutenzione. Per comodità di calcolo si terrà conto di suddetta combinazione già nella presente analisi dei carichi.

Peso orditura della copertura (arcarecci e strutture accessorie)

Arcareccio IPE 120 a interasse minimo 1 m	=	12,90	kg/mq
Incremento di peso per presenza di controvento e piastre	=	10,00	kg/mq
Peso orditura copertura ≈		23,00	kg/mq

Peso proprio della capriata

Corrente superiore 2 L80x120x12	2 x 27,5 =	55	kg/m
Corrente inferiore 2 L80x80x10	2 x 13,40 =	27	kg/m
Montanti 2 L60x60x6	13 x 2 x 5,42 x 1,4 / 21,5 =	9	kg/m
Diagonali 2 L60x60x6	2 x 5,42 x 1,41 =	15	kg/m
Peso totale profilati =		106	kg/m
Piastre e strutture di collegamento (30% del peso dei profilati)		32	kg/m
Peso distribuito totale capriata =		138	kg/m

Peso totale della capriata tipo

Peso totale	138 x 21,5 =	2967	kg

Carichi concentrati nei nodi centrali

Peso proprio capriata	138 x 1,6 =	221	
	G_1 =	221	
Peso proprio copertura	25 x 5 x 1,6 =	200	
Peso proprio orditura copertura	20 x 5 x 1,6 =	160	
Peso proprio impianti	20 x 5 x 1,6 =	160	
	G_2 =	520	
Carico acc. + neve + vento	(50 + 0,5 x 80 + 0,6 x 20) x 5 x 1,6 =	816	
	$Q_1 + 0,5\ Q_2$ =	816	
	Carico totale concentrato SLU P =	1557	kg

Carichi concentrati nei nodi di estremità

Si considera di avere un aggetto della gronda pari a 0,25 volte l'interasse degli arcarecci cioè di circa 40 cm.

Carico totale (0,75 x P)	P_E =	1168	kg

Carico totale sull'appoggio

Risultante su singolo appoggio $R = (2P_E + 13\ P) / 2 =$ 11289 kg

7.3.2 Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione degli elementi costituenti la capriata

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione della capriata è stato effettuato con il metodo di Ritter e con l'ausilio di un software di calcolo.

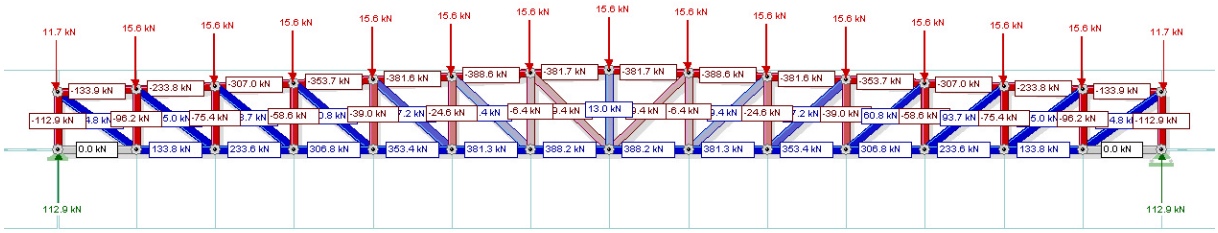


Figura 3 - Sollecitazioni sulla capriata (in rosso le aste compresse, in blu le aste tese)

Si riportano i valori del carico assiale massimo sui singoli elementi della capriata.

Corrente superiore	N_{max} =	-381,7	kN
Corrente inferiore	N_{max} =	388,2	kN
Montante	N_{max} =	-96,2	kN
Diagonale	N_{max} =	164,8	kN
Colonna laterale	N_{max} =	-112,9	kN

7.3.3 Verifiche di resistenza e stabilità delle membrature (SLU)

Le verifiche di resistenza e stabilità delle membrature vengono effettuate per la combinazione delle azioni fondamentale secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [1].
Si effettuano le verifiche di resistenza nelle sezioni più sollecitate del corrente superiore, del corrente inferiore dei montanti e degli elementi diagonali. Si effettuano le verifiche di stabilità per le sole aste compresse.

7.3.3.1 Combinazione delle azioni

Nel caso in oggetto, a favore di sicurezza, si utilizza un valore del coefficiente per le azioni uguale a 1,5 per tutte le azioni.

CU03 - Combinazione 1 - SLU - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

$$1{,}5\ (G_1 + G_2 + Q_1 + 0{,}5\ Q_2 + 0{,}6\ Q_3)$$

7.3.3.2 Verifica di resistenza del Corrente superiore L 150x90x12

Allo SLU il carico assiale vale:

$$N_{Ed} = 1{,}5 \text{ x } 356 = 573 \text{ kN}$$

Il carico assiale resistente vale:

$$N_{c,Rd} = A\ f_{yk} / \gamma_{M0} = (2 \text{ x } 2750 \text{ x } 235 / 1{,}05) = 1231 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0{,}47$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.3.3.3 Verifica di resistenza del Corrente inferiore L 90x90x10

Allo SLU il carico assiale vale:

$$N_{Ed} = 1,5 \text{ x } 388,20 = 582 \text{ kN}$$

Il carico assiale resistente vale:

$$N_{pl,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = (2 \text{ x } 1710 \text{ x } 235 / 1,05) = 765 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_{tk} / \gamma_{M2} = 0,9 \text{ x } 2 \text{ x } 1710 \text{ x } 360 / 1,25 = 886 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = 765 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0,76$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.3.3.4 Verifica di resistenza del Montante L 60x60x6

Allo SLU il carico assiale vale:

$$N_{Ed} = 1,5 \text{ x } 96,2 = 144 \text{ kN}$$

Il carico assiale resistente vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = (2 \text{ x } 691 \text{ x } 235 / 1,05) = 309,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0,47$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.3.3.5 Verifica di resistenza del Diagonale L 60x60x6

Allo SLU il carico assiale vale:

$$N_{Ed} = 1,5 \text{ x } 164,8 = 247 \text{ kN}$$

Il carico assiale resistente vale:

$$N_{pl,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = (2 \text{ x } 691 \text{ x } 235 / 1,05) = 309 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_{tk} / \gamma_{M2} = 0,9 \text{ x } 2 \text{ x } 691 \text{ x } 360 / 1,25 = 358 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = 309 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0,80$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.3.3.6 Verifica di stabilità del Corrente superiore L 150x90x12

Allo SLU il carico assiale vale:

$$N_{Ed} = 1,5 \text{ x } 381,7 = 573 \text{ kN}$$

Verifica nel piano della capriata

Nel piano della capriata si ha:

$$L_0 = \beta L = 1 \text{ x } 160 = 160 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_0 / \rho = 160 / 2,49 = 64,26$$

$$N_{cr} = \pi^2 (E J_y) / L_0^2 = 184600 \text{ kg} = 2769 \text{ kN}$$

$$\lambda^2 = L_0^2 A / J_y = 160^2 \text{ x } 55,0 / 342 = 4117$$

$$\lambda^* = (A f_{yk} / N_{cr})^{1/2} = (\lambda^2 f_{yk} / (E \pi^2))^{1/2} = 0,68$$

Curva di instabilità: b

$$\alpha = 0,34$$

$$\Phi = 0,5\ [1 + \alpha\ (\lambda^* - 0,2) + \lambda^{*2}] = 0,8128$$

$$\chi = 1\ /\ (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{1/2}) = 0,80$$

$$N_{b,RD} = \chi\ A\ f_{yk}\ /\ \gamma_{M1} = 985\ \text{kN}$$

$$N_{Ed}\ /\ N_{b,Rd} = 0,58$$

Verifica nel piano della copertura

Nel piano della copertura si ha:

$$L_0 = \beta\ L = 1\ \text{x}\ 480 = 480\ \text{cm}$$

$$\lambda = L_0\ /\ \rho = 480\ /\ 7,35 = 65,31$$

$$N_{cr} = \pi^2\ (E\ J_z)\ /\ L_0^2 = 140700\ \text{kg} = 2674\ \text{kN}$$

$$\lambda^2 = L_0^2\ A\ /\ J_z = 480^2\ \text{x}\ 55,0\ /\ 2972 = 4264$$

$$\lambda^* = (A\ f_{yk}\ /\ N_{cr})^{1/2} = (\lambda^2\ f_{yk}\ /\ (E\ \pi^2))^{1/2} = 0,70$$

Curva di instabilità: b

$$\alpha = 0,34$$

$$\Phi = 0,5\ [1 + \alpha\ (\lambda^* - 0,2) + \lambda^{*2}] = 0,83$$

$$\chi = 1\ /\ (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{1/2}) = 0,78$$

$$N_{b,RD} = \chi\ A\ f_{yk}\ /\ \gamma_{M1} = 960\ \text{kN}$$

$$N_{Ed}\ /\ N_{b,Rd} = 0,60$$

Verifica della snellezza limite

I valori della snellezza delle membrature considerate sono inferiori ai valori limite pari a 200 per le membrature principali e 250 per le membrature secondarie.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.3.3.7 Verifica di stabilità del Montante L 60x60x6

Allo SLU il carico assiale vale:

$$N_{Ed} = 1,5\ \text{x}\ 96,2 = 144\ \text{kN}$$

Verifica nel piano di raggio di inerzia minore

Nel piano con raggio di inerzia minore (piano debole) si ha:

$$L_0 = \beta\ L = 1\ \text{x}\ 160 = 160\ \text{cm}$$

$$\lambda = L_0\ /\ \rho_{\square} = 160\ /\ 1,82 = 87,91$$

$$N_{cr} = \pi^2\ (E\ J_{\square})\ /\ L_0^2 = 36902\ \text{kg} = 369020\ \text{N}$$

$$\lambda^2 = L_0^2\ A\ /\ J_{\square} = 160^2\ \text{x}\ 13,82\ /\ 45,58 = 7762$$

$$\lambda^* = (A\ f_{yk}\ /\ N_{cr})^{1/2} = (\lambda^2\ f_{yk}\ /\ (E\ \pi^2))^{1/2} = 0,93$$

Curva di instabilità: b

$$\alpha = 0,34$$

$$\Phi = 0,5\ [1 + \alpha\ (\lambda^* - 0,2) + \lambda^{*2}] = 1,06$$

$$\chi = 1\ /\ (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{1/2}) = 0,64$$

$$N_{b,RD} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1} = 198 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} = 0{,}73$$

Verifica della snellezza limite

I valori della snellezza delle membrature considerate sono inferiori ai valori limite pari a 200 per le membrature principali e 250 per le membrature secondarie.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.3.4 Verifica dei vincoli geometrici per sezioni composte da elementi ravvicinati

Si effettuano le verifiche sul rispetto dei vincoli geometrici delle aste composte previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [1].

7.3.4.1 Corrente superiore della capriata L 150x90x12

Le piastre di collegamento ai nodi hanno uno spessore di 10 mm.

La mutua distanza tra i singoli elementi costituenti la sezione è pari a 10 mm, come lo spessore della piastra e inferiore al valore massimo ammissibile pari a 3 volte lo spessore del singolo elemento.

$$d = 10 \text{ mm} \leq 36 \text{ mm} = 3\ t$$

La distanza tra le imbottiture o calastrelli è di 30 cm e inferiore al limite previsto.

$$i = 30 \text{ cm} \leq 37 = 15 \text{ x } 2{,}49 = 15\ \rho_{min}$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.3.4.2 Corrente inferiore della capriata L 90x90x10

Le piastre di collegamento ai nodi hanno uno spessore di 10 mm.

La mutua distanza tra i singoli elementi costituenti la sezione è pari a 10 mm, come lo spessore della piastra, e inferiore al valore massimo ammissibile pari a 3 volte lo spessore del singolo elemento.

$$d = 10 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm} = 3\ t$$

La distanza tra le imbottiture o calastrelli è di 30 cm e inferiore al limite previsto.

$$i = 30 \text{ cm} \leq 40 = 15 \text{ x } 2{,}72 = 15\ \rho_{min}$$

La verifica risulta soddisfatta.

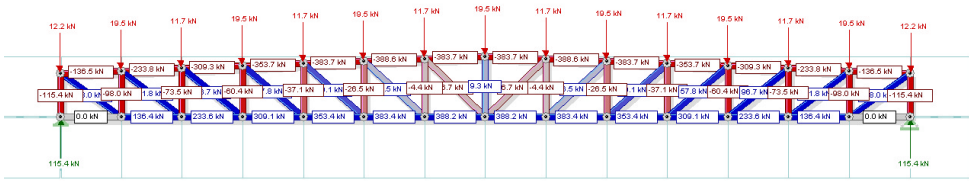
- Quanto pesa realmente la capriata?

Se gli arcarecci di copertura venissero realizzati con un unico profilo appoggiato su 3 capriate e fossero posizionati in modo che due arcarecci consecutivi abbiano un punto di partenza su capriate diverse (siano cioè disposti in modo sfalsato gli uni rispetto agli altri), la condizione di carico reale sulla capriata sarebbe diversa da quella ipotizzata nei calcoli di verifica. In particolare i carichi concentrati nei nodi superiori della capriata sarebbero diversi dal carico P già calcolato e considerato sempre costante in tutti i nodi. Per via dello schema di appoggio degli arcarecci sui singoli nodi della capriata (arcarecci lunghi 2 campate), su questi sarebbero applicati carichi concentrati con valori alternati tra 1,25 P dove poggia il centro dell'arcareccio e 0,75 P dove poggia una estremità dell'arcareccio. Si dovranno studiare 2 condizioni di carico per la capriata tipo: la prima in cui sul nodo centrale superiore c'è il carico maggiore e la seconda in cui sullo stesso nodo c'è il carico minore.
I carichi applicati valgono:

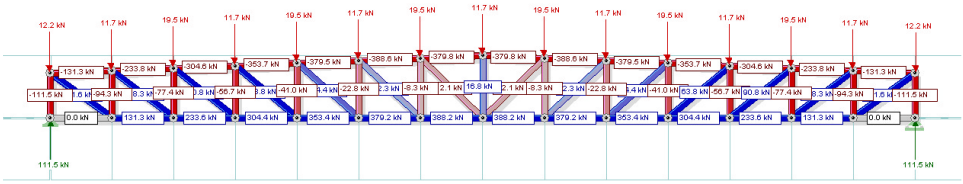
$$1{,}25\ P = 1946 \text{ kg}$$

$$0{,}75\ P = 1168 \text{ kg}$$

Si riportano di seguito i modelli di calcolo adottati.



Condizione di carico 1



Condizione di carico 2

Nella tabella seguente vengono evidenziate le differenze tra i vari modelli di calcolo.

	Nmax (modello di calcolo)	Nmax (Condizione di carico 1)	Nmax (Condizione di carico 2)
Corrente superiore	-381,7 kN	-383,7 kN	-379,8 kN
		(=)	(=)
Corrente inferiore	388,2 kN	388,2 kN	388,2 kN
		(=)	(=)
Montante	-96,2 kN	-98,0 kN	-94,3 kN
		(+ 1,9%)	(- 2,0%)
Diagonale	164,8 kN	168,0 kN	161,6 kN
		(+ 1,9 %)	(-2,0 %)
Colonna laterale	-112,9 kN	-115,4 kN	-111,5 kN
		(+ 2,2 %)	(- 1,3 %)

Dai risultati tabulati si evince che le differenze sono minime e sempre inferiori al 2,5 %.

7.4 Controvento di falda

Il controvento di falda serve per dare rigidezza al piano della copertura e per prevenire fenomeni di instabilità nelle capriate.
Nel caso in oggetto non potendo utilizzare un passo costante si preferisce tenere il passo più stretto nella zona centrale in cui si ha la massima compressione sulle capriate.

Il controvento di falda viene realizzato con tiranti in acciaio posizionati a croce di S. Andrea sul perimetro della copertura. La struttura resistente del controvento è costituita dai correnti superiori della capriata frontale e di quella adiacente, dai suddetti tiranti e dagli arcarecci di copertura ad essi connessi. L'insieme di tutti questi elementi costituisce una struttura reticolare.

Lo schema statico utilizzato per il dimensionamento e per le verifiche è quello di trave reticolare con elementi diagonali tesi e carichi concentrati nei nodi.

Gli elementi quali montanti e arcarecci di bordo sono sollecitati anche dai carichi verticali agenti su tutti gli arcarecci di copertura e i correnti della struttura di controvento sono sollecitati anche dalle azioni verticali agenti sulla capriata.

La verifica di sicurezza è soddisfatta qualora, per ogni elemento strutturale costituente, siano rispettati i limiti di resistenza e di stabilità per lo Stato Limite Ultimo (SLU).

Tiranti del controvento

I tiranti sono realizzati con un profilo piatto 100 x 10.

I parametri caratteristici del tirante, necessari per i calcoli di verifica, sono:

A = 10,00 cm²

Montanti del controvento

I montanti del controvento sono realizzati con 1 HE 140B.

Questi elementi strutturali oltre alle sollecitazioni derivanti dal funzionamento del controvento sono soggette anche ai carichi verticali già valutati per gli arcarecci di copertura.

I parametri caratteristici del profilato HE 140B, necessari per i calcoli di verifica, sono:

P = 33,7 kg/m
A = 42,96 cm²
A_V = 13,08 cm²
t = 7 mm
J_y = 1509 cm⁴
W_y = 215,6 cm³
ρ_y = 5,93 cm
J_z = 549,7 cm⁴
W_z = 78,52 cm³
ρ_z = 3,58 cm

Arcarecci di bordo

Gli arcarecci di bordo sono realizzati con 1 HE 140B.

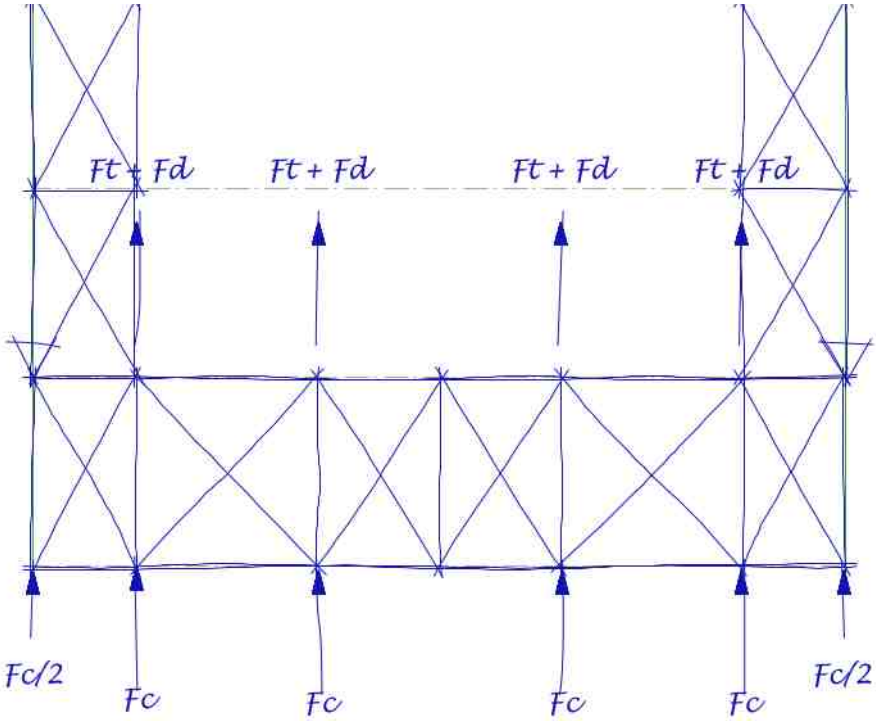
I parametri caratteristici del profilato HE 140B, necessari per i calcoli di verifica, sono:

P = 33,7 kg/m
A = 42,96 cm²

J_y = 1509 cm^4
W_y = 215,6 cm^3
ρ_y = 5,93 cm
J_z = 549,7 cm^4
W_z = 78,52 cm^3
ρ_z = 3,58 cm

7.4.1 Analisi dei carichi

I carichi agenti sul controvento sono carichi concentrati nei nodi dovuti alla azione del vento trasmessa dalle colonne frontali, alla azione di trascinamento del vento agente sulla copertura e alle forze dovute a fenomeni di instabilità.



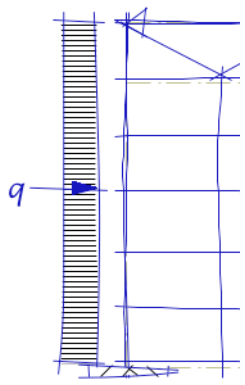
I carichi agenti sul controvento sono carichi concentrati nei nodi dovuti alla azione del vento trasmessa dalle colonne frontali, alla azione di trascinamento del vento agente sulla copertura e alle forze dovute a fenomeni di instabilità.

A favore di sicurezza si ipotizza che tutte queste forze agiscano contemporaneamente sulla struttura.

7.4.1.1 Azione trasmessa dalle colonne frontali

Per il calcolo dell'azione trasmessa dalle colonne frontali si utilizza uno schema statico di mensola con appoggio di lunghezza L e con carico distribuito q pari all'azione del vento agente sulla porzione della facciata supportata dalla colonna stessa. La forza trasmessa al controvento è uguale alla reazione vincolare offerta dall'appoggio.

Per la valutazione della forza trasmessa dalle colonne frontali si considera uno schema statico di mensola con appoggio e carico distribuito uniforme dovuto al vento agente sulla porzione della facciata supportata dalla colonna stessa.



La reazione vincolare offerta dall'appoggio vale:

Fc = R = 3 q L / 8

Il valore del carico del vento viene calcolato moltiplicando la pressione del vento p per l'interasse i tra le colonne.

qb = 45,56 kg/mq

ce = 2,32

cd = 1,00

cp = 1,00

p = 45,56 x 2,32 x 1,0 x 1,0 = 105,70 kg/mq

i = (6,4 + 4,8) / 2 = 5,6 m

q = p x i = 592 kg/m

Si considera di avere una lunghezza massima della colonna pari all'altezza utile del capannone aumentata di 2 m per tenere conto dell'altezza della capriata.

L = 7,5 m + 2,0 m = 9,5 m

F_c = 2109 kg

$$F_c = 3\ q\ L / 8$$

Nel caso in oggetto:

$$q_b = 45{,}56 \text{ kg/mq}$$

$$c_e = 2{,}32$$

$$c_d = 1{,}00$$

$$c_p = 1{,}00$$

$$p = 45{,}56 \text{ x } 2{,}32 \text{ x } 1{,}0 \text{ x } 1{,}0 = 105{,}70 \text{ kg/mq}$$

$$i = (6{,}4 + 4{,}8) / 2 = 5{,}6 \text{ m}$$

Si considera di avere una lunghezza massima della colonna pari all'altezza utile del capannone aumentata di 2 m

.

$$L = 7{,}5 \text{ m} + 2{,}0 \text{ m} = 9{,}5 \text{ m}$$

$$F_c = 2109 \text{ kg}$$

$$F_c = 3 \text{ x } (105{,}70 \text{ x } 5{,}6) \text{ x } 9{,}5 / 8 = 2109 \text{ kg}$$

7.4.1.2 Azione di trascinamento

Per la valutazione della forza di trascinamento si valuta la forza totale agente sulla porzione di copertura di competenza del singolo nodo del controvento.
Nel caso in oggetto ipotizzando di avere una struttura scabra si ha:

$$qb = 45,56 \text{ kg/mq}$$

$$ce = 2,32$$

$$cf = 0,04$$

$$pf = 45,56 \times 2,32 \times 0,04 = 4,23 \text{ kg/mq}$$

L'azione di trascinamento Ft si esercita su una zona di larghezza massima pari a 5,6 m e lunghezza 35m.

$$Ft = 4,23 \times 5,6 \times 35 = 830 \text{ kg}$$

Per il calcolo dell'azione di trascinamento si valuta la forza totale agente sulla porzione di copertura di competenza del singolo nodo del controvento. Tale zona ha una larghezza massima di 5,6 m pari alla distanza massima tra le colonne frontali e lunghezza di 35 m pari alla lunghezza totale del capannone.

$$q_b = 45,56 \text{ kg/mq}$$

$$c_e = 2,32$$

$$c_f = 0,04$$

$$p_f = 45,56 \text{ x } 2,32 \text{ x } 0,04 = 4,23 \text{ kg/mq}$$

$$A = 5,6 \text{ x } 35 = 196 \text{ mq}$$

Nel caso in oggetto:

$$F_t = 4,23 \text{ x } (5,6 \text{ x } 35) = 830 \text{ kg}$$

7.4.1.3 Azione trasmessa per instabilità

Le forze che gli elementi collegati al sistema di controvento esercitano sullo stesso per resistere ai fenomeni di instabilità possono essere assunte pari a Fd.
Il numero m di elementi controventati è uguale al numero delle capriate.

$$m = 8$$

La massima compressione agente sugli elementi da controventare ossia i correnti superiori della capriata è quella già stimata per il predimensionamento della capriata.

$$N_{max} = 39820 \text{ kg}$$

Allora si ha:

$$\alpha m = (0,5 \ (1 + (1 / m)))^{1/2} = 0,75$$

$$Fd = m \ \alpha m N_{max} /100 = 8 \times 0,75 \times 39820 / 100 = 2389 \text{ kg}$$

Le forze che gli elementi collegati al sistema di controvento esercitano sullo stesso per resistere ai fenomeni di instabilità possono essere assunte pari a F_d.

$$F_d = m \ \alpha_m \ N_{Ed} /100$$

$$\alpha_m = (0,5 \ (1 + (1 / m)))^{1/2}$$

dove m è il numero degli elementi controventati.
Nel caso in oggetto $m = 8$ quindi:

$$\alpha_m = 0,75$$

Noto il valore massimo della forza di compressione sul corrente superiore della capriata si ha:

$$N_{Ed} = 382 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto:

$$F_d = 8 \text{ x } 0{,}75 \text{ x } 38200 \text{ kg} / 100 = 2292 \text{ kg}$$

7.4.1.4 Carichi concentrati totali

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione può essere effettuato con l'ausilio di un software di calcolo o con il metodo di Ritter.

Il carico concentrato sui nodi del controvento posizionati sul fronte dell'edificio vale:

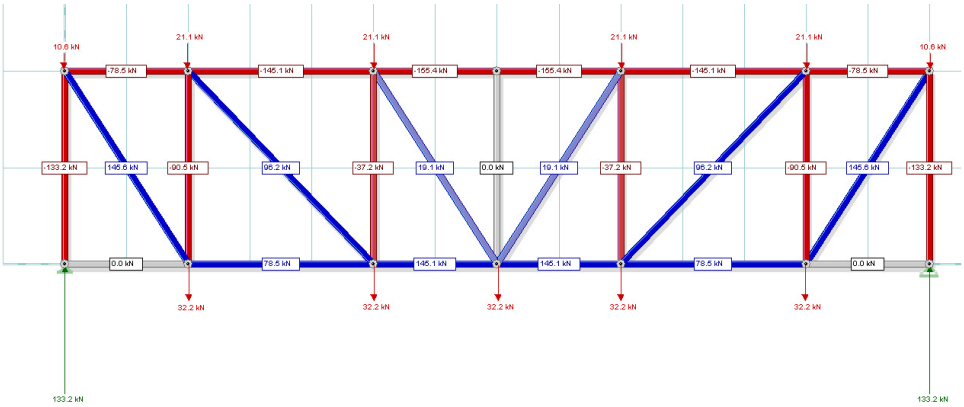
$$Fc = 2109 \text{ kg}$$

Il carico concentrato sui nodi del controvento posizionati sul fronte dell'edificio in corrispondenza delle colonne laterali vale:

$$Fc/2 = 1055 \text{ kg}$$

Il carico concentrato sui nodi del controvento posizionati sul lato interno del capannone vale:

$$Ft + Fd = 3219 \text{ kg}$$



Corrente sopravento	N_{max} =	-155,4	kN
Corrente sottovento	N_{max} =	145,1	kN
Montante	N_{max} =	-90,50	kN
Arcareccio di bordo	N_{max} =	-133,2	kN
Tirante	N_{max} =	145,60	kN

Carichi concentrati nei nodi interni della capriata esterna

Azione trasmessa dalle colonne frontali	$F_1 = F_c$ =	2109	kg

Carichi concentrati nei nodi esterni della capriata esterna

Azione trasmessa dalle colonne frontali	$F_2 = F_c / 2$ =	1055	kg

Carichi concentrati nei nodi interni della capriata interna

Azione di trascinamento del vento	F_t =	830	kg
Azione di contrasto all' instabilità	F_d =	2292	kg
Azione concentrata totale	F_3 =	3122	kg

Carichi concentrati nei nodi esterni della capriata interna

Azione concentrata totale	$F_4 = F_3 / 2 =$	1561	kg

7.4.1.5 Carichi verticali uniformemente distribuiti

Carico verticale uniformemente distribuito sul montante

Peso proprio arcareccio		33,70	kg/m
	Carichi permanenti strutturali $G_1 =$	33,70	kg/m
Peso copertura	25 x 1,6 =	40,00	kg/m
	Carichi permanenti non strutturali $G_2 =$	40,00	kg/m
Carico variabile Cat. H	50 x 1,6 =	80,00	kg/m
	Carichi variabili $Q_1 =$	80,00	kg/m
Carico neve	80 x 1,6 =	128,00	kg/m
	Carichi variabili $Q_2 =$	128,00	kg/m
Carico vento	21,2 x 1,6 =	34,00	kg/m
	Carichi variabili $Q_3 =$	34,00	kg/m

Carico verticale uniformemente distribuito sull'arcareccio di bordo

Su tale arcareccio l'area di influenza per i carichi verticali è pari a 0,6 volte quella degli arcarecci tipo della copertura.

Peso proprio arcareccio		33,70	kg/m
	Carichi permanenti strutturali $G_1 =$	33,70	kg/m
Peso copertura	0,6 x 25 x 1,6 =	24,00	kg/m
	Carichi permanenti non strutturali $G_2 =$	24,00	kg/m
Carico variabile Cat. H	0,6 x 50 x 1,6 =	48,00	kg/m
	Carichi variabili $Q_1 =$	48,00	kg/m
Carico neve	0,6 x 80 x 1,6 =	77,00	kg/m
	Carichi variabili $Q_2 =$	77,00	kg/m
Carico vento	0,6 x 21,2 x 1,6 =	20,35	kg/m
	Carichi variabili $Q_3 =$	20,35	kg/m

7.4.2 Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione del controvento

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione della struttura del controvento è stato effettuato con il metodo di Ritter e con l'ausilio di un software di calcolo.

Come già specificato nell'analisi dei carichi, è stata considerata la presenza simultanea sia del vento che delle forze equivalenti dovute ai fenomeni di instabilità.

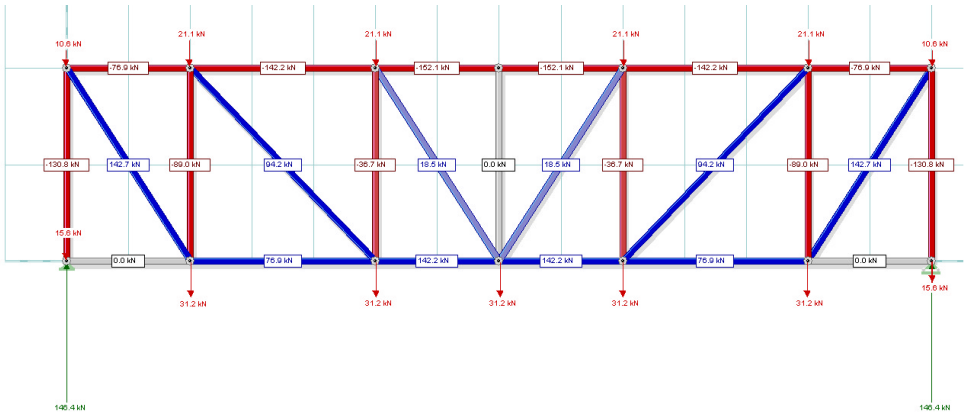


Figura 4 - Sollecitazioni sul controvento di falda (in rosso le aste compresse, in blu le aste tese)

Si riportano i valori del carico assiale massimo sui singoli elementi del controvento.

Corrente sopravento	$N_{max} = N_{Fc+Ft+Fd} =$	-152,1	kN
Corrente sottovento	$N_{max} = N_{Fc+Ft+Fd} =$	142,2	kN
Montante	$N_{max} = N_{Fc+Ft+Fd} =$	-89,0	kN
Arcareccio di bordo	$N_{max} = N_{Fc+Ft+Fd} =$	-146,4	kN
Tirante	$N_{max} = N_{Fc+Ft+Fd} =$	142,7	kN

7.4.2.1 Caratteristiche di sollecitazione di montanti e arcarecci di bordo

I montanti e gli arcarecci di bordo sono sollecitati anche dai carichi verticali trasmessi dalla struttura di copertura e quindi si devono sommare, ai valori già calcolati ipotizzando il funzionamento del controvento, le seguenti caratteristiche di sollecitazione calcolate in mezzeria utilizzando uno schema statico di trave semplicemente appoggiata con carico uniformemente distribuito.

Montante

$M_{G1} = 33{,}70 \times 5^2 / 8 =$	105	kg m
$M_{G2} = 40 \times 5^2 / 8 =$	125	kg m
$M_{Q1} = 80 \times 5^2 / 8 =$	250	kg m
$M_{Q2} = 128 \times 5^2 / 8 =$	400	kg m
$M_{Q3} = 34 \times 5^2 / 8 =$	106	kg m
$M_{Fc+Ft+Fd} =$	0	
$V_{G1} = 5 \times 33{,}70 \times 5 / 8 =$	105	kg
$V_{G2} = 5 \times 40 \times 5 / 8 =$	125	kg
$V_{Q1} = 5 \times 80 \times 5 / 8 =$	250	kg
$V_{Q2} = 5 \times 128 \times 5 / 8 =$	400	kg

V_{Q3} = 5 x 34 x 5 / 8 = 106 kg

$V_{Fc+Ft+Fd}$ = 0

Arcareccio di bordo

M_{G1} = 33,70 x 5^2 / 8 = 105 kg m

M_{G2} = 24 x 5^2 / 8 = 75 kg m

M_{Q1} = 48 x 5^2 / 8 = 150 kg m

M_{Q2} = 77 x 5^2 / 8 = 241 kg m

M_{Q3} = 34 x 5^2 / 8 = 106 kg m

$M_{Fc+Ft+Fd}$ = 0

V_{G1} = 5 x 33,70 x 5 / 8 = 105 kg

V_{G2} = 5 x 24 x 5 / 8 = 75 kg

V_{Q1} = 5 x 48 x 5 / 8 = 150 kg

V_{Q2} = 5 x 77 x 5 / 8 = 241 kg

V_{Q3} = 5 x 34 x 5 / 8 = 106 kg

$V_{Fc+Ft+Fd}$ = 0

7.4.2.2 Corrente sopravento

L'elemento che costituisce il corrente sopravento della capriata non è altro che il corrente superiore della capriata posizionata sul fronte dell'edificio. Su questo elemento considerando un aggetto della gronda di 50cm si ha un carico verticale agente pari a 0,6 volte quello della capriata tipo.

Con le suddette ipotesi la caratteristica di sollecitazione della componente di compressione, alla quale si dovrà aggiungere il contributo già calcolato per il funzionamento del controvento, vale:

N_{max} = 0,6 x 382 = 229 kN

Carico totale di compressione sul corrente superiore della capriata

Carico assiale massimo capriata	0,6 x 382 =	229	kN
Carico assiale per carichi statici del controvento		152	kN
Carico totale	N_{max} =	381	kN

Dato che il carico assiale totale risulta uguale al massimo valore calcolato per la capriata tipo, e che tale valore è stato calcolato considerando la contemporaneità della massima azione del vento e della massima azione della neve (contrariamente a quanto previsto per la combinazione fondamentale valida per lo SLU), possiamo concludere che **tutte le verifiche di resistenza e stabilità risultano soddisfatte**.

7.4.3 Combinazione delle azioni

Per quanto riguarda le combinazioni delle azioni per lo stato limite ultimo in questo caso si hanno 4 tipi di azioni variabili:

1. azione variabile per utilizzo e manutenzione Q_1
2. azione della neve Q_2
3. azione del vento Q_3

4. azione del vento F_c+F_t
5. azione di contrasto ai fenomeni di instabilità F_d

L'azione di contrasto ai fenomeni di instabilità F_d è direttamente proporzionale alla compressione dovuta all'azione della neve. A favore di sicurezza si considererà presente in tutte le combinazioni di carico.
Le combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente sono le seguenti:

CU04 - Combinazione 1 - SLU - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ (Q_1 + 0{,}5\ Q_2 + 0{,}6\ (Q_3+F_c+F_t+F_d))$$

CU05 - Combinazione 2 - SLU - Azione variabile dominante: neve

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ (Q_2 + 0{,}6\ (Q_3+F_c+F_t+F_d))$$

CU06 - Combinazione 3 - SLU - Azione variabile dominante: vento

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ ((Q_3+F_c+F_t+F_d) + 0{,}5\ Q_2)$$

7.4.4 Verifica di resistenza e stabilità delle membrature (SLU)

Le verifiche di resistenza e stabilità delle membrature vengono effettuate per la combinazione delle azioni fondamentale secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [1].
Si effettuano le verifiche di resistenza nelle sezioni più sollecitate dei tiranti, dei montanti (arcarecci), degli arcarecci di bordo e dei correnti. Si effettuano le verifiche di stabilità per le sole aste compresse.

7.4.4.1 Verifica di resistenza del tirante (SLU)

Predimensionamento dei tiranti

Il tirante più sollecitato risulta teso e viene predimensionato calcolando l'area minima della sezione resistente.

$$N = 145{,}60\ kN$$

Il valore di trazione allo SLU vale:

$$N_{SLU} = 1{,}5 \times N = 218\ kN$$

La sezione minima del profilato vale:

$$A_{min} = N_{SLU}\ \gamma_{M0} / f_{yk} = 974\ mmq$$

Si deve utilizzare almeno 1ø36 (A = 1018 mmq) o un piatto ≠100 x 10 (A = 1000 mmq)

La verifica di resistenza viene effettuata nella sezione di mezzeria (dove sono massime le sollecitazioni) confrontando il valore della trazione sollecitante con il valore della trazione resistente.

CU06 - Combinazione 3 - Azione variabile dominante: vento

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1{,}5\ N_{Fc+Ft+Fd} = 1{,}5 \text{ x } 143 = 215 \text{ kN}$$

Il carico assiale resistente vale:

$$N_{pl,Rd} = A\ f_{yk} / \gamma_{M0} = (1000 \text{ x } 235 / 1{,}05) = 224 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0{,}9\ A_{net}\ f_{tk} / \gamma_{M2} = 0{,}9 \text{ x } 1000 \text{ x } 360 / 1{,}25 = 259 \text{ kN}$$

$$N_{t,RD} = \min (N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = 224 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0,96$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.4.4.2 Verifica di resistenza del montante (SLU)

Predimensionamento dei montanti

Anche i montanti compressi vengono dimensionati utilizzando il metodo ω secondo le indicazioni della norma CNR 10011.

La lunghezza libera di inflessione è:

$$L_c = 5 \text{ m}$$

Si ipotizza che il massimo valore di ω sia pari a 4.

$$\omega = 4,00$$

a cui corrisponde un valore di λ pari a 164 (curva C).

$$\lambda = 164$$

Il valore di compressione allo SLU vale:

$$N_{SLU} = 1,5 \times N = 136 \text{ kN}$$

La sezione minima del profilato vale:

$$A_{min} = \omega \, N \, \gamma_{M0} / f_{yk} = 2430 \text{ mmq}$$

Il raggio di inerzia minimo vale:

$$\rho_{min} = L_c / \lambda = 3,05 \text{ cm}$$

Considerando che il profilato dovrà sopportare anche un carico verticale uniformemente distribuito si deve utilizzare almeno 1 HE 120B (ρ_{min} = 3,06 cm, A = 3401 mmq)

La verifica di resistenza viene effettuata nella sezione di mezzeria (dove sono massime le sollecitazioni) confrontando la tensione ideale calcolata in campo elastico, con il valore di resistenza limite.

CU04 - Combinazione 1 - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1,5 \text{ x } 0,6 \, N_{Fc+Ft+Fd} = 8010 \text{ kg}$$

$$M_{ED} = 1,3 \, M_{G1} + 1,5 \, M_{G2} + 1,5 \, (M_{Q1} + 0,5 \, M_{Q2} + 0,6 \, M_{Q3}) = 1094 \text{ kg m}$$

$$V_{ED} = 1,3 \, V_{G1} + 1,5 \, V_{G2} + 1,5 \, (V_{Q1} + 0,5 \, V_{Q2} + 0,6 \, V_{Q3}) = 1094 \text{ kg}$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_x = (N_{Ed} / A) + (M_{Ed} / W)$$

$$\sigma_x = (80100 / 4296) + (10940000 / 215600) = 19 + 51 = 70 \text{ MPa}$$

$$\tau_x = (V_{Ed} / A_v) = 10940 / 1308 = 8,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = [70^2 + 3 \text{ x } 8,36^2 \,]^{1/2} = 71 \text{ MPa}$$

Il valore della tensione resistente limite vale:

$$f_{yk} / \gamma_{M0} = 224 \text{ MPa}$$

Il rapporto tra i valori vale:

$$\sigma_{id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0,32$$

CU05 - Combinazione 2 - Azione variabile dominante: neve

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1,5 \text{ x } 0,6\ N_{Fc+Ft+Fd} = 8010 \text{ kg}$$

$$M_{ED} = 1,3\ M_{G1} + 1,5\ M_{G2} + 1,5\ (M_{Q2} + 0,6\ M_{Q3}) = 980 \text{ kg m}$$

$$V_{ED} = 1,3\ V_{G1} + 1,5\ V_{G2} + 1,5\ (V_{Q2} + 0,6\ V_{Q3}) = 980 \text{ kg}$$

Dato che tutte le caratteristiche di sollecitazione hanno valori inferiori a quelli della Combinazione 1 le verifiche di resistenza sono sicuramente soddisfatte.

CU06 - Combinazione 3 - Azione variabile dominante: vento

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1,5\ N_{Fc+Ft+Fd} = 13350 \text{ kg}$$

$$M_{ED} = 1,3\ M_{G1} + 1,5\ M_{G2} + 1,5\ (M_{Q3} + 0,5\ M_{Q2}) = 783 \text{ kg m}$$

$$V_{ED} = 1,3\ V_{G1} + 1,5\ V_{G2} + 1,5\ (V_{Q3} + 0,5\ V_{Q2}) = 783 \text{ kg}$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_x = (N_{Ed} / A) + (M_{Ed} / W)$$

$$\sigma_x = (133500 / 4296) + (7830000 / 215600) = 31 + 36 = 67 \text{ MPa}$$

$$\tau_x = (V_{Ed} / A_v) = 7830 / 1308 = 5,98 \text{ MPa}$$

Dato che tutte le tensioni hanno valori inferiori a quelli della Combinazione 1 le verifiche di resistenza sono sicuramente soddisfatte.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.4.4.3 Verifica di resistenza dell'arcareccio di bordo (SLU)

Predimensionamento dell'arcareccio

Anche l'arcareccio in oggetto viene dimensionato utilizzando il metodo ω secondo le indicazioni della norma CNR 10011.

La lunghezza libera di inflessione è:

$$L_c = 5 \text{ m}$$

Si ipotizza che il massimo valore di ω sia pari a 4.

$$\omega = 4,00$$

a cui corrisponde un valore di λ pari a 164 (curva C).

$$\lambda = 164$$

Il valore di compressione allo SLU vale:

$$N_{SLU} = 1,5 \text{ x } N = 200 \text{ kN}$$

La sezione minima del profilato vale:

$$A_{min} = \omega\ N\ \gamma_{M0} / f_{yk} = 3574 \text{ mmq}$$

Il raggio di inerzia minimo vale:

$$\rho_{min} = L_c / \lambda = 3,05 \text{ cm}$$

Considerando che il profilato dovrà sopportare anche un carico verticale uniformemente distribuito si deve utilizzare almeno 1 HE 140B (ρ_{min} = 3,58 cm, A = 4296 mmq)

La verifica di resistenza viene effettuata nella sezione di mezzeria (dove sono massime le sollecitazioni) confrontando la tensione ideale calcolata in campo elastico, con il valore di resistenza limite.

CU04 - Combinazione 1 - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1,5 \text{ x } 0,6\ N_{Fc+Ft+Fd} = 13176 \text{ kg}$$

$$M_{ED} = 1,3\ M_{G1} + 1,5\ M_{G2} + 1,5\ (M_{Q1} + 0,5\ M_{Q2} + 0,6\ M_{Q3}) = 750 \text{ kg m}$$

$$V_{ED} = 1,3\ V_{G1} + 1,5\ V_{G2} + 1,5\ (V_{Q1} + 0,5\ V_{Q2} + 0,6\ V_{Q3}) = 750 \text{ kg}$$

Si esegue una verifica in campo elastico.

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_x = (N_{Ed} / A) + (M_{Ed} / W)$$

$$\sigma_x = (131760 / 4296) + (7500000 / 215600) = 31 + 35 = 66 \text{ MPa}$$

$$\tau_x = (V_{Ed} / A_v) = 7500 / 1308 = 5,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = [66^2 + 3 \text{ x } 5,73^2\ ]^{1/2} = 67 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} / \gamma_{M0} = 224 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma_{id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0,30$$

CU05 - Combinazione 2 - Azione variabile dominante: neve

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1,5 \text{ x } 0,6\ N_{Fc+Ft+Fd} = 13176 \text{ kg}$$

$$M_{ED} = 1,3\ M_{G1} + 1,5\ M_{G2} + 1,5\ M_{Q2} = 707 \text{ kg m}$$

$$V_{ED} = 1,3\ V_{G1} + 1,5\ V_{G2} + 1,5\ V_{Q2} = 707 \text{ kg}$$

Si esegue una verifica in campo elastico.

Dato che tutte le caratteristiche di sollecitazione hanno valori inferiori a quelli della Combinazione 1 le verifiche di resistenza sono sicuramente soddisfatte.

CU06 - Combinazione 3 - Azione variabile dominante: vento

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1,5\ N_{Fc+Ft+Fd} = 21960 \text{ kg}$$

$$M_{ED} = 1,3\ M_{G1} + 1,5\ M_{G2} + 1,5\ (0,5\ M_{Q2}) = 590 \text{ kg m}$$

$$V_{ED} = 1,3\ V_{G1} + 1,5\ V_{G2} + 1,5\ (0,5\ V_{Q2}) = 590 \text{ kg}$$

Si esegue una verifica in campo elastico.

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_x = (N_{Ed} / A) + (M_{Ed} / W)$$

$$\sigma_x = (219600 / 4296) + (5900000 / 215600) = 51 + 27 = 78 \text{ MPa}$$

$$\tau_x = (V_{Ed} / A_v) = 5900 / 1308 = 4,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = [78^2 + 3 \text{ x } 4,51^2\ ]^{1/2} = 78 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} / \gamma_{M0} = 224 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma_{id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0,35$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.4.4.4 Verifica di stabilità del montante (SLU)

Per la verifica delle membrature inflesse e compresse si utilizza il metodo A (§C.4.2.4.1.3.3.1 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**])

Carico assiale resistente nel piano di raggio di inerzia minore

Nel piano in oggetto si ha:

$$L_0 = \beta L = 1 \text{ x } 500 = 500 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_0 / \rho_z = 500 / 3{,}58 = 140$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 (E J_y) / L_0^2 = 125103 \text{ kg} = 1251030 \text{ N}$$

$$N_{cr,z} = \pi^2 (E J_z) / L_0^2 = 45573 \text{ kg} = 455730 \text{ N}$$

$$N_{cr} = \pi^2 (E J_z) / L_0^2 = 45573 \text{ kg} = 455730 \text{ N}$$

$$\lambda^2 = L_0^2 A / J_z = 500^2 \text{ x } 42{,}96 / 550 = 19527$$

$$\lambda^* = (A f_{yk} / N_{cr})^{1/2} = (\lambda^2 f_{yk} / (E \pi^2))^{1/2} = 1{,}48$$

Curva di instabilità: c

$$\alpha = 0{,}49$$

$$\Phi = 0{,}5 [1 + \alpha (\lambda^* - 0{,}2) + \lambda^{*2}] = 1{,}91$$

$$\chi = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{1/2}) = 0{,}32$$

$$N_{b,RD} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1} = 308 \text{ kN}$$

CU04 - Combinazione 1 - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

$$(N_{Ed} \gamma_{M1} / (\chi f_{ky} A)) + (M_{xeq,Ed} \gamma_{M1} / (f_{yk} W_y (1-(N_{Ed} / N_{cr,y})))) + (M_{zeq,Ed} \gamma_{M1} / (f_{yk} W_z (1-(N_{Ed} / N_{cr,z})))) \leq 1$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$(80100 \text{ x } 1{,}05 / (0{,}32 \text{ x } 235 \text{ x } 4296) + (10940000 \text{ x } 1{,}05 / (235 \text{ x } 215600 (1 - (80100 / 1251030)))) =$$

$$= 0{,}26 + 0{,}24 = 0{,}50 \leq 1$$

CU05 - Combinazione 2 - Azione variabile dominante: neve

Dato che tutte le caratteristiche di sollecitazione hanno valori inferiori a quelli della Combinazione 1 le verifiche di resistenza sono sicuramente soddisfatte.

CU06 - Combinazione 3 - Azione variabile dominante: vento

$$(N_{Ed} \gamma_{M1} / (\chi f_{ky} A)) + (M_{xeq,Ed} \gamma_{M1} / (f_{yk} W_y (1-(N_{Ed} / N_{cr,x})))) + (M_{zeq,Ed} \gamma_{M1} / (f_{yk} W_z (1-(N_{Ed} / N_{cr,z})))) \leq 1$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$(133500 \text{ x } 1{,}05 / (0{,}32 \text{ x } 235 \text{ x } 4296) + (7830000 \text{ x } 1{,}05 / (235 \text{ x } 215600 (1 - (133500 / 1251030)))) =$$

$$= 0{,}43 + 0{,}18 = 0{,}61 \leq 1$$

Verifica della snellezza limite

I valori della snellezza delle membrature considerate sono inferiori ai valori limite pari a 200 per le membrature principali e 250 per le membrature secondarie.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.4.4.5 Verifica di stabilità dell'arcareccio di bordo (SLU)

Per la verifica delle membrature inflesse e compresse si utilizza il metodo A (§C.4.2.4.1.3.3.1 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**])

Carico assiale resistente nel piano di raggio di inerzia minore

Nel piano in oggetto si ha:

$$L_0 = \beta L = 1 \text{ x } 500 = 500 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_0 / \rho_z = 500 / 3{,}58 = 140$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 (E J_y) / L_0^2 = 125103 \text{ kg} = 1251030 \text{ N}$$

$$N_{cr,z} = \pi^2 (E J_z) / L_0^2 = 45573 \text{ kg} = 455730 \text{ N}$$

$$N_{cr} = \pi^2 (E J_z) / L_0^2 = 45573 \text{ kg} = 455730 \text{ N}$$

$$\lambda^2 = L_0^2 A / J_z = 500^2 \text{ x } 42{,}96 / 550 = 19527$$

$$\lambda^* = (A f_{yk} / N_{cr})^{1/2} = (\lambda^2 f_{yk} / (E \pi^2))^{1/2} = 1{,}48$$

Curva di instabilità: c

$$\alpha = 0{,}49$$

$$\Phi = 0{,}5 [1 + \alpha (\lambda^* - 0{,}2) + \lambda^{*2}] = 1{,}91$$

$$\chi = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{1/2}) = 0{,}32$$

$$N_{b,RD} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1} = 308 \text{ kN}$$

CU04 - Combinazione 1 - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

$$(N_{Ed} \gamma_{M1} / (\chi f_{ky} A)) + (M_{xeq,Ed} \gamma_{M1} / (f_{yk} W_y (1-(N_{Ed} / N_{cr,y})))) + (M_{zeq,Ed} \gamma_{M1} / (f_{yk} W_z (1-(N_{Ed} / N_{cr,z})))) \leq 1$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$(131760 \text{ x } 1{,}05 / (0{,}32 \text{ x } 235 \text{ x } 4296) + (750000 \text{ x } 1{,}05 / (235 \text{ x } 215600 (1 - (131760 / 1251030)))) =$$

$$= 0{,}43 + 0{,}17 = 0{,}60 \leq 1$$

CU05 - Combinazione 2 - Azione variabile dominante: neve

Dato che tutte le caratteristiche di sollecitazione hanno valori inferiori a quelli della Combinazione 1 le verifiche di resistenza sono sicuramente soddisfatte.

CU06 - Combinazione 3 - Azione variabile dominante: vento

$$(N_{Ed} \gamma_{M1} / (\chi f_{ky} A)) + (M_{xeq,Ed} \gamma_{M1} / (f_{yk} W_x (1-(N_{Ed} / N_{cr,x})))) + (M_{zeq,Ed} \gamma_{M1} / (f_{yk} W_z (1-(N_{Ed} / N_{cr,z})))) \leq 1$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$(219600 \text{ x } 1{,}05 / (0{,}32 \text{ x } 235 \text{ x } 4296) + (5900000 \text{ x } 1{,}05 / (235 \text{ x } 215600 (1- (219600 / 1251030)))) =$$

$$= 0{,}71 + 0{,}15 = 0{,}86 \leq 1$$

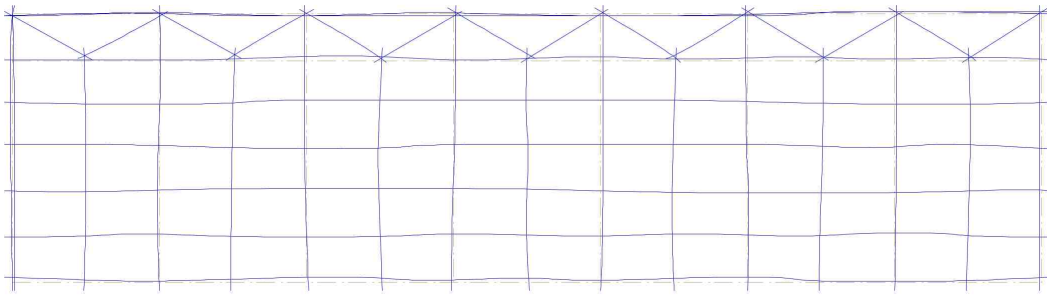
Verifica della snellezza limite

I valori della snellezza delle membrature considerate sono inferiori ai valori limite pari a 200 per le membrature principali e 250 per le membrature secondarie.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.5 Baraccatura laterale

La baraccatura laterale sarà realizzata con arcarecci di parete e elementi rompitratta verticali con la disposizione riportata nella figura seguente.



Secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche di cui al DM 17.01.2018 per gli arcarecci della baraccatura laterale si devono effettuare verifiche di resistenza e di deformabilità.
Nel caso degli arcarecci della baraccatura laterale la condizione più vincolante è la limitazione della freccia d_{max} orizzontale al valore limite di L/250 (NTC 2008 §4.2.4.2.1).

Si presuppone di utilizzare arcarecci di peso fino a 25 kg/m (IPE 200, HEA 140, ...), disposti con un passo compreso tra 1 e 1,5 m e pannelli verticali del peso di circa 25 kg/mq.
Il massimo carico distribuito permanente risulta essere pari a:

$$G_1 = 25 \text{ kg/mq in verticale}$$

Gli altri carichi uniformemente distribuiti sono:

$$G_2 = 25 \text{ kg/mq in verticale}$$

$$Q_1 = 84{,}56 \text{ kg/mq in orizzontale per il vento}$$

Per il predimensionamento si ipotizza uno schema statico di semplice appoggio su una luce di 5 m e interasse 1,5 m, su cui agisce un carico distribuito orizzontale uniforme pari a:

$$q = Q_1 \times i = 105{,}70 \times 1{,}5 = 159 \text{ kg/m}$$

La freccia d_{max} massima vale:

$$d_{max} = 5\, q\, l^4 / (384\, E\, J) \le l/250$$

quindi:

$$J_{min} = 250 \times 5\, q\, l^3 / (384\, E) = 1{,}55 \times 10^{-6}\, q\, l^3 = 308 \text{ cm}^4$$

Si deve utilizzare almeno 1 IPE 120 (J=317,8cm⁴), 1 HEA 100 (J=349cm⁴) o 1 UPN 120 (J=364cm⁴).
Nel piano verticale il carico distribuito verticale uniforme vale:

$$q = (G1 + G2) \times i = 50 \times 1{,}5 = 75 \text{ kg/m}$$

La freccia d_{max} massima vale:

$$d_{max} = 5\, q\, l^4 / (384\, E\, J) \le l/250$$

quindi:

$$J_{min} = 250 \times 5\, q\, l^3 / (384\, E) = 1{,}55 \times 10^{-6}\, q_2\, l^3 = 145 \text{ cm}^4$$

Si dovrebbe utilizzare almeno 1 UPN 200 (J_z = 148 cm⁴).
Se si introducono dei tiranti rompitratta a metà della luce però i valori si riducono nel modo seguente:

$$d_{max} = 2\, q\, (l/2)^4 / (384\, E\, J) \le l/250$$

quindi:

$$J_{min} = 250 \times 2\ q\ (l^3/8) / (384\ E) = 0{,}62 \times 10^{-6}\ q_2\ l_2^3 = 8\ cm^4$$

In questo caso tutti i profilati precedenti hanno caratteristiche meccaniche adeguate.

La baraccatura laterale è sorretta da arcarecci realizzati con profilati in acciaio disposti ad interasse regolare e collegati alle colonne. La baraccatura presenta anche elementi rompitratta verticali disposti nel piano della parete e che offrono un ulteriore appoggio agli arcarecci di parete.

Arcarecci di parete

Gli arcarecci sono realizzati con profilati UPN 120 disposti ad un interasse di circa 150 cm. Gli arcarecci sono collegati nella mezzeria della campata a un elemento rompitratta in acciaio disposto verticalmente nel piano della parete.

Lo schema statico utilizzato per le verifiche di sicurezza è quello di trave su 2 appoggi con carico distribuito uniformemente per le azioni orizzontali e trave su 3 appoggi con carico distribuito uniformemente per le azioni verticali.

La verifica di sicurezza è soddisfatta qualora siano rispettati i limiti di resistenza per lo Stato Limite Ultimo (SLU) e di deformabilità per lo Stato Limite di Esercizio (SLE).

I parametri caratteristici del profilato UPN 120 necessari per i calcoli di verifica sono:

$P = 13{,}40$ kg/m

$A = 17{,}0$ cm^2

$A_v = 8{,}80$ cm^2

$A_{vy} = 9{,}86$ cm^2

$J_y = 364$ cm^4

$W_y = 60{,}7$ cm^3

$J_z = 43{,}2$ cm^4

$W_z = 11{,}1$ cm^3

Elementi rompitratta verticali

Per il predimensionamento degli elementi rompitratta verticali si considera che su di essi agiscano una serie di forze concentrate, in corrispondenza dei collegamenti con gli arcarecci, di valore pari alla reazione vincolare offerta dall'appoggio nell'arcareccio.

Se si considera un passo di 1 m e una altezza massima della parete pari a 9,5 m, lungo l'asse del rompitratta agiscono circa 10 arcarecci.

$$n_{arc} = 9{,}5 / 1{,}0 \approx 10 \text{ arcarecci}$$

La reazione verticale offerta dall'appoggio dell'arcareccio vale:

$$V = 1{,}25\ q\ (L/2)$$

dato che il carico verticale distribuito che è già stato calcolato è pari a

$$q = 75 = kg/m$$

si ha:

$$V = 234\ kg$$

Quindi il rompitratta sarà soggetto ad una trazione N pari a:

$$N = 10 * 234 = 2340\ kg$$

Il massimo carico allo SLU vale:

$$N_{SLU} = 1{,}5 \times 2340 = 3510\ kg$$

La sezione minima necessaria vale:

$$A_{min} = N_{SLU}\,\gamma_{M0} / f_{yk} = 157\ mmq$$

Si deve utilizzare almeno 1 ø 16 .

Gli elementi rompitratta verticali vengono realizzati con 1ø16 e offrono l'appoggio ad almeno 7 arcarecci.

7.5.1 Analisi dei carichi

Arcareccio UPN 120	13,40 kg/m
Pannelli sandwich verticali	25,00 kg/mq
Pressione del vento (c_p = 1)	105,90 kg/mq

7.5.1.1 Arcarecci di parete

Carico verticale distribuito sul singolo arcareccio

Peso proprio arcareccio		13,40	kg/m
	G_1 =	13,40	kg/m
Peso proprio baraccatura	25 x 1,5 =	37,50	kg/m
	G_2 =	37,50	kg/m
Carico verticale uniformemente distribuito totale	$G_1 + G_2 \approx$	51,00	kg/m

Carico orizzontale distribuito sul singolo arcareccio

Carico vento	105,90 x 1,5 =	159,00	kg/m
	Q_3 =	159,00	kg/m

7.5.1.2 Elementi rompitratta verticali

Il carico agente sull'elemento rompitratta è pari al carico verticale trasmesso dall'arcareccio. Il rompitratta è stato schematizzato nel modello di calcolo dell'arcareccio come un appoggio centrale e su tale appoggio la reazione vincolare (cioè il carico che l'arcareccio trasmette al rompitratta) vale:

$$R = 1{,}25\ q\ L$$

Nel caso in oggetto il valore di L è pari alla metà dell'interasse delle colonne stesse ed il carico verticale è quello dei soli carichi permanenti.

$$q = G_1 + G_2 = 51 \text{ kg/m}$$

Carico concentrato verticale trasferito dal singolo arcareccio

Reazioni vincolari	1,25 x 51 x 2,5 =	159,00

7.5.2 Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

7.5.2.1 Arcarecci di parete

Per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione si utilizza uno schema statico di trave su due appoggi con carico uniformemente distribuito q_y e lunghezza L_y, pari a 500 cm, nel piano orizzontale e uno schema statico di trave su 3 appoggi con carico uniformemente distribuito q_z e lunghezza L_z, pari a 250 cm, nel piano verticale.

La sezione in cui i valori delle caratteristiche di sollecitazione sono massime è quella di mezzeria e in tale sezione si ha:

Momento flettente nel piano verticale

$$M_{G1,y} = 13{,}40 \text{ x } 2{,}5^2 / 8 = 10{,}46 \text{ kg m}$$
$$M_{G2,y} = 37{,}50 \text{ x } 2{,}5^2 / 8 = 29{,}30 \text{ kg m}$$
$$M_{Q3,y} = 0$$

Momento flettente nel piano orizzontale

$$M_{G1,z} = 0$$
$$M_{G2,z} = 0$$
$$M_{Q3,z} = 159 \text{ x } 5^2 / 8 = 497 \text{ kg m}$$

Taglio nel piano verticale

$$V_{G1,z} = 0{,}625 \text{ x } 13{,}40 \text{ x } 2{,}5 = 20{,}94 \text{ kg}$$
$$V_{G2,z} = 0{,}625 \text{ x } 37{,}50 \text{ x } 2{,}5 = 58{,}59 \text{ kg}$$
$$V_{Q3,z} = 0$$

Taglio nel piano orizzontale

$$V_{G1,y} = 0$$
$$V_{G2,y} = 0$$
$$V_{Q3,y} = 0$$

7.5.2.2 Elementi rompitratta verticali

Di seguito si calcola la caratteristica di sollecitazione di trazione agente sul tirante.
Dato che l'angolo compreso tra l'elemento verticale e quello diagonale del tirante è superiore a 120° la componente massima di trazione è quella agente sul tirante verticale quindi:

$$N_{G2} = 7 \text{ x } 159 = 1113 \text{ kg}$$

7.5.3 Calcolo degli spostamenti

Si calcolano i valori degli spostamenti per i soli arcarecci di parete.
Anche in questo caso si utilizza lo stesso modello di calcolo già utilizzato per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione.
Nella sezione in cui lo spostamento verticale è massimo il suo valore vale:

$$\delta_z = 2\, q\, (L/2)^4 / (384\, E\, J)$$

Nel caso in oggetto in mezzeria si ha:

$$\delta_{G1} = 2 \text{ x } 0{,}13 \text{ x } 250^4 / (384 \text{ x } 2100000 \text{ x } 43) = 0{,}03 \text{ cm}$$
$$\delta_{G2} = 2 \text{ x } 0{,}38 \text{ x } 250^4 / (384 \text{ x } 2100000 \text{ x } 43) = 0{,}09 \text{ cm}$$

La sezione in cui lo spostamento orizzontale è massimo è quella di mezzeria e lo spostamento vale:

$$\delta_y = 5\, q\, L^4 / (384\, E\, J)$$

Nel caso in oggetto in mezzeria si ha:

$$\delta_{Q3} = 5 \text{ x } 1{,}59 \text{ x } 500^4 / (384 \text{ x } 2100000 \text{ x } 364) = 1{,}69 \text{ cm}$$

7.5.4 Verifica di resistenza delle membrature (SLU)

La verifica di resistenza delle membrature viene effettuata per la combinazione delle azioni fondamentale secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [1].
Si effettua la verifica di resistenza nelle sezioni in cui sono massime le sollecitazioni.

7.5.4.1 Combinazione delle azioni

Nel caso in oggetto si ha una unica azione variabile:

1. azione variabile del vento Q_3

quindi la combinazione delle azioni che possono agire contemporaneamente è la seguente:

CU07 - Combinazione 1 - SLU - Azione variabile dominante: vento

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ Q_3$$

7.5.4.2 Verifica dell'arcareccio di parete soggetto a flessione composta e taglio

La verifica per contemporanea presenza di flessione deviata e taglio si effettua confrontando la tensione ideale calcolata in campo elastico, per la sola combinazione delle azioni individuata, con il valore di resistenza limite.

CU07 - Combinazione 1 - Azione variabile dominante: vento

Per questa combinazione di carico il momento flettente sollecitante nel piano verticale $M_{Ed,y}$, il momento flettente sollecitante nel piano orizzontale $M_{Ed,z}$ e il taglio sollecitante nel piano verticale $V_{Ed,z}$ in mezzeria valgono:

$$M_{Ed,y} = 1{,}3\ M_{G1,y} + 1{,}5\ M_{G2,y} = 57{,}55 \text{ kg m}$$

$$M_{Ed,z} = 1{,}5\ M_{GQ3,z} = 745{,}50 \text{ kg m}$$

$$V_{ED,y} = 1{,}3\ V_{G1,y} + 1{,}5\ V_{G2,y} = 115{,}11 \text{ kg}$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_x = (M_{Ed,y} / W_z) + (M_{Ed,z} / W_y)$$

$$\sigma_x = (575500 / 11100) + (7455000 / 60700) = 52 + 123 = 175 \text{ MPa}$$

$$\tau_x = (V_{Ed,y} / A_{vz}) = 1151 / 986 = 1{,}17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = [175^2 + 3 \text{ x } 8{,}85^2]^{1/2} = 175 \text{ MPa}$$

Il valore della tensione resistente limite vale:

$$f_{yk} / \gamma_{M0} = 224 \text{ MPa}$$

Il rapporto tra i valori vale:

$$\sigma_{id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0{,}78$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.5.4.3 Verifica di resistenza del tirante (SLU)

Se l'angolo compreso tra il tirante rompitratta verticale e gli elementi tiranti diagonali è superiore a 120° la sollecitazione negli elementi diagonali è sicuramente inferiore a quella del tirante verticale.

Si effettua la verifica per la seguente combinazione di carico fondamentale:

$$N_{Ed} = 1{,}5 \text{ x } N_{G2} = 1670 \text{ kg}$$

Il carico assiale resistente vale:

$$N_{pl,Rd} = A\, f_{yk} / \gamma_{M0} = (201 \text{ x } 235 / 1{,}05) = 45 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0{,}9\, A_{net}\, f_{tk} / \gamma_{M2} = 0{,}9 \text{ x } 201 \text{ x } 360 / 1{,}25 = 52 \text{ kN}$$

$$N_{t,RD} = \min (N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = 45 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0{,}38$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.5.5 Verifica di deformabilità (SLE)

Si esegue la verifica di deformabilità degli arcarecci di parete.

La verifica di deformabilità viene effettuata controllando che i valori degli spostamenti verticali e orizzontali siano inferiori ai valori limite validi per le situazioni che possono "… compromettere l'aspetto dell'edificio …" (§4.2.4.2.1. [1]).

Devono essere calcolati i valori dello spostamento massimo verticale totale δ_{max} calcolato con combinazione di carico caratteristica e lo spostamento massimo orizzontale δ_2 calcolato con combinazione di carico rara dei soli carichi variabili.

Si effettua la verifica nella sezione in cui è massimo il valore dello spostamento verticale e in quella di mezzeria (dove è massimo il valore dello spostamento orizzontale).

7.5.5.1 Combinazione delle azioni

Anche in questo caso si ha una unica azione variabile

1. azione del vento Q_3

quindi la combinazione delle azioni che possono agire contemporaneamente è la seguente:

CE02 - Combinazione 1 - SLE Caratteristica - Azione variabile dominante: vento

$$G_1 + G_2 + Q_3$$

7.5.5.2 Verifica degli spostamenti verticali dell'arcareccio di parete

La verifica si effettua confrontando il valore dello spostamento massimo δ_{max} con quello limite.

CE02 - Combinazione 1 - Azione variabile dominante: vento

$$\delta_{max} = \delta_{G1} + \delta_{G2} = 0{,}12 \text{ cm}$$

I valori limite adottato è:

$$\delta_{max,lim} = L/250 = 2{,}0 \text{ cm}$$

I rapporti tra i valori valgono:

$$\delta_{max} / \delta_{max,lim} = 0{,}06$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.5.5.3 Verifica degli spostamenti orizzontali

La verifica si effettua confrontando il valore dello spostamento massimo δ_2 con quello limite.

CS02 - Combinazione 2 - SLE Caratteristica - Azione variabile dominante: vento

$$\delta_2 = \delta_{Q3} = 1{,}69 \text{ cm}$$

I valori limite adottato è:

$$\delta_{2,lim} = L/250 = 2{,}0 \text{ cm}$$

I rapporti tra i valori valgono:

$$\delta_2 / \delta_{2,lim} = 0{,}85$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.6 Colonne laterali e portale

Le colonne in oggetto sono quelle su cui poggiano le capriate e che sorreggono la baraccatura laterale.

Le colonne che sorreggono la capriata e la capriata stessa costituiscono un portale con le colonne incastrate alla base e un traverso infinitamente rigido costituito dalla capriata.
Secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche di cui al D.M. 17.01.2008 si devono effettuare verifiche di resistenza e di stabilità.
Per il predimensionamento della colonna si ipotizza che essa abbia un peso proprio di 200 kg/m, una altezza di 9,5 m e che tutti i carichi verticali distribuiti sul suo asse siano concentrati in sommità.
Si ipotizza che il peso proprio della baraccatura laterale sia di 25 kg/mq e che anche il peso proprio della struttura che sorregge la baraccatura laterale costituita dagli arcarecci di parete valga 25kg/mq.
Per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione si considera il portale incastrato alla base con carichi verticali concentrati sulle colonne e carichi orizzontali uniformemente distribuiti sulle colonne verticali in cui il carico della colonna esposta al vento ha un valore opposto rispetto a quella opposta.
I carichi valgono:

Peso proprio colonna 200 kg/m
Peso baraccatura laterale 25 kg/mq
Peso arcarecci di parete 25 kg/mq
Peso proprio della capriata 150 kg/m
Peso proprio arcarecci di copertura 25 kg/mq
Peso proprio copertura 25kg/mq
Carichi appesi in copertura 20 kg/mq
Carico utilizzo e manutenzione 50 kg/mq
Carico neve 80 kg/mq
Pressione del vento 106 kg/mq

Il carico assiale totale allora vale:

$$Nmax = 200 \times 9,5 + (25+25) \times 5 \times 9,5 + 150 \times 21,5 / 2 + (25+25+20+80+50) \times 5 \times 23 / 2 = 17388 \text{ kg}$$

Il taglio totale alla base vale:

$$Vmax = (29/32) \times 106 \times 5 \times 9,5 = 4563 \text{ kg}$$

Il momento totale alla base vale:

$$Mmax = (13/32) \times 106 \times 5 \times 9,52 = 19431 \text{ kg m}$$

Il momento flettente alla base della colonna vale:

$$MSLU = 1,5 \times Mmax = 29147 \text{ kg m}$$

Per predimensionare la colonna si ipotizza che il 90 % della resistenza totale debba essere individuato come resistenza a flessione, quindi il momento resistente dovrà essere pari a:

$$MRd = MSLU / 0,9 = 32385 \text{ kg m}$$

Ipotizzando che eventuali fenomeni di instabilità riducano la capacità resistente di alemno un 15%, il valore minimo del momento resistente della colonna dovrà essere pari a:

$$MRd = MSLU / (0,9 \times 0,85) = 38100 \text{ kg m}$$

Il modulo di resistenza della sezione dovrà essere maggiore del seguente valore minimo:

Wmin = MRd γM0 / fyk = 1702340 mm3 = 1702 cm3

Si deve utilizzare almeno 1 HE 320B ($\rho_y \approx 13,82$ cm, $\rho_z = 7,57$ cm, A = 16130 mmq, $W_x = 1926$ cm³)

Lo schema statico utilizzato per le verifiche è quello di portale con due colonne incastrate alla base e collegate in sommità da un traverso infinitamente rigido (la capriata).

Sulle colonne agiscono i carichi verticali dovuti ai pesi propri, ai carichi permanenti e ai carichi variabili verticali e carichi orizzontali dovuti alla pressione del vento agente sul lato lungo del capannone.

Le colonne del portale vengono realizzate con profili in acciaio HE 320B.

La verifica di sicurezza è soddisfatta qualora siano rispettati i limiti di resistenza e di stabilità per lo Stato Limite Ultimo e di deformabilità per lo Stato Limite di Esercizio.

I parametri caratteristici del profilato HE 320B necessari per i calcoli di verifica sono:

P = 127 kg/m
A = 161,3 cm²
A_v = 51,77 cm²
J_y = 30820 cm⁴
W_y = 1926 cm³
ρ_y = 13,82 cm
J_z = 9239 cm⁴
W_z = 615,9 cm³
ρ_z = 7,57 cm

7.6.1 Analisi dei carichi

Peso proprio colonna

Peso proprio colonna HE 320B		127	kg/m
	g_1 =	127	kg/m
	$G_1 = 9,5 \times g_1$ =	1207	kg

Carichi distribuiti verticali

Peso proprio baraccatura	25 x 5 x 9,5 =	1188	kg
Peso proprio arcarecci	7 x 13,40 x 5 =	469	kg
	G_{2A} =	1657	kg

Carichi permanenti strutturali concentrati in sommità

Peso proprio copertura	25 x 5 x 23 / 2 =	1438	kg
Peso proprio arcarecci	(33,7 + 12,9) / (2 x 1,5) =	893	kg
Peso proprio capriata	116 x 21,5 / 2 =	1247	kg
	G_{2B} =	3578	kg

Carichi permanenti non strutturali concentrati in sommità

Peso proprio impianti	20 x 5 x 23 / 2 =	1150	kg
	G_{2C} =	1150	kg

Carichi variabili utilizzo e manutenzione

Carico Cat. H	50 x 5 x 23 / 2 =	2875	kg
	Q_1 =	2875	kg

Carichi variabili neve

Carico neve su copertura	80 x 5 x 23 / 2 =	4600	kg
	Q_2 =	4600	kg

Carichi variabili vento

Carico neve su copertura	106 x 5 x 23 / 2 =	6095	kg
	Q_3 =	6095	kg

Carico vento su superficie sopravento

Pressione del vento (c_p = 0,8)	0,8 x 105,90 x 5 =	424	kg/m
	Q_{L1} =	424	kg/m

Carico vento su superficie sottovento

Pressione del vento (c_p = 0,5)	0,5 x 105,90 x 5 =	265	kg/m
	Q_{L2} =	265	kg/m

7.6.2 Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

Di seguito si calcolano le caratteristiche di sollecitazione agenti alla base della colonna per le varie tipologie di carico.

Per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione determinate dalle azioni orizzontali dovute al vento si utilizza il modello di un portale incastrato alla base con traverso infinitamente rigido, con un carico q uniformemente distribuito sulla colonna investita direttamente dal vento e un carico $q/2$ sulla colonna opposta. Tale struttura può essere studiata come la composizione di una struttura simmetrica caricata in modo simmetrico e una struttura simmetrica caricata in modo antimetrico.

Nel caso in oggetto q vale:

$$q = Q_{L1} = 424 \text{ kg/m}$$

Detto q il carico uniforme applicato sulla colonna direttamente investita dal vento il carico simmetrico q_s e il carico antimetrico q_a risultano essere i seguenti:

$$q_a = 3\ q / 4 = 3 \text{ x } 424 / 4 = 318 \text{ kg/m}$$

$$q_s = q / 4 = 106 \text{ kg/m}$$

in modo da avere

$$q_a + q_s = q$$

$$q_a - q_s = q / 2$$

Si possono allora calcolare il momento flettente e il valore del taglio alla base della colonna per la struttura nel caso di carico antimetrico e simmetrico.

Carico antimetrico

$$V_a = q_a\ h = 3021 \text{ kg}$$

$$M_a = q_a\ h^2 / 2 = 14350 \text{ kg m}$$

Carico simmetrico

$$V_s = 5\ q_s\ h / 8 = 629 \text{ kg}$$

$$M_s = q_s\ h^2 / 8 = 1196 \text{ kg m}$$

Le caratteristiche di sollecitazione alla base della colonna più sollecitata si ottengono sommando i due contributi quindi:

$$V_{QL1+QL2} = (29/32)\ q\ h = V_a + V_s = 3012 + 629 = 3650 \text{ kg}$$

$$M_{QL1+QL2} = (13/32)\ q\ h^2 = M_a + M_s = 14350 + 1196 = 15546 \text{ kg m}$$

Sforzo normale

$$N_{G1} = 1207 \text{ kg}$$
$$N_{G2A} = 1657 \text{ kg}$$
$$N_{G2B} = 3578 \text{ kg}$$
$$N_{G2C} = 1150 \text{ kg}$$
$$N_{G2A+G2B+GBC} = N_{G2A} + N_{G2B} + N_{G2C} = 6385 \text{ kg}$$
$$N_{Q1} = 2875 \text{ kg}$$
$$N_{Q2} = 4600 \text{ kg}$$
$$N_{Q3} = 6095 \text{ kg}$$
$$N_{QL1+QL2} = 0$$
$$N_{tot} = 15067 \text{ kg}$$

Taglio

$$V_{G1} = 0$$
$$V_{G2A} = 0$$
$$V_{G2B} = 0$$
$$V_{G2C} = 0$$
$$V_{Q1} = 0$$
$$V_{Q2} = 0$$
$$V_{Q3} = 0$$
$$V_{QL1+QL2} = 3650 \text{ kg}$$

Momento flettente

$$M_{G1} = 0$$
$$M_{G2A} = 0$$
$$M_{G2B} = 0$$
$$M_{G2C} = 0$$
$$M_{Q1} = 0$$
$$M_{Q2} = 0$$
$$M_{Q3} = 0$$
$$M_{QL1+QL2} = 15546 \text{ kg m}$$

7.6.3 Combinazione delle azioni

Per quanto riguarda le combinazioni delle azioni si hanno 4 tipi di azioni variabili.

1. azione variabile per utilizzo e manutenzione Q_1
2. azione della neve Q_2
3. azione del vento Q_3
4. azione del vento frontale $Q_{L1} + Q_{L2}$

Per quanto riguarda la combinazione fondamentale si ha:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

CU08 - Combinazione 1 - SLU - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ (Q_1 + 0{,}5\ Q_2 + 0{,}6\ Q_3 + 0{,}6\ (Q_{L1} + Q_{L2}))$$

CU09 - Combinazione 2 - SLU - Azione variabile dominante: neve

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ (Q_2 + 0{,}6\ Q_3 + 0{,}6\ (Q_{L1} + Q_{L2}))$$

CU10 - Combinazione 3 - SLU - Azione variabile dominante: vento

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ (Q_3 + (Q_{L1} + Q_{L2}) + 0{,}5\ Q_2)$$

7.6.4 Verifica di resistenza della colonna (SLU)

Si effettuano le verifiche per le varie combinazioni di carico individuate.

CU08 - Combinazione - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1{,}3\ N_{G1} + 1{,}5\ (N_{G2A} + N_{G2B} + N_{G2C}) + 1{,}5\ (N_{Q1} + 0{,}5\ N_{Q2} + 0{,}6\ N_{Q3} + 0{,}6\ N_{QL1+QL2}) = 24395 \text{ kg}$$

$$M_{ED} = 1{,}3\ M_{G1} + 1{,}5\ (M_{G2A} + M_{G2B} + M_{G2C}) + 1{,}5\ (M_{Q1} + 0{,}5\ M_{Q2} + 0{,}6\ M_{Q3} + 0{,}6\ M_{QL1+QL2}) = 13991 \text{ kg m}$$

$$V_{ED} = 1{,}3\ V_{G1} + 1{,}5\ (V_{G2A} + V_{G2B} + V_{G2C}) + 1{,}5\ (V_{Q1} + 0{,}5\ V_{Q2} + 0{,}6\ V_{Q3} + 0{,}6\ V_{QL1+QL2}) = 3285 \text{ kg}$$

Si esegue una verifica in campo elastico.

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_x = (N_{Ed} / A) + (M_{Ed} / W)$$

$$\sigma_x = (243950 / 16130) + (139910000 / 1926000) = 15 + 73 = 88 \text{ MPa}$$

$$\tau_x = (V_{Ed} / A_v) = 32850 / 5177 = 6{,}35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = [88^2 + 3 \text{ x } 6{,}35^2\ ]^{1/2} = 89 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} / \gamma_{M0} = 224 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma_{id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0{,}40$$

CU09 - Combinazione 2 - Azione variabile dominante: neve

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1{,}3\ N_{G1} + 1{,}5\ (N_{G2A} + N_{G2B} + N_{G2C}) + 1{,}5\ (N_{Q2} + 0{,}6\ N_{Q3} + 0{,}6\ N_{QL1+QL2}) = 24395 \text{ kg}$$

$$M_{ED} = 1{,}3\ M_{G1} + 1{,}5\ (M_{G2A} + M_{G2B} + M_{G2C}) + 1{,}5\ (M_{Q2} + 0{,}6\ M_{Q3} + 0{,}6\ M_{QL1+QL2}) = 13951 \text{ kg m}$$

$$V_{ED} = 1{,}3\ V_{G1} + 1{,}5\ (V_{G2A} + V_{G2B} + V_{G2C}) + 1{,}5\ (V_{Q2} + 0{,}6\ V_{Q3} + 0{,}6\ V_{QL1+QL2}) = 3277 \text{ kg}$$

Si esegue una verifica in campo elastico.

Dato che tutte le caratteristiche di sollecitazione hanno valori inferiori a quelli della Combinazione 1 le verifiche di resistenza sono sicuramente soddisfatte.

CU10 - Combinazione 3 - Azione variabile dominante: vento

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1{,}3\ N_{G1} + 1{,}5\ N_{G2A+G2B+GBC} + 1{,}5\ (N_{Q3} + N_{QL1+QL2} + 0{,}5\ N_{Q2}) = 24175 \text{ kg}$$

$$M_{ED} = 1{,}3\ M_{G1} + 1{,}5\ M_{G2A+G2B+GBC} + 1{,}5\ (M_{Q3} + M_{QL1+QL2} + 0{,}5\ M_{Q2}) = 23319 \text{ kg m}$$

$$V_{ED} = 1{,}3\ V_{G1} + 1{,}5\ V_{G2A+G2B+GBC} + 1{,}5\ (V_{Q3} + V_{QL1+QL2} + 0{,}5\ V_{Q2}) = 5475 \text{ kg}$$

Si esegue una verifica in campo elastico.

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_x = (N_{Ed} / A) + (M_{Ed} / W)$$

$$\sigma_x = (241750 / 16130) + (233190000 / 1926000) = 15 + 121 = 136 \text{ MPa}$$

$$\tau_x = (V_{Ed} / A_v) = 54750 / 5177 = 11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = [136^2 + 3 \text{ x } 11^2]^{1/2} = 137 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} / \gamma_{M0} = 224 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma_{id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0,61$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.6.5 Verifica di stabilità della colonna (SLU)

Per la verifica delle membrature inflesse e compresse si utilizza il metodo A (§C.4.2.4.1.3.3.1 [2])

Carico assiale resistente nel piano di raggio di inerzia minore (piano della parete)

Nel piano in oggetto si ha:

$$L_0 = \beta L = 0,8 \text{ x } 950 = 760 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_0 / \rho_z = 760 / 7,57 = 100$$

$$N_{cr} = \pi^2 (E J_z) / L_0^2 = 331525 \text{ kg} = 3315250 \text{ N}$$

$$\lambda^* = (A f_{yk} / N_{cr})^{1/2} = (\lambda^2 f_{yk} / (E \pi^2))^{1/2} = 1,074$$

Curva di instabilità: c

$$\alpha = 0,49$$

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda^* - 0,2) + \lambda^{*2}] = 1,28$$

$$\chi_{min} = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{1/2}) = 0,501$$

$$N_{b,RD} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1} = 1809 \text{ kN}$$

Carico assiale resistente nel piano di raggio di inerzia maggiore (piano del portale)

Nel piano in oggetto si ha:

$$L_0 = \beta L = 2 \text{ x } 950 = 1900 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_0 / \rho_y = 1900 / 13,82 = 137$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 (E J_y) / L_0^2 = 176948 \text{ kg} = 1769480 \text{ N}$$

$$\lambda^* = (A f_{yk} / N_{cr})^{1/2} = (\lambda^2 f_{yk} / (E \pi^2))^{1/2} = 1,46$$

Curva di instabilità: b

$$\alpha = 0,34$$

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda^* - 0,2) + \lambda^{*2}] = 1,79$$

$$\chi_{min} = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{1/2}) = 0,356$$

$$N_{b,RD} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1} = 1285 \text{ kN}$$

CU 08 - Combinazione 1 - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

$$(N_{Ed}\,\gamma_{M1} / (\chi_{min}\,f_{ky}\,A)) + (M_{xeq,Ed}\,\gamma_{M1} / (f_{yk}\,W_y\,(1-(N_{Ed} / N_{cr,y})))) + (M_{zeq,Ed}\,\gamma_{M1} / (f_{yk}\,W_z\,(1-(N_{Ed} / N_{cr,z})))) \leq 1$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$(243950 \text{ x } 1,05 / (0,356 \text{ x } 235 \text{ x } 16130) + (139910000 \text{ x } 1,05 / (235 \text{ x } 1926000\,(1 - (243950 / 1769480)))) =$$

$$= 0,19 + 0,38 = 0,57 \leq 1$$

CU 09 - Combinazione 2 - Azione variabile dominante: neve

Dato che tutte le caratteristiche di sollecitazione hanno valori inferiori a quelli della Combinazione 1 le verifiche di resistenza sono sicuramente soddisfatte.

CU10 - Combinazione 3 - Azione variabile dominante: vento

$$(N_{Ed}\,\gamma_{M1} / (\chi_{min}\,f_{ky}\,A)) + (M_{xeq,Ed}\,\gamma_{M1} / (f_{yk}\,W_x\,(1-(N_{Ed} / N_{cr,x})))) + (M_{zeq,Ed}\,\gamma_{M1} / (f_{yk}\,W_z\,(1-(N_{Ed} / N_{cr,z})))) \leq 1$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$(241750 \text{ x } 1,05 / (0,356 \text{ x } 235 \text{ x } 16130) + (233190000 \text{ x } 1,05 / (235 \text{ x } 1926000\,(1- (241750 / 1769480)))) =$$

$$= 0,19 + 0,63 = 0,82 \leq 1$$

Verifica della snellezza limite

I valori della snellezza delle membrature considerate sono inferiori ai valori limite pari a 200 per le membrature principali e 250 per le membrature secondarie.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.6.6 Verifica di stabilità del corrente superiore della capriata

La capriata costituisce il traverso infinitamente rigido del portale, tale elemento è soggetto ad uno sforzo assiale di compressione pari a:

$$N = (3/32)\,q\,h = 3 \text{ x } 423 \text{ x } 9,5 / 32 = 377 \text{ kg} = 3770 \text{ N}$$

$$N_{SLU} = 1,5 \text{ x } N = 566 \text{ kg} = 5660 \text{ N}$$

Tale componente di compressione deve essere sommata al valore di compressione esistente sul corrente superiore della capriata.

$$N_{capriata} = 356 \text{ kN}$$

$$N_{capriata,SLU} = 1,5 \text{ x } 356 = 534 \text{ kN}$$

$$N_{tot} = N_{SLU} + N_{capriata,SLU} = 5,66 + 534 = 540 \text{ kN}$$

$$\Delta N = N_{SLU} / N_{capriata,SLU} = 5,66 / 534 = 1\%$$

L'incremento di carico assiale non è significativo.

La verifica risulta soddisfatta.

7.7 Colonne frontali

Le colonne in oggetto sono quelle disposte sul fronte dell'edificio che sorreggono la baraccatura frontale e collegate in sommità al controvento di falda.

Secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche di cui al D.M. 14.01.2008 si devono effettuare verifiche di resistenza e di stabilità.

Nel seguito si considerano le sole colonne centrali che risultano essere quelle più lunghe e con maggiore carico.

Per il predimensionamento della colonna si ipotizza che essa abbia un peso proprio di 200 kg/m, una altezza di 9,5 m e che tutti i carichi verticali distribuiti sul suo asse siano concentrati in sommità.

Si ipotizza che il peso proprio della baraccatura laterale sia di 25 kg/mq e che anche il peso proprio della struttura che sorregge la baraccatura laterale costituita dagli arcarecci di parete valga 25kg/mq.

La larghezza della zona di influenza per il carico del vento agente sul fronte dell'edificio competente ad una singola colonna è al massimo pari a 5,6m.

Per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione si considera uno schema statico di mensola con appoggio e carico distribuito uniforme

I carichi valgono:

Peso proprio colonna	200 kg/m
Peso baraccatura laterale	25 kg/mq
Peso arcarecci di parete	25 kg/mq
Pressione del vento	106 kg/mq

Il carico assiale totale allora vale:

$$N_{max} = 200 \times 9,5 + (25+25) \times 5,6 \times 9,5 = 4560 \text{ kg}$$

Il taglio totale alla base vale:

$$V_{max} = 5 \times 106 \times 5,6 \times 9,5 / 8 = 3525 \text{ kg}$$

Il momento totale alla base vale:

$$M_{max} = 106 \times 5,6 \times 9,5^2 / 8 = 6697 \text{ kg m}$$

Il momento flettente alla base della colonna vale:

$$M_{SLU} = 1,5 \times M_{max} = 10046 \text{ kg m}$$

Per predimensionare la colonna si ipotizza che la resistenza a flessione debba sopportare almeno il 90% della capacità portante totale della colonna, e che i fenomeni di instabilità per carico di punta possano ridurre il valore del momento resistente MRd di un 15% si ha:

$$M_{SLU} / (0,85 \, MRd) = 0,9$$

quindi:

$$MRd = MSLU / (0,85 \times 0,9) = 13132 \text{ kg m}$$

$$W_{min} = MRd \ \gamma_{M0} / f_{yk} = 587000 \text{ mm}^3 = 587 \text{ cm}^3$$

Si deve utilizzare almeno 1 HE 240B ($\rho_y \approx 10,31$ cm, $\rho_z = 6,08$ cm, A = 10600 mmq, $W_x = 938$ cm^3)

Lo schema statico utilizzato per le verifiche è quello di mensola con appoggio e carico distribuito uniforme.

Nel seguito si considerano le sole colonne centrali che risultano essere quelle più lunghe e con maggiore carico.

Sulle colonne agiscono i carichi verticali dovuti ai pesi propri, ai carichi permanenti e ai carichi variabili verticali ed i carichi orizzontali dovuti alla pressione del vento agente sul lato corto del capannone.
Le colonne frontali vengono realizzate con profili in acciaio HE 240B.
La verifica di sicurezza è soddisfatta qualora siano rispettati i limiti di resistenza e di stabilità per lo Stato Limite Ultimo e di deformabilità per lo Stato Limite di Esercizio.
I parametri caratteristici del profilato HE 240B necessari per i calcoli di verifica sono:

$P = 83,2$ kg/m
$A = 106,0$ cm^2
$A_v = 33,23$ cm^2
$J_y = 11260$ cm^4
$W_y = 938$ cm^3
$\rho_y = 10,31$ cm
$J_z = 3923$ cm^4
$W_z = 326,9$ cm^3
$\rho_z = 6,08$ cm

7.7.1 Analisi dei carichi

Peso proprio colonna

Peso proprio colonna HE 240B		83	kg/m
	g_1 =	83	kg/m
	$G_1 = 9,5 \times g_1$ =	789	kg

Carichi distribuiti verticali

Peso proprio baraccatura	25 x 5,6 x 9,5 =	1330	kg
Peso proprio arcarecci	7 x 13,40 x 5,6 =	525	kg
	G_{2A} =	1855	kg

Carico vento su superficie sopravento

Pressione del vento ($c_p = 0,8$)	0,8 x 105,90 x 5,6 =	474	kg/m
	Q_{L1} =	474	kg/m

7.7.2 Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

Di seguito si calcolano le caratteristiche di sollecitazione agenti alla base della colonna per le varie tipologie di carico.
Per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione determinate dalle azioni orizzontali dovute al vento si utilizza il modello di una mensola appoggiata in sommità, con un carico q uniformemente distribuito sulla colonna pari alla somma dei contributi del vento sulle facce esterna ed interna della parete.
Nel caso in oggetto q vale:

$$q = Q_{L1} = 474 \text{ kg/m}$$

Detto q il carico uniforme applicato sulla colonna il momento flettente e il valore del taglio alla base della colonna valgono:

$$V_{QL1+QL2} = 5\ q\ h / 8 = 2814 \text{ kg}$$
$$M_{QL1+QL2} = q\ h^2 / 8 = 7355 \text{ kg m}$$

Sforzo normale

$$N_{G1} = 789 \text{ kg}$$

$$N_{G2A} = 1855 \text{ kg}$$

$$N_{QL1} = 0$$

Taglio

$$V_{G1} = 0$$

$$V_{G2A} = 0$$

$$V_{QL1} = 2814 \text{ kg}$$

Momento flettente

$$M_{G1} = 0$$

$$M_{G2A} = 0$$

$$M_{QL1} = 5347 \text{ kg m}$$

7.7.3 Combinazione delle azioni

Nel caso in oggetto si ha una unica azione variabile:

1. azione del vento Q_{L1}

quindi la combinazione delle azioni che possono agire contemporaneamente è la seguente:

CU11 - Combinazione 1 - SLU - Azione variabile dominante: vento

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ Q_{L1}$$

7.7.4 Verifica di resistenza della colonna (SLU)

Si effettuano le verifiche per l'unica combinazione di carico individuata.

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1{,}3\ N_{G1} + 1{,}5\ N_{G2A} + 1{,}5\ N_{QL1} = 3808 \text{ kg}$$

$$M_{ED} = 1{,}3\ M_{G1} + 1{,}5\ M_{G2A} + 1{,}5\ M_{QL1} = 8021 \text{ kg m}$$

$$V_{ED} = 1{,}3\ V_{G1} + 1{,}5\ V_{G2A} + 1{,}5\ V_{QL1} = 4221 \text{ kg}$$

Si esegue una verifica in campo elastico.

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_x = (N_{Ed} / A) + (M_{Ed} / W)$$

$$\sigma_x = (38080 / 10600) + (80210000 / 938300) = 4 + 85 = 89 \text{ MPa}$$

$$\tau_x = (V_{Ed} / A_v) = 42210 / 3323 = 13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = [89^2 + 3 \text{ x } 13^2\ ]^{1/2} = 92 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} / \gamma_{M0} = 224 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma_{id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0{,}41$$

7.7.5 Verifica di stabilità della colonna (SLU)

Per la verifica delle membrature inflesse e compresse si utilizza il metodo A (§C.4.2.4.1.3.3.1[2])

Carico assiale resistente nel piano di raggio di inerzia minore (piano della parete)

Nel piano in oggetto si ha:

$$L_0 = \beta L = 2 \text{ x } 950 = 1900 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_0 / \rho_z = 1900 / 6{,}08 = 313$$

$$N_{cr} = \pi^2 (E J_z) / L_0^2 = 22523 \text{ kg} = 225230 \text{ N}$$

$$\lambda^* = (A f_{yk} / N_{cr})^{1/2} = (\lambda^2 f_{yk} / (E \pi^2))^{1/2} = 3{,}33$$

Curva di instabilità: c

$$\alpha = 0{,}49$$

$$\Phi = 0{,}5 [1 + \alpha (\lambda^* - 0{,}2) + \lambda^{*2}] = 6{,}80$$

$$\chi_{min} = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{1/2}) = 0{,}079$$

$$N_{b,RD} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1} = 186 \text{ kN}$$

Carico assiale resistente nel piano di raggio di inerzia maggiore (piano controventato)

Nel piano in oggetto si ha:

$$L_0 = \beta L = 0{,}8 \text{ x } 950 = 760 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_0 / \rho_y = 760 / 10{,}31 = 74$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 (E J_y) / L_0^2 = 404046 \text{ kg} = 4040460 \text{ N}$$

$$\lambda^* = (A f_{yk} / N_{cr})^{1/2} = (\lambda^2 f_{yk} / (E \pi^2))^{1/2} = 0{,}78$$

Curva di instabilità: b

$$\alpha = 0{,}34$$

$$\Phi = 0{,}5 [1 + \alpha (\lambda^* - 0{,}2) + \lambda^{*2}] = 0{,}91$$

$$\chi_{min} = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{1/2}) = 0{,}734$$

$$N_{b,RD} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1} = 1741 \text{ kN}$$

Si effettua la verifica di stabilità per l'unica combinazione di carico individuata.

$$(N_{Ed} \gamma_{M1} / (\chi_{min} f_{ky} A)) + (M_{xeq,Ed} \gamma_{M1} / (f_{yk} W_y (1-(N_{Ed} / N_{cr,y})))) + (M_{zeq,Ed} \gamma_{M1} / (f_{yk} W_z (1-(N_{Ed} / N_{cr,z})))) \leq 1$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$(38080 \text{ x } 1{,}05 / (0{,}079 \text{ x } 235 \text{ x } 10600) + (80210000 \text{ x } 1{,}05 / (235 \text{ x } 938300 (1 - (38080 / 4040460)))) =$$

$$= 0{,}20 + 0{,}39 = 0{,}58 \leq 1$$

Verifica della snellezza limite

Per fare in modo che i valori della snellezza delle membrature considerate siano inferiori ai valori limite pari a 200 per le membrature principali e 250 per le membrature secondarie si inseriscono sulle facciate del capannone 4 controventi.

In particolare nel piano della parete si modifica il vincolo in sommità della colonna trasformandolo anche in questo piano in un appoggio e modificando nel modo seguente la lunghezza libera di inflessione e di conseguenza la snellezza.

In alternativa si possono vincolare le colonne nel piano della facciata con elementi in acciaio posizionati alla quota degli architrave.

Snellezza nel piano della parete

Nel piano in oggetto si ha:

$$L_0 = \beta L = 0{,}8 \text{ x } 950 = 760 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_0 / \rho_z = 760 / 6{,}08 = 125$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.8 Controvento di parete

Il controvento di parete ha lo scopo di trasmettere i carichi orizzontali provenienti dalla copertura alla fondazione ed è sollecitato dai carichi trasmessi dal controvento di falda tramite l'arcareccio di bordo, dall'azione di trascinamento del vento che agisce sulla parete laterale dell'edificio e dalle forze necessarie a impedire l'instabilità delle colonne.

Il controvento di parete viene realizzato con tiranti in acciaio disposti a croce di S. Andrea e con un montante intermedio. Il controvento viene posizionato su entrambi i lati dell'edificio in posizione centrale.

Lo schema statico utilizzato per il dimensionamento e per le verifiche è quello di trave reticolare con elementi diagonali tesi.

L'elemento superiore del controvento non è altro che l'arcareccio di bordo e come tale è soggetto anche ai carichi verticali trasmessi dalla falda di copertura. Le colonne sono sollecitate anche dalle azioni gravanti sulle colonne laterali ordinarie.

La verifica di sicurezza è soddisfatta qualora, per ogni elemento strutturale costituente, siano rispettati i limiti di resistenza e di stabilità per lo Stato Limite Ultimo (SLU).

Tiranti diagonali

I tiranti diagonali sono realizzati con un profilo L120x80x10.

I parametri caratteristici del tirante, necessari per i calcoli di verifica, sono:

$A = 19{,}01\ cm^2$

Arcareccio di bordo

L'arcareccio di bordo è realizzato con 1 HE 140B.

I parametri caratteristici del profilato HE 140B, necessari per i calcoli di verifica, sono:

$P = 33{,}7\ kg/m$
$A = 42{,}96\ cm^2$
$J_y = 1509\ cm^4$
$W_y = 215{,}6\ cm^3$
$\rho_y = 5{,}93\ cm$
$J_z = 549{,}7\ cm^4$
$W_z = 78{,}52\ cm^3$
$\rho_z = 3{,}58\ cm$

Montante del controvento

Il montante trasversale del controvento è realizzato con 2 profilati UPN 140 accoppiati lungo l'anima e distanziati di 10mm. I singoli profilati di acciaio sono collegati tra loro mediante imbottiture posizionate ad un interasse di 250 mm.

I parametri caratteristici del profilato UPN 140 necessari per i calcoli di verifica sono:

$P = 16{,}00\ kg/m$
$A = 20{,}4\ cm^2$
$A_v = 10{,}4\ cm^2$
$t_w = 7\ mm$
$t_f = 10\ mm$
$J_y = 605\ cm^4$
$W_y = 86{,}4\ cm^3$

ρ_y = 5,45 cm
J_z = 62,7 cm^4
W_z = 14,8 cm^3
ρ_z = 1,75 cm
e_z = 1,76 cm

Si calcolano di seguito i parametri geometrici della sezione composta risultante. Definiti J'_y e J'_z moduli di inerzia e A' area del singolo profilato si ha:

$$A = 2\,A' = 2 \text{ x } 20{,}40 = 40{,}8 \text{ cm}^2$$

$$J_y = 2\,J'_y = 2 \text{ x } 605 = 1210 \text{ cm}^4$$

$$J_z = 2\,(J'_z + A'\,(e_z + 0{,}5)^2) = 2\,(62{,}7 + 20{,}4\,(1{,}76 + 0{,}5)^2) = 334 \text{ cm}^4$$

$$\rho_y = (J_y / A)^{0{,}5} = (1210 / 40{,}8)^{0{,}5} = 5{,}45 \text{ cm}$$

$$\rho_z = (J_z / A)^{0{,}5} = (334 / 40{,}8)^{0{,}5} = 2{,}86 \text{ cm}$$

Colonna del controvento

La colonna del controvento è anch'essa realizzata con 1 HE 320 B come le altre colonne laterali e oltre alla compressione dovuta al funzionamento del controvento su di essa agiscono anche i carichi verticali agenti sulle altre colonne.

I parametri caratteristici del profilato HE 320B necessari per i calcoli di verifica sono:

P = 127 kg/m
A = 161,3 cm^2
A_v = 51,77 cm^2
J_y = 30820 cm^4
W_y = 1926 cm^3
ρ_y = 13,82 cm
J_z = 9239 cm^4
W_z = 615,9 cm^3
ρ_z = 7,57 cm

7.8.1 Analisi dei carichi

I carichi agenti sul controvento sono i carichi orizzontali trasmessi dal controvento di copertura attraverso i correnti di bordo, l'azione di trascinamento del vento sulla parete laterale dell'edificio e le forze dovute a fenomeni di instabilità.

I carichi agenti sul controvento sono carichi concentrati nei nodi dovuti alla struttura di controvento della copertura, alla azione di trascinamento del vento agente sulla parete laterale del capannone e alle forze dovute a fenomeni di instabilità.

A favore di sicurezza si considera che tutte queste forze agiscano contemporaneamente sulla struttura.

7.8.1.1 Azione trasmessa dall'arcareccio di bordo

La forza Fab trasmessa dall'arcareccio di bordo è quella già calcolata per il dimensionamento dell'arcareccio stesso.

Fab = 132 kN

L'azione trasmessa dal controvento di falda è pari al carico assiale agente sull'arcareccio di bordo.

$$F_{ab} = 13200 \text{ kg}$$

7.8.1.2 Azione di trascinamento

Per la valutazione della forza di trascinamento si valuta la forza totale agente sulla porzione di parete laterale di competenza del singolo nodo del controvento.
Nel caso in oggetto ipotizzando di avere una struttura scabra si ha:

$$qb = 45,60 \text{ kg/mq}$$

$$ce = 2,32$$

$$cf = 0,04$$

$$pf = 45,6 \times 2,32 \times 0,04 = 4,3 \text{ kg/mq}$$

L'azione di trascinamento Ft si esercita su una zona di altezza massima pari a 9,5 m e lunghezza 35m.

$$Ft = 4,3 \times 9,5 \times 30 = 1430 \text{ kg}$$

Per il calcolo dell'azione di trascinamento si valuta la forza totale agente sulla parete. Tale zona ha una altezza massima di 9,5 m pari e lunghezza di 35 m pari alla lunghezza totale del capannone.

$$q_b = 45,6 \text{ kg/mq}$$

$$c_e = 2,32$$

$$c_f = 0,04$$

$$p_f = 45,6 \text{ x } 2,32 \text{ x } 0,04 = 4,3 \text{ kg/mq}$$

$$A = 9,5 \text{ x } 35 = 333 \text{ mq}$$

Nel caso in oggetto:

$$F_t = 4,3 \text{ x } (9,5 \text{ x } 35) = 1430 \text{ kg}$$

7.8.1.3 Azione trasmessa per instabilità

Le forze che gli elementi collegati al sistema di controvento esercitano sullo stesso per resistere ai fenomeni di instabilità possono essere assunte pari a Fd.
Il numero m di elementi controventati è uguale al numero delle colonne.

$$m = 8$$

La massima compressione agente sugli elementi da controventare ossia le colonne laterali è quella già stimata per il predimensionamento della colonna.

$$N_{max} = 17388 \text{ kg}$$

Allora si ha:

$$\alpha m = (0,5 \ (1 + (1 / m)))^{1/2} = 0,75$$

$$Fd = m \ \alpha m N_{max} /100 = 8 \times 0,75 \times 17388 / 100 = 1043 \text{ kg}$$

Le forze che gli elementi collegati al sistema di controvento esercitano sullo stesso per resistere ai fenomeni di instabilità possono essere assunte pari a F_d.

$$F_d = m \ \alpha_m \ N_{Ed} /100$$

$$\alpha_m = (0,5 \ (1 + (1 / m)))^{1/2}$$

dove m è il numero degli elementi controventati.

Nel caso in oggetto $m = 8$ quindi:

$$\alpha_m = 0,75$$

Noto il valore massimo della forza di compressione sulla colonna laterale si ha:

$$N_{Ed} = 15067 \text{ kg}$$

Nel caso in oggetto:

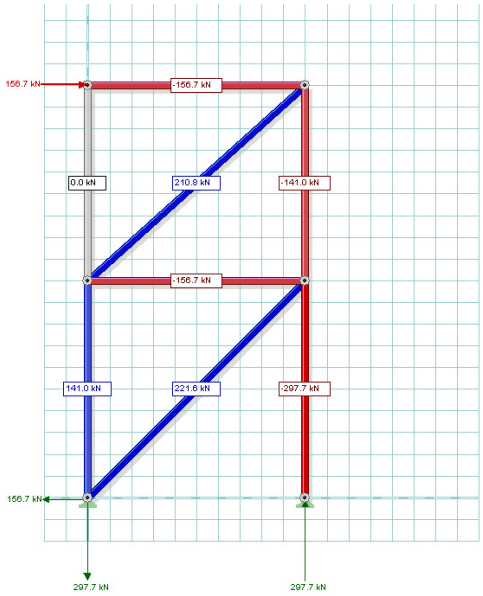
$$F_d = 8 \text{ x } 0{,}75 \text{ x } 15067 / 100 = 904 \text{ kg}$$

7.8.1.4 Carichi concentrati sulla struttura del controvento

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione può essere effettuato con l'ausilio di un software di calcolo o con il metodo di Ritter.

Il carico concentrato sul nodo superiore del controvento vale:

$$F = Fab + Ft + Fd = 15673 \text{ kg}$$



Colonna compressa	N_{max} =	*-298*	*kN*
Colonna tesa	N_{max} =	*141*	*kN*
Montante trasversale	N_{max} =	*-157*	*kN*
Diagonale	N_{max} =	*222*	*kN*

Carichi concentrati nel nodo superiore del controvento

Azione trasmessa dal controvento di falda	F_{ab} =	13200	kg
Azione di trascinamento del vento	F_t =	1430	kg
Azione di contrasto all' instabilità	F_d =	904	kg
Azione concentrata totale	F_4 =	15534	kg

7.8.2 Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione del controvento

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione del controvento è stato effettuato con il metodo di Ritter e con l'ausilio di un software di calcolo.

Come già specificato nell'analisi dei carichi, è stata considerata la presenza simultanea sia del vento che delle forze equivalenti dovute ai fenomeni di instabilità.

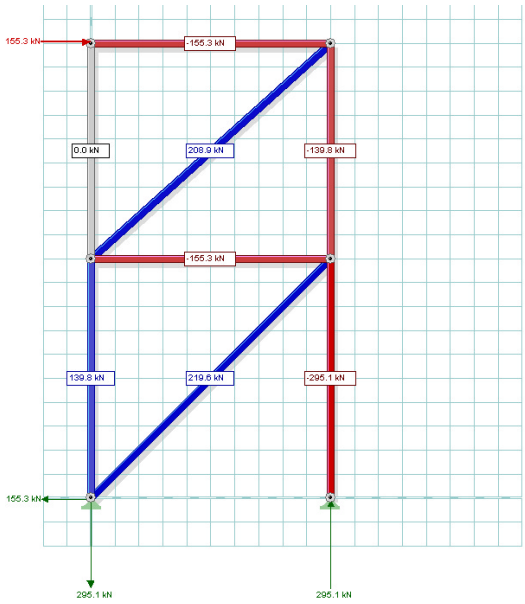


Figura 5 - Sollecitazioni sul controvento di parete (in rosso le aste compresse, in blu le aste tese)

Si riportano i valori del carico assiale massimo sui singoli elementi del controvento.

Colonna sottovento (compressa)	N_{max} =	-295	kN
Colonna sopravento (tesa)	N_{max} =	140	kN
Arcareccio di bordo	N_{max} =	-155	kN
Montante trasversale	N_{max} =	-155	kN
Tirante Diagonale	N_{max} =	220	kN

7.8.2.1 Caratteristiche di sollecitazione dell'arcareccio di bordo

L'arcareccio di bordo è sollecitato anche dalle azioni già stimate per il calcolo del controvento di copertura. Di seguito si riportano i valori delle caratteristiche di sollecitazione agenti su di esso per ogni tipologia di carico.

Arcareccio di bordo

$$N_{QF4} = 15500 \text{ kg}$$

$M_{G1} = 33{,}70 \times 5^2 / 8 =$	105	kg m
$M_{G2} = 24 \times 5^2 / 8 =$	75	kg m
$M_{Q1} = 48 \times 5^2 / 8 =$	150	kg m
$M_{Q2} = 77 \times 5^2 / 8 =$	241	kg m
$M_{Q3} = 34 \times 5^2 / 8 =$	106	kg m
$M_{Fc+Ft+Fd} =$	0	

$V_{G1} = 5 \times 33{,}70 \times 5 / 8 =$	105	kg
$V_{G2} = 5 \times 24 \times 5 / 8 =$	75	kg
$V_{Q1} = 5 \times 48 \times 5 / 8 =$	150	kg
$V_{Q2} = 5 \times 77 \times 5 / 8 =$	241	kg

$$V_{Q3} = 5 \text{ x } 34 \text{ x } 5 / 8 = \quad 106 \quad \text{kg}$$

$$V_{Fc+Ft+Fd} = \quad 0$$

7.8.2.2 Caratteristiche di sollecitazione della colonna compressa del controvento

Le colonne del controvento sono sollecitate anche dalle azioni già stimate per le colonne laterali. Di seguito si riportano o si calcolano i valori delle caratteristiche di sollecitazione agenti su di esse per ogni tipologia di carico.

Sforzo normale

$$N_{G1} = 1207 \text{ kg}$$

$$N_{G2A} = 1657 \text{ kg}$$

$$N_{G2B} = 3578 \text{ kg}$$

$$N_{G2C} = 1150 \text{ kg}$$

$$N_{G2A+G2B+GBC} = N_{G2A} + N_{G2B} + N_{G2C} = 6385 \text{ kg}$$

$$N_{Q1} = 2875 \text{ kg}$$

$$N_{Q2} = 4600 \text{ kg}$$

$$N_{Q3} = 6095 \text{ kg}$$

$$N_{QL1+QL2} = 0$$

$$N_{QF4} = 29500 \text{ kg}$$

Taglio

$$V_{G1} = 0$$

$$V_{G2A} = 0$$

$$V_{G2B} = 0$$

$$V_{G2C} = 0$$

$$V_{Q1} = 0$$

$$V_{Q2} = 0$$

$$V_{Q3} = 0$$

$$V_{QL1+QL2} = 3650 \text{ kg}$$

$$V_{QF4} = 0$$

Momento flettente

$$M_{G1} = 0$$

$$M_{G2A} = 0$$

$$M_{G2B} = 0$$

$$M_{G2C} = 0$$

$$M_{Q1} = 0$$

$$M_{Q2} = 0$$

$$M_{Q3} = 0$$

$$M_{QL1+QL2} = 15546 \text{ kg m}$$

$$M_{QF4} = 0$$

7.8.3 Combinazione delle azioni

Per quanto riguarda le combinazioni delle azioni per lo stato limite ultimo si hanno 5 tipi di azioni variabili:

1. azione variabile per utilizzo e manutenzione Q_1
2. azione della neve Q_2
3. azione del vento Q_3
4. azione del vento $Q_{L1} + Q_{L2}$ in direzione laterale
5. azione del vento sul fronte dell'edificio F_4 in direzione frontale

In particolare per la verifica delle colonne del controvento si dovranno considerare anche le combinazioni delle azioni in cui il vento investe il capannone sia con una componente frontale (azione di compressione sulla colonna) che una laterale (azione di flessione e taglio sulla colonna). Dalle verifiche effettuate per le colonne laterali, si sa che la combinazione di carico che massimizza la caratteristica di sollecitazione di sforzo normale è quella con azione variabile dominante i carichi di utilizzo e manutenzione e che quella che massimizza taglio e momento flettente è quella con azione variabile dominante il vento laterale.
Per tenere conto della possibile presenza di due componenti (frontale e laterale) dell'azione del vento si ipotizza che il vento agisca con una direzione inclinata di 45° rispetto al fronte dell'edificio.
Le combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente sono le seguenti:

CU12 - Combinazione 1 - SLU - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione con vento frontale

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ (Q_1 + 0{,}5\ Q_2 + 0{,}6\ Q_3 + 0{,}6\ F_4)$$

CU13 - Combinazione 2 - SLU - Azione variabile dominante: neve con vento frontale

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ (Q_2 + 0{,}6\ Q_3 + 0{,}6\ F_4)$$

CU14 - Combinazione 3 - SLU - Azione variabile dominante: vento frontale

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ (Q_3 + F_4 + 0{,}5\ Q_2)$$

CU15 - Combinazione 4 - SLU - Azione variabile dominante: vento frontale e laterale

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ (Q_3 + 0{,}7\ (Q_{L1} + Q_{L2}) + 0{,}7\ F_4 + 0{,}5\ Q_2)$$

CU16 - Combinazione 5 - SLU - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione con vento frontale e laterale

$$1{,}3\ G_1 + 1{,}5\ G_2 + 1{,}5\ (Q_1 + 0{,}5\ Q_2 + 0{,}6\ Q_3 + 0{,}6 \times 0{,}7\ (Q_{L1} + Q_{L2}) + 0{,}6 \times 0{,}7\ F_4)$$

7.8.4 Verifica di resistenza e stabilità delle membrature (SLU)

Le verifiche di resistenza e stabilità delle membrature vengono effettuate per la combinazione delle azioni fondamentale secondo quanto previsto delle Norme Tecniche per le Costruzioni [1].
Si effettuano le verifiche di resistenza nelle sezioni più sollecitate dei tiranti, dei montanti e delle colonne. Si effettuano le verifiche di stabilità per le sole aste compresse.

7.8.4.1 Verifica di resistenza del tirante (SLU)

Predimensionamento dei tiranti diagonali

Il tirante più sollecitato risulta teso e viene predimensionato calcolando l'area minima della sezione resistente.

$$N = 222 \text{ kN}$$

Il valore di trazione allo SLU vale:

$$N_{SLU} = 1{,}5 \times N = 333 \text{ kN}$$

La sezione minima del profilato vale:

$$A_{min} = N_{SLU}\, \gamma_{M0} / f_{yk} = 1488 \text{ mmq}$$

Si deve utilizzare almeno L 120x80x8 (A = 1550 mmq)

La verifica di resistenza viene effettuata nella sezione di mezzeria (dove sono massime le sollecitazioni) confrontando il valore della trazione sollecitante con il valore della trazione resistente.

CU14 - Combinazione 3 - Azione variabile dominante: vento frontale

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1{,}5 \text{ x } 220 = 320 \text{ kN}$$

Il carico assiale resistente vale:

$$N_{pl,Rd} = A\, f_{yk} / \gamma_{M0} = (1901 \text{ x } 235 / 1{,}05) = 425 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0{,}9\, A_{net}\, f_{tk} / \gamma_{M2} = 0{,}9 \text{ x } 1901 \text{ x } 360 / 1{,}25 = 493 \text{ kN}$$

$$N_{t,RD} = \min (N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = 425 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0{,}75$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.8.4.2 Verifica di resistenza dell'arcareccio di bordo (SLU)

La verifica di resistenza viene effettuata nella sezione di mezzeria (dove sono massime le sollecitazioni) confrontando la tensione calcolata in campo elastico, con il valore di resistenza limite.

C012 - Combinazione 1 - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1{,}5 \text{ x } 0{,}6\, N_{QF4} = 13950 \text{ kg}$$

$$M_{ED} = 1{,}3\, M_{G1} + 1{,}5\, M_{G2} + 1{,}5\, (M_{Q1} + 0{,}5\, M_{Q2} + 0{,}6\, M_{Q3}) = 750 \text{ kg m}$$

$$V_{ED} = 1{,}3\, V_{G1} + 1{,}5\, V_{G2} + 1{,}5\, (V_{Q1} + 0{,}5\, V_{Q2} + 0{,}6\, M_{Q3}) = 750 \text{ kg}$$

Si esegue una verifica in campo elastico.

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_x = (N_{Ed} / A) + (M_{Ed} / W)$$

$$\sigma_x = (139500 / 4296) + (7500000 / 215600) = 32 + 35 = 67 \text{ MPa}$$

$$\tau_x = (V_{Ed} / A_v) = 7500 / 1308 = 5{,}73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = [67^2 + 3 \text{ x } 5{,}73^2\,]^{1/2} = 68 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} / \gamma_{M0} = 224 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma_{id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0{,}30$$

CU13 - Combinazione 2 - Azione variabile dominante: neve

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1,5 \text{ x } 0,6\ N_{QF4} = 13950 \text{ kg}$$

$$M_{ED} = 1,3\ M_{G1} + 1,5\ M_{G2} + 1,5\ (M_{Q2} + 0,6\ M_{Q3}) = 706 \text{ kg m}$$

$$V_{ED} = 1,3\ V_{G1} + 1,5\ V_{G2} + 1,5\ (V_{Q2} + 0,6\ V_{Q3}) = 706 \text{ kg}$$

Dato che tutte le caratteristiche di sollecitazione hanno valori inferiori a quelli della Combinazione 1 le verifiche di resistenza sono sicuramente soddisfatte.

CU14 - Combinazione 3 - Azione variabile dominante: vento frontale

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1,5\ N_{QF4} = 23250 \text{ kg}$$

$$M_{ED} = 1,3\ M_{G1} + 1,5\ M_{G2} + 1,5\ (M_{Q3} + 0,5\ M_{Q2}) = 557 \text{ kg m}$$

$$V_{ED} = 1,3\ V_{G1} + 1,5\ V_{G2} + 1,5\ (V_{Q3} + 0,5\ V_{Q2}) = 557 \text{ kg}$$

Si esegue una verifica in campo elastico.

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_x = (N_{Ed} / A) + (M_{Ed} / W)$$

$$\sigma_x = (232500 / 4296) + (5570000 / 215600) = 54 + 26 = 80 \text{ MPa}$$

$$\tau_x = (V_{Ed} / A_v) = 5570 / 1308 = 4,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = [80^2 + 3 \text{ x } 4,26^2\ ]^{1/2} = 80 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} / \gamma_{M0} = 224 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma_{id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0,36$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.8.4.3 Verifica di resistenza del montante (SLU)

Predimensionamento dei montanti

I montanti compressi vengono dimensionati utilizzando il metodo ω secondo le indicazioni della norma CNR 10011.

La lunghezza libera di inflessione è:

$$L_c = 5 \text{ m}$$

Si ipotizza che il massimo valore di ω sia pari a 4.

$$\omega = 4,00$$

a cui corrisponde un valore di λ pari a 164 (curva C).

$$\lambda = 164$$

Il valore di compressione allo SLU vale:

$$N_{SLU} = 1,5 \text{ x } N = 2001 \text{ kN}$$

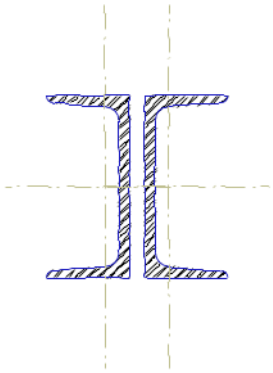
La sezione minima del profilato vale:

$$A_{min} = \omega\ N\ \gamma_{M0} / f_{yk} = 3576 \text{ mmq}$$

Il raggio di inerzia minimo vale:

$$\rho_{min} = L_c / \lambda = 3,05 \text{ cm}$$

Si devono utilizzare almeno 2 UPN 140 ($\rho_y \approx 5,45$ cm, $\rho_z = 2,86$ cm, A = 4080 mmq)



Dato che la sezione dei due profili UPN 140 accoppiati ha una sezione equivalente che nel complesso è più resistente e con maggiore inerzia del profilo HEB 140 utilizzato per l'arcareccio di bordo della copertura e dato che la sollecitazione di carico assiale è analoga a quella dell'arcareccio di bordo mentre le sollecitazioni di momento flettente e taglio hanno valori inferiori le verifiche già effettuate per l'arcareccio di bordo permettono di affermare che anche tutte le verifiche del montante sono soddisfatte.

Si effettua la verifica nella sezione di mezzeria.

CU14 - Combinazione 3 - Azione variabile dominante: vento frontale

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1{,}5\ N_{QF4} = 23250 \text{ kg}$$

$$M_{Ed} = 1{,}3\ M_{G1} = 130 \text{ kg m}$$

$$V_{Ed} = 1{,}3\ V_{G1} = 104 \text{ kg}$$

Dato che i valori sono uguali o inferiori a quelli dell'arcareccio di bordo e dato che la sezione composta dai 2 UPN 140 ha caratteristiche resistenti e di inerzia migliori del profilo HEB 140 utilizzato per suddetto arcareccio le verifiche di sicurezza sono tutte soddisfatte.

La verifica risulta soddisfatta.

7.8.4.4 Verifica di stabilità dell'arcareccio di bordo (SLU)

Per la verifica delle membrature inflesse e compresse si utilizza il metodo A (§C.4.2.4.1.3.3.1 [2])

Carico assiale resistente nel piano di raggio di inerzia minore

Nel piano in oggetto si ha:

$$L_0 = \beta L = 1 \text{ x } 500 = 500 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_0 / \rho_z = 500 / 3{,}58 = 140$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 (E J_y) / L_0^2 = 125103 \text{ kg} = 1251030 \text{ N}$$

$$N_{cr,z} = \pi^2 (E J_z) / L_0^2 = 45573 \text{ kg} = 455730 \text{ N}$$

$$N_{cr} = \pi^2 (E J_z) / L_0^2 = 45573 \text{ kg} = 455730 \text{ N}$$

$$\lambda^2 = L_0^2 A / J_z = 500^2 \text{ x } 42{,}96 / 550 = 19527$$

$$\lambda^* = (A f_{yk} / N_{cr})^{1/2} = (\lambda^2 f_{yk} / (E \pi^2))^{1/2} = 1{,}48$$

Curva di instabilità: c

$$\alpha = 0{,}49$$

$$\Phi = 0{,}5\,[1 + \alpha\,(\lambda^* - 0{,}2) + \lambda^{*2}] = 1{,}91$$

$$\chi_{min} = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{1/2}) = 0{,}32$$

$$N_{b,RD} = \chi\, A\, f_{yk} / \gamma_{M1} = 308 \text{ kN}$$

CU12 - Combinazione 1 - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione con vento frontale

$$(N_{Ed}\,\gamma_{M1} / (\chi_{min} f_{ky}\, A)) + (M_{xeq,Ed}\,\gamma_{M1} / (f_{yk}\, W_y\,(1-(N_{Ed} / N_{cr,y})))) + (M_{zeq,Ed}\,\gamma_{M1} / (f_{yk}\, W_z\,(1-(N_{Ed} / N_{cr,z})))) \leq 1$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$(139500 \text{ x } 1{,}05 / (0{,}32 \text{ x } 235 \text{ x } 4296) + (7500000 \text{ x } 1{,}05 / (235 \text{ x } 215600\,(1 - (139500 / 1251030)))) =$$

$$= 0{,}45 + 0{,}17 = 0{,}62 \leq 1$$

CU13 - Combinazione 2 - Azione variabile dominante: neve

Dato che tutte le caratteristiche di sollecitazione hanno valori inferiori a quelli della Combinazione 1 le verifiche di resistenza sono sicuramente soddisfatte.

CU14 - Combinazione 3 - Azione variabile dominante: vento frontale

$$(N_{Ed}\,\gamma_{M1} / (\chi_{min} f_{ky}\, A)) + (M_{xeq,Ed}\,\gamma_{M1} / (f_{yk}\, W_x\,(1-(N_{Ed} / N_{cr,x})))) + (M_{zeq,Ed}\,\gamma_{M1} / (f_{yk}\, W_z\,(1-(N_{Ed} / N_{cr,z})))) \leq 1$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$(232500 \text{ x } 1{,}05 / (0{,}32 \text{ x } 235 \text{ x } 4296) + (5570000 \text{ x } 1{,}05 / (235 \text{ x } 215600\,(1- (232500 / 1251030)))) =$$

$$= 0{,}76 + 0{,}14 = 0{,}90 \leq 1$$

Verifica della snellezza limite

I valori della snellezza delle membrature considerate sono inferiori ai valori limite pari a 200 per le membrature principali e 250 per le membrature secondarie.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.8.4.5 Verifica di stabilità del montante (SLU)

Dato che anche nei confronti della instabilità i 2 profili UPN accoppiati hanno la stessa lunghezza libera di inflessione e la stessa curva di instabilità del profilato HE 140 B, vale quanto già detto per le verifiche di resistenza.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.8.4.6 Verifica di resistenza della colonna (SLU)

Si effettuano le verifiche per le varie combinazioni di carico individuate.

C12 - Combinazione 1 - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione con vento frontale

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1{,}3\,N_{G1} + 1{,}5\,(N_{G2A} + N_{G2B} + N_{G2C}) + 1{,}5\,(N_{Q1} + 0{,}5\,N_{Q2} + 0{,}6\,N_{Q3} + 0{,}6\,N_{QF4}) = 49910 \text{ kg}$$

$$M_{ED} = 1{,}3\,M_{G1} + 1{,}5\,(M_{G2A} + M_{G2B} + M_{G2C}) + 1{,}5\,(M_{Q1} + 0{,}5\,M_{Q2} + 0{,}6\,M_{Q3} + 0{,}6\,M_{QF4}) = 0 \text{ kg m}$$

$$V_{ED} = 1,3\ V_{G1} + 1,5\ (V_{G2A} + V_{G2B} + V_{G2C}) + 1,5\ (V_{Q1} + 0,5\ V_{Q2} + 0,6\ V_{QF4}) = 0 \text{ kg}$$

Si esegue una verifica in campo elastico.

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_x = (N_{Ed} / A)$$

$$\sigma_x = (499100 / 16130) = 31 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} / \gamma_{M0} = 224 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma_{id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0,14$$

CU14 - Combinazione 3 - Azione variabile dominante: vento frontale

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1,3\ N_{G1} + 1,5\ (N_{G2A} + N_{G2B} + N_{G2C}) + 1,5\ (N_{Q3} + N_{QF4} + 0,5\ N_{Q2}) = 59609 \text{ kg}$$

$$M_{Ed} = 1,3\ M_{G1} + 1,5\ (M_{G2A} + M_{G2B} + M_{G2C}) + 1,5\ (V_{Q3} + M_{F4} + 0,5\ M_{Q2}) = 0 \text{ kg m}$$

$$V_{Ed} = 1,3\ V_{G1} + 1,5\ (V_{G2A} + V_{G2B} + V_{G2C}) + 1,5\ (V_{Q3} + V_{F4} + 0,5\ V_{Q2}) = 0 \text{ kg}$$

Si esegue una verifica in campo elastico.

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_x = (N_{Ed} / A)$$

$$\sigma_x = (596090 / 16130) = 37 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} / \gamma_{M0} = 224 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma_{id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0,17$$

CU15 - Combinazione 4 - Azione variabile dominante: vento frontale e laterale

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1,3\ N_{G1} + 1,5\ (N_{G2A} + N_{G2B} + N_{G2C}) + 1,5\ (N_{Q3} + 0,7\ N_{QL1+QL2} + 0,7\ N_{QF4} + 0,5\ N_{Q2}) = 51227 \text{ kg}$$

$$M_{Ed} = 1,3\ M_{G1} + 1,5\ (M_{G2A} + M_{G2B} + M_{G2C}) + 1,5\ (0,7\ M_{QL1+QL2} + 0,7\ M_{QF4} + 0,5\ M_{Q2}) = 16276 \text{ kg m}$$

$$V_{Ed} = 1,3\ V_{G1} + 1,5\ (V_{G2A} + V_{G2B} + V_{G2C}) + 1,5\ (0,7\ V_{QL1+QL2} + 0,7\ V_{QF4} + 0,5\ V_{Q2}) = 3823 \text{ kg}$$

Si esegue una verifica in campo elastico.

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_x = (N_{Ed} / A) + (M_{Ed} / W)$$

$$\sigma_x = (512270 / 16130) + (162760000 / 1926000) = 32 + 85 = 117 \text{ MPa}$$

$$\tau_x = (V_{Ed} / A_v) = 38230 / 5177 = 7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = [117^2 + 3 \text{ x } 7^2\ ]^{1/2} = 118 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} / \gamma_{M0} = 224 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma_{id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0,53$$

CU16 - Combinazione 5 - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione con vento frontale e laterale

Per questa combinazione di carico le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$N_{Ed} = 1,3\ N_{G1} + 1,5\ (N_{G2A+G2B+G2C}) + 1,5\ (N_{Q1} + 0,5\ N_{Q2} + 0,6\ N_{Q3} + 0,6 \text{ x } 0,7\ N_{QL1+QL2} + 0,6 \text{ x } 0,7\ N_{QF4}) = 41215 \text{ kg}$$

M_{ED} = 1,3 M_{G1}+1,5 (M_{G2A} + M_{G2B} + M_{G2C})+1,5 (M_{Q1}+0,5 M_{Q2}+0,6 x 0,7 $M_{QL1+QL2}$+0,6 x 0,7 M_{QF4}) = 9766 kg m

V_{ED} = 1,3 V_{G1} +1,5 (V_{G2A} + V_{G2B} + V_{G2C}) + 1,5 (V_{Q1} + 0,5 V_{Q2} + 0,6 x 0,7 $V_{QL1+QL2}$ + 0,6 x 0,7 V_{QF4}) = 2294 kg

Si esegue una verifica in campo elastico.

Nel caso in oggetto si ha:

$$\sigma_x = (N_{Ed} / A) + (M_{Ed} / W)$$

$$\sigma_x = (412150 / 16130) + (97660000 / 1926000) = 26 + 51 = 77 \text{ MPa}$$

$$\tau_x = (V_{Ed} / A_v) = 22940 / 5177 = 4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = [77^2 + 3 \text{ x } 4^2]^{1/2} = 71 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} / \gamma_{M0} = 224 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma_{id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0,34$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.8.4.7 Verifica di stabilità della colonna (SLU)

Per la verifica delle membrature inflesse e compresse si utilizza il metodo A (§C.4.2.4.1.3.3.1 [2]).

Carico assiale resistente nel piano di raggio di inerzia minore (piano della parete)

Nel piano in oggetto si ha:

$$L_0 = \beta L = 0,8 \text{ x } 950 = 760 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_0 / \rho_z = 760 / 7,57 = 100$$

$$N_{cr} = \pi^2 (E J_z) / L_0^2 = 331525 \text{ kg} = 3315250 \text{ N}$$

$$\lambda^* = (A f_{yk} / N_{cr})^{1/2} = (\lambda^2 f_{yk} / (E \pi^2))^{1/2} = 1,074$$

Curva di instabilità: c

$$\alpha = 0,49$$

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda^* - 0,2) + \lambda^{*2}] = 1,28$$

$$\chi_{min} = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{1/2}) = 0,501$$

$$N_{b,RD} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1} = 1809 \text{ kN}$$

Carico assiale resistente nel piano di raggio di inerzia maggiore (piano del portale)

Nel piano in oggetto si ha:

$$L_0 = \beta L = 2 \text{ x } 950 = 1900 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_0 / \rho_y = 1900 / 13,82 = 137$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 (E J_y) / L_0^2 = 176948 \text{ kg} = 1769480 \text{ N}$$

$$\lambda^* = (A f_{yk} / N_{cr})^{1/2} = (\lambda^2 f_{yk} / (E \pi^2))^{1/2} = 1,46$$

Curva di instabilità: b

$$\alpha = 0,34$$

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda^* - 0,2) + \lambda^{*2}] = 1,79$$

$$\chi_{min} = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{*2})^{1/2}) = 0,356$$

$$N_{b,RD} = \chi\, A\, f_{yk} / \gamma_{M1} = 1285 \text{ kN}$$

CU12 - Combinazione 1 - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione con vento frontale

$$(N_{Ed}\ \gamma_{M1} / (\chi_{min}\, f_{ky}\, A)) + (M_{xeq,Ed}\ \gamma_{M1} / (f_{yk}\, W_y\, (1-(N_{Ed} / N_{cr,y})))) + (M_{zeq,Ed}\ \gamma_{M1} / (f_{yk}\, W_z\, (1-(N_{Ed} / N_{cr,z})))) \leq 1$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$(499100 \text{ x } 1{,}05 / (0{,}356 \text{ x } 235 \text{ x } 16130)) = 0{,}39 \leq 1$$

CU14 - Combinazione 3 - Azione variabile dominante: vento frontale

$$(596090 \text{ x } 1{,}05 / (0{,}356 \text{ x } 235 \text{ x } 16130)) = 0{,}46 \leq 1$$

CU15 - Combinazione 4 - Azione variabile dominante: vento frontale e laterale

$$(512270 \text{ x } 1{,}05 / (0{,}356 \text{ x } 235 \text{ x } 16130) + (162760000 \text{ x } 1{,}05 / (235 \text{ x } 1926000\ (1 - (512270 / 1769480)))) =$$
$$= 0{,}40 + 0{,}53 = 0{,}93 \leq 1$$

CU16 - Combinazione 5 - Azione variabile dominante: utilizzo e manutenzione con vento frontale e laterale

$$(412150 \text{ x } 1{,}05 / (0{,}356 \text{ x } 235 \text{ x } 16130) + (97660000 \text{ x } 1{,}05 / (235 \text{ x } 1926000\ (1 - (412150 / 1769480)))) =$$
$$= 0{,}32 + 0{,}29 = 0{,}61 \leq 1$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.8.5 Verifica vincoli geometrici per sezioni composte da elementi ravvicinati

Si effettuano le verifiche sul rispetto dei vincoli geometrici delle aste composte previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [1].

7.8.5.1 Montante del controvento

Le piastre di collegamento dei nodi hanno uno spessore di 10 mm.

La mutua distanza tra i singoli elementi costituenti la sezione è pari a 10 mm, come lo spessore della piastra, e inferiore al valore massimo ammissibile pari a 3 volte lo spessore del singolo elemento.

$$d = 10 \text{ mm} \leq 21 \text{ mm} = 3\, t$$

La distanza tra le imbottiture o calastrelli è di 30 cm e inferiore al limite previsto.

$$i = 25 \text{ cm} \leq 26 = 15 \text{ x } 1{,}75 = 15\, \rho_{min}$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.9 Unioni e Collegamenti

Tutti i collegamenti delle strutture vengono realizzati con unioni saldate o bullonate.

7.9.1 Collegamenti saldati con cordoni d'angolo a completo ripristino dei profili a L della capriata.

Nella ipotesi di effettuare collegamenti a completo ripristino di tutti i collegamenti saldati a cordoni d'angolo dei profilati costituenti la capriata si calcolano di seguito i valori del carico massimo a rottura di ogni singolo profilato valutando la massima resistenza a trazione.

$$N_{max} = A\, f_{yk} / \gamma_{M0}$$

L 60x60x6	N_{max} =	155	kN
L 80x80x10	N_{max} =	338	kN
L 120x80x12	N_{max} =	508	kN

Dato che i profili a L verranno collegati con due cordoni d'angolo che non saranno simmetrici rispetto alla posizione del baricentro del profilato la forza F si distribuirà tra i due cordoni in modo da sollecitare maggiormente il cordone più vicino all'asse baricentrico. Su tale cordone la forza sollecitante massima vale:

$$F_1 = F\, d_2 / (d_1 + d_2)$$

dove:

d_1 è la distanza tra il baricentro del profilo a L e il più vicino cordone di saldatura

d_2 è la distanza tra il baricentro del profilo a L e il più lontano cordone di saldatura

Nel caso in oggetto si ha:

L 60x60x6 (d_1 = 1,69 ; d_2 = 4,31)	F_1 =	111	kN
L 80x80x10 (d_1 = 2,32 ; d_2 = 5,68)	F_1 =	240	kN
L 120x80x12 (d_1 = 2,03 ; d_2 = 5,97)	F_1 =	379	kN

Il valore della forza resistente del cordone d'angolo per unità di lunghezza è dato da:

$$F_{w,Rd} = a\, f_{tk} / (3^{0,5}\, \beta\, \gamma_{M2})$$

Nel caso in oggetto con i seguenti parametri si ha:

a =3,5 mm

f_{tk} = 360 MPa

β = 0,8 per S235

$F_{w,Rd}$ = 3,5 x 360 /(1,732 x 0,8 x 1,25) = 727 N/mm = 727 kN/m

La lunghezza minima per il cordone di saldatura è data da:

$$L = 2\, a + L_{eff} = 2\, a + F_1 / F_{w,Rd}$$

Nel caso in oggetto si ha:

L 60x60x6	L = 7 + (111000 / 727) =	160	mm
L 80x80x10	L = 7 + (240000 / 727) =	337	mm
L 120x80x12	L = 7 + (379000 / 727) =	528	mm

7.9.2 Collegamento nodo tipo della capriata

Il nodo tipo della capriata è realizzato con una piastra in acciaio su cui vengono collegati con unioni saldate i correnti, i montanti e gli elementi diagonali. Le unioni vengono realizzate con cordoni d'angolo con sezione di gola pari a 3,5 mm e lunghezza 160 mm.
Per tutti i nodi tipo si utilizza una unica piastra tipo in acciaio dello spessore di 10 mm.

7.9.2.1 Analisi dei carichi

I carichi massimi agenti sugli elementi strutturali che costituiscono il nodo sono:

Corrente superiore	N_{max} =	-349,6	kN
Montante	N_{max} =	-88,1	kN
Diagonale	N_{max} =	150,9	kN

7.9.2.2 Verifica di resistenza dei cordoni di saldatura (SLU)

La massima tensione è quella agente sull'elemento diagonale.

$$N = 152 \text{ kN}$$

La forza si trasmette sui due correnti quindi su un singolo corrente si ha:

$$NC = 76 \text{ kN}$$

Dato che il baricentro delle saldature non corrisponde a quello del profilo le sollecitazioni sulle saldature si trasmetteranno in modo differente con maggior sollecitazione della saldatura più vicina al baricentro del profilo.
Per valutare il massimo valore del carico agente sul singolo cordone più sollecitato si procede nel modo seguente:
Definita FC la forza agente sul cordone corto distante bC dal baricentro del profilo a L (cordone più distante dal baricentro), FL la forza agente sul cordone lungo distante bL dal baricentro del profilo a L (più vicino al baricentro) e LC e LL le lunghezze dei cordono di saldatura si ha:

$$FC + FL = NC$$

$$FC\ bC - FL\ bL = 0 \text{ per equilibrare il momento parassita}$$

Quindi:

$$FL = (bC / bL)\ FC$$

$$FL = NC\ bC / (bL + bC)$$

Nel caso in oggetto:

$$FL = 76 \times 43 / (17 + 43) = 54 \text{ kN}$$

Il valore della forza resistente del cordone d'angolo per unità di lunghezza è dato da

$$FWRD = a\ ftk / (3^{0,5}\ \beta\ \gamma M2).$$

Con i seguenti parametri si ha:

$$a = 3,5 \text{ mm}$$

$$ftk = 360 \text{ MPa}$$

$$\beta = 0,8 \text{ per S235}$$

$$FWRD = 3,5 \times 360 / (1,732 \times 0,8 \times 1,25) = 724 \text{ N/mm} = 724 \text{ kN/m}$$

Allo stato limite ultimo la sollecitazione sul cordonoe più sollecitato vale:

$$FSLU = 1,5\ FL = 1,5 \times 54 = 81 \text{ kN}$$

$$Lmin = 2\ a + FSLU / FWRD = 2 \times 3,5 + 81 / 0,724 = 119 \text{ mm}$$

Si utilizza una saldatura di lunghezza 150mm.
Se volessimo realizzare un collegamento a completo ripristino per il profilato L60x6 la saldatura dovrebbe supportare il carico massimo a rottura del profilo che vale 155 kN.
Valgono anche in questo caso le considerazioni fatte riguardo all'eccentricità tra baricentro del profilo e baricentro dei cordoni d'angolo, per cui:

$$FL = 155 \times 43 / (17 + 43) = 111 \text{ kN}$$

In questo caso la lunghezza minima vale:

$$Lmin = 2\,a + FL / FWRD = 2 \times 3{,}5 + 111 / 0{,}724 = 160 \text{ mm}$$

Si effettua la verifica di resistenza del collegamento più sollecitato che è quello del diagonale.

Profilo Diagonale tipo - L 60x60x6

I cordoni di saldatura hanno una sezione di gola *a* pari a 3,5 mm e una lunghezza di 160 mm.

La lunghezza efficace vale:

$$L_{eff} = L - 2\,a = 160 - (2 \times 3{,}5) = 153 \text{ mm}$$

Il diagonale viene collegato alla piastra con 4 saldature (2 per ogni elemento accoppiato).

I parametri necessari per i calcoli di verifica sono i seguenti:

$$a = 3{,}5 \text{ mm}$$
$$L = 160 \text{ mm}$$
$$L_{eff} = 153 \text{ mm}$$
$$F_{tk} = 360 \text{ MPa}$$
$$\beta = 0{,}8 \text{ per S235}$$

Per ogni singolo elemento a L la forza *F* trasmessa ai cordoni di saldatura vale:

$$N_{max} = 152 \text{ kN}$$
$$F = N_{max} / 2 = 76 \text{ kN}$$

Dato che il profilo a L verrà collegato con due cordoni d'angolo che non saranno simmetrici rispetto alla posizione del baricentro del profilato la forza *F* si distribuirà tra i due cordoni in modo da sollecitare maggiormente il cordone più vicino all'asse baricentrico. Su tale cordone la forza sollecitante massima vale:

$$F_1 = F\,d_2 / (d_1 + d_2)$$

dove:

d_1 è la distanza tra il baricentro del profilo a L e il più vicino cordone di saldatura

d_2 è la distanza tra il baricentro del profilo a L e il più lontano cordone di saldatura

Nel caso in oggetto si ha:

$$F_1 = 76 \times 43 / (17 + 43) = 55 \text{ kN}$$

Le verifiche vengono condotte utilizzando i valori di carico per unità di lunghezza allo SLU quindi:

$$F_{w,SLU} = 1{,}5 \times F_1 = 1{,}5 \times 55 = 83 \text{ kN}$$
$$F_{w,Ed} = F_{w,SLU} / L_{eff} = 83000 / 153 = 542 \text{ N/mm}$$

Il valore resistente del cordone d'angolo vale:

$$F_{w,Rd} = a\,f_{tk} / (3^{0,5}\,\beta\,\gamma_{M2}) = 3{,}5 \times 360 / (1{,}732 \times 0{,}8 \times 1{,}25) = 727 \text{ N/mm}$$
$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} = 0{,}75$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.9.2.3 Verifica di resistenza della piastra (SLU)

La piastra in acciaio su cui è collegato il profilo del diagonale ha uno spessore di 10mm.

Si effettua la verifica di resistenza in campo elastico ipotizzando che le sollecitazioni si trasferiscano dal profilato alla piastra, di spessore t, lungo il cordone d'angolo trasferendosi lungo l'asse del cordone lungo L_{eff} e interessando una sezione della piastra formata da un triangolo equilatero di cui il cordone d'angolo corrisponde all'altezza.

In tale situazione considerando che esistono due cordoni d'angolo su entrambe le facce si può calcolare la tensione normale σ^I agente sulla piastra in corrispondenza del lato del triangolo in cui il carico di può considerare completamente trasferito.

I dati necessari per i calcoli di verifica sono:

$$L_{eff} = 153 \text{ mm}$$
$$t = 10 \text{ mm}$$
$$N = 155 \text{ kN}$$
$$N_{c,max} = 111 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$L = 2\, L_{eff} / 3^{0,5} = 177 \text{ mm}$$
$$\sigma^I = 2\, N_{c,max} / (t\, L) = 2 \text{ x } 111 / (10 \text{ x } 177) = 125 \text{ MPa}$$
$$\sigma^I \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$
$$\sigma^I / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0,56$$

Nel caso in cui le aree triangolari di distribuzione e trasferimento del carico si sovrappongano con quelle del cordone d'angolo affiancato, il valore della tensione totale σ^{II} si ottiene sommando i contributi di tutti i cordoni d'angolo. Tale situazione equivale al caso in cui sul singolo cordone agisce tutto il carico trasmesso dal profilato, quindi:

$$\sigma^{II} = 2\, N / (t\, L) = 2 \text{ x } 155 / (10 \text{ x } 177) = 175 \text{ MPa}$$
$$\sigma^I \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$
$$\sigma^I / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0,78$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.9.3 Collegamento giunto superiore capriata-colonna

A favore di sicurezza si può considerare che i bulloni alle estremità della piastra in verticale resistano a momento flettente e che i bulloni centrali resistano a taglio.

Nel caso in oggetto lo sforzo di taglio trasmesso dalla capriata sui bulloni vale:

$$V = 106 \text{ kN}$$

Il momento flettente dovuto all'eccentricità vale:

$$M = 106 \text{ x } 0,17 = 18 \text{ kN m}$$

Utilizzando bulloni M16 su una piastra di spessore almeno pari a 10 mm si ha:

$$Fv,Rd = 60 \text{ kN}$$
$$Ft,Rd = 90 \text{ kN}$$

dato che allo SLU,

$$Vslu = 106 \text{ x } 1,5 = 159 \text{ kN}$$
$$n.bulloni = 159 / 60 = 2,65$$

si devono utilizzare almeno 4 bulloni M16 per resistere a taglio.

Ipotizzando di disporre i bulloni con un passo verticale di 100 mm si ha che la coppia resistente al momento flettente costituita dai bulloni alle estremità ha un braccio di almeno 300 mm (4 file di bulloni). Se si considera di avere una bullonatura simmetrica con asse neutro corrispondente all'asse baricentrico della bullonatura si può calcolare lo sforzo normale agente sui bulloni nel modo seguente:

$$N = M / b = 18 / 0,3 = 60 \text{ kN}$$

dato che allo SLU,

$$Nslu = 60 \times 1,5 = 90 \text{ kN m}$$

$$n.bulloni = 90 / 90 = 1$$

Si devono utilizzare almeno 2 bulloni M16 su ogni estremità per questioni di simmetria.

7.9.4 Collegamento giunto inferiore capriata-colonna

Il collegamento del corrente inferiore della capriata alla colonna viene realizzato con un giunto flangiato bullonato. Il corrente inferiore sarà collegato alla piastra flangiata con un foro asolato in modo che eventuali dilatazioni termiche della capriata non vadano a sollecitare la colonna in tale posizione. Di fatto in questo modo il comportamento del corrente inferiore è sicuramente scarico come ipotizzato nel modello di calcolo.

7.9.4.1 Calcolo della dilatazione termica lineare

La dilatazione termica lineare ΔL viene valutata applicando un variazione di temperatura di 50°. IL foro asolato avrà una lunghezza $L\text{ø}$ doppia rispetto alla suddetta dilatazione per permettere lo spostamento teorico in entrambe le direzioni.

$$\Delta L = L \text{ x } \Delta T \text{ x } \alpha = 21500 \text{ m x } 50 \text{ °C x } 12\text{x}10^{-6} \text{ °C}^{-1} = 13 \text{ mm}$$

$$L\text{ø} = 2\ \Delta L = 26 \text{ mm}$$

7.9.5 Collegamento nodo centrale superiore della capriata

Il nodo centrale superiore è realizzato con una piastra in acciaio su cui vengono collegati con unioni bullonate i correnti superiori della capriata (2 L 120x80x12) ed i montanti centrali (2 L 60x60x6). Le unioni vengono realizzate con bulloni M20 e M12 di classe di resistenza 8.8.
La piastra ha uno spessore di 10 mm.

7.9.5.1 Analisi dei carichi

I carichi massimi agenti sugli elementi strutturali che costituiscono il nodo sono:

Corrente superiore	$N_{max} \approx$	-350	kN
Montante	$N_{max} \approx$	12	kN

7.9.5.2 Verifica di resistenza dei bulloni (SLU)

La resistenza a taglio di un bullone di classe 8.8 vale:

$$F_{v,Rd} = 0,6\ f_{tb}\ A_{res} / \gamma_{M2}$$

Nel caso in oggetto con bulloni classe 8.8 si ha ftb = 800 MPa.
L'elemento più caricato è il corrente superiore per il quale si ha:

$$Nmax = -357 \text{ kN}$$

$NEd = 1,5 \times Nmax = -536$ kN

$Nb,Rd = -810$ kN

$Nc,Rd = -1173$ kN

Il collegamento sarà bullonato con una unica fila di bulloni.

Considerando che ci sono 2 piani di taglio per ogni collegamento si ha:

$FEd = 536 / 2 = 268$ kN; $Ares\ min = FEd\ \gamma_{M2} / (0,6 \times 800) = 698$ mmq;

$FEd = 810 / 2 = 405$ kN; $Ares\ min = FEd\ \gamma_{M2} / (0,6 \times 800) = 1055$ mmq; per aste comp. della capriata

$FEd = 1173 / 2 = 587$ kN; $Ares\ min = FEd\ \gamma_{M2} / (0,6 \times 800) = 1527$ mmq; per aste comp. generiche

Si devono utilizzare almeno:

$698 / 157 = 4,44 \approx 5$ M16

o

$698 / 245 = 2,84 \approx 3$ M20

Il collegamento del montante viene invece realizzato con 3 bulloni M14 disposti in linea in modo da avere una area netta in presenza del foro inferiore al valore limite valido per il capacity design.

Per il dimensionamento della piastra sappiamo che questa ha uno spessore di 10 mm.

Si ipotizza che il carico trasmesso dai bulloni si diffonda lungo l'asse dei bulloni con un cono di diffusione ampio 60°.

La superficie al termine del cono di diffusione dovrà avere la seguente larghezza btot:

$btot = A / t = (NEd / (fyk / 1,05)) / t = (536000 / 224) / 10 = 240$ mm

A causa della sagomatura della piastra il cono di diffusione si può sviluppare solo da un lato del proprio asse, dall'altro avrà una larghezza massima di 40mm, quindi:

$btot = 40$ mm $+ b'$; $b' = 240 - 40 = 200$ mm

Per fare in modo che metà del lato del triangolo equilatero sia uguale a b', l'altezza H di tale triangolo deve essere:

$H = b' \ 3^{1/2} = 347$ mm

Si possono allora utilizzare almeno 4 bulloni posti ad un interasse di 120 mm su una lunghezza totale di 360mm.

Si effettua la verifica di resistenza dei singoli collegamenti di ogni profilato.

Corrente superiore - L 120x80x12

Il collegamento del corrente superiore della capriata viene realizzato con 4 bulloni M20 di classe 8.8 allineati con interasse di 120 mm. La distanza L_{eff} tra il primo e l'ultimo bullone vale:

$$L_{eff} = 3 \times 120 = 360 \text{ mm}$$

I parametri necessari per i calcoli di verifica sono i seguenti:

```
Bullone M20
Ares = 245 mmq
e1 = 40 mm
e2 = 40 mm
p1 = 120 mm
```

Il carico di taglio trasmesso ai bulloni vale:

$$N_{max} = 350 \text{ kN}$$

Considerando che la tipologia del collegamento comporta la presenza di due piani di taglio e che si utilizzano 4 bulloni si ha:

$$F_{v,b} = 350 / (2 \text{ x } 4) = 44 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto allo SLU si ha:

$$F_{v,Ed} = 1{,}5\ F_{v,b} = 66 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio del bullone per la classe 8.8 vale:

$$F_{v,Rd} = 0{,}6\ f_{tb}\ A_{res} / \gamma_{M2} = 0{,}6 \text{ x } 800 \text{ x } 245 / 1{,}25 = 94080 \text{ N}$$

La resistenza a rifollamento del bullone vale:

$$F_{b,Rd} = k\ \alpha f_{tk}\ \text{d t} / \gamma_{M2}$$

$$\alpha = 0{,}63$$

$$k = 2{,}50$$

$$F_{b,Rd} = 91429 \text{ N}$$

Per la verifica della resistenza a taglio del bullone si ha:

$$F_{v,Ed} / \min (F_{v,Rd} ; F_{b,Rd}) = 0{,}72$$

Secondo le indicazioni dell'Eurocodice 3 (§ 3.8 EN 1993-1-8:2005) un collegamento è definito lungo se la distanza tra i due bulloni posti alle estremità misurata in direzione della forza applicata è maggiore di 15 volte il diametro *d* del bullone.

Nel caso in oggetto:

$$L_j = L_{eff} = 360 \text{ mm} = 18\ d > 15\ d$$

quindi il collegamento bullonato è del tipo lungo e il calcolo del valore del taglio resistente deve essere ridotto moltiplicandolo per un coefficiente β_{Lf} che vale:

$$\beta_{Lf} = 1 - ((Lj - 15d) / (200\ d)) = 0{,}985$$

quindi:

$$\beta_{Lf}\ F_{v,Rd} = 0{,}985 \text{ x } 0{,}6\ f_{tb}\ A_{res} / \gamma_{M2} = 0{,}96 \text{ x } 0{,}6 \text{ x } 800 \text{ x } 245 / 1{,}25 = 92669 \text{ N}$$

Anche in questo caso si ha:

$$F_{v,Ed} / (\beta_{Lf}\ F_{v,Rd}) = 0{,}71$$

Montante - L 60x60x6

Il collegamento del montante della capriata viene realizzato con 3 bulloni M12 di classe 8.8 allineati con interasse di 70 mm. La distanza L_{eff} tra il primo e l'ultimo bullone vale:

$$L_{eff} = 2 \text{ x } 70 = 140 \text{ mm}$$

I parametri necessari per i calcoli di verifica sono i seguenti:

```
Bullone M12
Ares = 84 mmq
e1 = 40 mm
e2 = 30 mm
p1 = 70 mm
```

Il carico di taglio trasmesso ai bulloni vale:

$$N_{max} = 12 / 2 = 6 \text{ kN}$$

Considerando che la tipologia del collegamento comporta la presenza di due piani di taglio e che si utilizzano 3 bulloni si ha:

$$F_{v,b} = 6 / (2 \text{ x } 3) = 1 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto allo SLU si ha:

$$F_{v,Ed} = 1{,}5\ F_{v,b} = 1{,}5 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio del bullone per la classe 8.8 vale:

$$F_{v,Rd} = 0{,}6\, f_{tb}\, A_{res} / \gamma_{M2} = 0{,}6 \text{ x } 800 \text{ x } 84 / 1{,}25 = 32256 \text{ N}$$

La resistenza a rifollamento del bullone vale:

$$F_{b,Rd} = k\ \alpha f_{tk}\ \text{d t} / \gamma_{M2}$$

$$\alpha = 1{,}00$$

$$k = 2{,}50$$

$$F_{b,Rd} = 51840 \text{ N}$$

Per la verifica della resistenza a taglio del bullone si ha:

$$F_{v,Ed} / \min (F_{v,Rd} ; F_{b,Rd}) = 0{,}05$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.9.5.3 Verifica della resistenza della piastra (SLU)

La piastra in acciaio su cui è collegato il corrente superiore ha uno spessore di 10 mm.

Si effettua la verifica di resistenza in campo elastico ipotizzando che le sollecitazioni si trasferiscano dal profilato alla piastra, di spessore t lungo l'asse del cordone lungo L_{eff} e interessando una sezione della piastra formata da un triangolo equilatero di cui l'asse della bullonatura corrisponde all'altezza.

In tale situazione si può calcolare la tensione normale σ^I agente sulla piastra in corrispondenza del lato del triangolo in cui il carico di può considerare completamente trasferito.

I dati necessari per i calcoli di verifica sono:

$$L_{eff} = 360 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

Nel caso in oggetto il carico totale trasferito alla piastra vale:

$$N = 350 \text{ kN}$$

$$N_{SLU} = 1{,}5\ N = 525 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$L = 40 + L_{eff} / 3^{0{,}5} = 248 \text{ mm}$$

$$\sigma^I = N_{SLU} / (t\ L) = 525 / (10 \text{ x } 248) = 212 \text{ MPa}$$

$$\sigma^I \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma^I / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0{,}94$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.9.6 Collegamento nodo centrale inferiore della capriata

Il nodo centrale inferiore è realizzato con una piastra in acciaio su cui vengono collegati con unioni bullonate i correnti inferiori della capriata (2 L 80x80x10), i montanti centrali (2 L 60x60x6) e gli elementi tesi diagonali (2 L 60x60x6). Le unioni vengono realizzate con bulloni M16 e M12 di classe di resistenza 8.8.

La piastra ha uno spessore di 10 mm.

7.9.6.1 Analisi dei carichi

I carichi massimi agenti sugli elementi strutturali che costituiscono il nodo sono:

Corrente inferiore	$N_{max} \approx$	356	kN
Montante	$N_{max} \approx$	12	kN
Diagonale	$N_{max} \approx$	-9	kN

7.9.6.2 Verifica di resistenza dei bulloni (SLU)

La resistenza a taglio di un bullone di classe 8.8 vale:

$$F_{v,Rd} = 0,6\ f_{tb}\ A_{res} / \gamma_{M2}$$

Nel caso in oggetto con bulloni classe 8.8 si ha ftb = 800 MPa.

L'elemento più caricato è il corrente inferiore per il quale si ha:

$$Nmax = 356kN$$

$$NEd = 1,5 \times Nmax = 534\ kN$$

$$Nu,Rd = 694\ kN$$

$$Npl,Rd = 676\ kN$$

Il collegamento sarà bullonato con una unica fila di bulloni.

Considerando che ci sono 2 piani di taglio per ogni collegamento si ha:

$$FEd = 534 / 2 = 267\ kN;\ Ares\ min = FEd\ \gamma_{M2} / (0,6 \times 800) = 695\ mmq;$$

$$FEd = 694 / 2 = 347\ kN;\ Ares\ min = FEd\ \gamma_{M2} / (0,6 \times 800) = 904\ mmq;\ per\ aste\ comp.\ della\ capriata$$

$$FEd = 676 / 2 = 338\ kN;\ Ares\ min = FEd\ \gamma_{M2} / (0,6 \times 800) = 880\ mmq;\ per\ aste\ comp.\ generiche$$

Si devono utilizzare almeno:

$$695 / 157 = 4,44 \approx 5\ M16$$

Il collegamento del montante viene invece realizzato con 3 bulloni M14 disposti in linea in modo da avere una area netta in presenza del foro inferiore al valore limite valido per il capacity design.

Per il dimensionamento della piastra sappiamo che questa ha uno spessore di 10 mm.

Si ipotizza che il carico trasmesso dai bulloni si diffonda lungo l'asse dei bulloni con un cono di diffusione ampio 60°.

La superficie al termine del cono di diffusione dovrà avere la seguente larghezza btot:

$$btot = A / t = (NEd / (fyk / 1,05)) / t = (534000 / 224) / 10 = 238\ mm \approx 240\ mm$$

A causa della sagomatura della piastra il cono di diffusione si può svilluppare solo da un lato del proprio asse, dall'altro avrà una larghezza massima di 40mm, quindi:

$$btot = 40\ mm + b';\ b' = 240 - 40 = 200\ mm$$

Per fare in modo che metà del lato del triangolo equilatero sia uguale a b', l'altezza H di tale triangolo deve essere:

$$H = b'\ 3^{1/2} = 347\ mm$$

Si possono allora utilizzare almeno 4 bulloni posti ad un interasse di 120 mm su una lunghezza totale di 360mm.

N.B. Per rispettare le condizioni valide per il Capacity Design occorre che Nu,Rd sia maggiore di Npl,Rd, quindi esiste un valore limite Anet,lim dell'area netta Anet. Noti il valore dell'area della sezione A, di Anet,lim e lo spessore t del profilo nel punto di foratura si può calcolare il massimo diametro d del foro per rispettare il suddetto limite:

$$d < (A - Anet,lim) / t$$

Nel caso in oggetto si ha:

Profilo 80x80x10

A = 1510 mmq

Anet,lim = 1304 mmq

d < (1510-1304) / 10 = 20,6 mm

quindi al massimo si possono utilizzare bulloni M18

Si effettua la verifica di resistenza dei singoli collegamenti di ogni profilato.

Corrente inferiore - L 80x80x10

Il collegamento del corrente inferiore della capriata viene realizzato con 5 bulloni M16 di classe 8.8 allineati con interasse di 90 mm. La distanza L_{eff} tra il primo e l'ultimo bullone vale:

$$L_{eff} = 4 \text{ x } 90 = 360 \text{ mm}$$

I parametri necessari per i calcoli di verifica sono i seguenti:

Bullone M16

Ares = 157 mmq

e1 = 40 mm

e2 = 40 mm

p1 = 90 mm

Il carico di taglio trasmesso ai bulloni vale:

$$N_{max} = 356 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1{,}5 \text{ x } 356 = 534 \text{ kN}$$

Considerando che la tipologia del collegamento comporta la presenza di due piani di taglio e che si utilizzano 5 bulloni si ha:

$$F_{v,b} = 534 / (2 \text{ x } 5) = 36 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto allo SLU si ha:

$$F_{v,Ed} = 1{,}5 \, F_{v,b} = 53 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio del bullone per la classe 8.8 vale:

$$F_{v,Rd} = 0{,}6 \, f_{tb} \, A_{res} / \gamma_{M2} = 0{,}6 \text{ x } 800 \text{ x } 157 / 1{,}25 = 60288 \text{ N}$$

La resistenza a rifollamento del bullone vale:

$$F_{b,Rd} = k \, \alpha \, f_{tk} \, d \, t / \gamma_{M2}$$

$$\alpha = 0{,}78$$

$$k = 2{,}50$$

$$F_{b,Rd} = 89856 \text{ N}$$

Per la verifica della resistenza a taglio del bullone si ha:

$$F_{v,Ed} / \min (F_{v,Rd} ; F_{b,Rd}) = 0{,}88$$

Secondo le indicazioni dell'Eurocodice 3 (§ 3.8 EN 1993-1-8:2005) un collegamento è definito lungo se la distanza tra i due bulloni posti alle estremità misurata in direzione della forza applicata è maggiore di 15 volte il diametro d del bullone.

Nel caso in oggetto:

$$L_j = L_{eff} = 360 \text{ mm} = 22{,}5 \, d > 15 \, d$$

quindi il collegamento bullonato è del tipo lungo e il calcolo del valore del taglio resistente deve essere ridotto moltiplicandolo per un coefficiente β_{Lf} che vale:

$$\beta_{Lf} = 1 - ((Lj - 15d) / (200 \, d)) = 0{,}96$$

quindi:

$$\beta_{Lf} F_{v,Rd} = 0,96 \text{ x } 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 0,96 \text{ x } 0,6 \text{ x } 800 \text{ x } 157 / 1,25 = 57876 \text{ N}$$

Anche in questo caso si ha:

$$F_{v,Ed} / (\beta_{Lf} F_{v,Rd}) = 0,91$$

Montante - L 60x60x6

Il collegamento del montante viene realizzato come sul nodo centrale superiore della capriata e quindi rimangono validi i calcoli già effettuati durante la verifica del nodo superiore.

Diagonale - L 60x60x6

Anche il collegamento del diagonale della capriata viene realizzato come quello del montante.

Il carico di taglio trasmesso ai bulloni vale:

$$N_{max} = 9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1,5 \text{ x } 9 = 14 \text{ kN}$$

Considerando che la tipologia del collegamento comporta la presenza di due piani di taglio e che si utilizzano 3 bulloni si ha:

$$F_{v,b} = 14 / (2 \text{ x } 3) = 2 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto allo SLU si ha:

$$F_{v,Ed} = 1,5 F_{v,b} = 3 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio del bullone per la classe 8.8 vale:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \text{ x } 800 \text{ x } 84 / 1,25 = 32256 \text{ N}$$

La resistenza a rifollamento del bullone vale:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} \text{ d t} / \gamma_{M2}$$

$$\alpha = 1,00$$

$$k = 2,50$$

$$F_{b,Rd} = 51840 \text{ N}$$

Per la verifica della resistenza a taglio del bullone si ha:

$$F_{v,Ed} / \min (F_{v,Rd} ; F_{b,Rd}) = 0,10$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.9.6.3 Verifica di resistenza del profilo a L in presenza dei fori

Si effettua la verifica di resistenza del profilato in acciaio forato.

Dato che si utilizzano bulloni M16 e si realizzano fori allineati ø17 la sezione forata rispetta il seguente limite valido per il Capacity Design.

$$N_{u,Rd} > N_{pl,Rd}$$

La verifica di resistenza della sezione forata è implicitamente soddisfatta con la verifica di resistenza del profilato.

Utilizzando 5 bulloni la resistenza a rottura in corrispondenza dei fori $N_{u,Rd}$ secondo quanto previsto dall'Eurocodice 3 vale:

$$N_{u,Rd} = \beta_3 A_{net} f_{tk} / \gamma_{M2}$$

Nel caso in oggetto con fori di diametro d_0 di 17 mm si ha:

$$A_{net} = A - d_0\, t_w = 1510 - (17 \text{ x } 10) = 1340 \text{ mmq}$$

$$p_1 = 5{,}29\, d_0$$

$$\beta_3 = 0{,}7$$

$$N_{u,Rd} = 0{,}7 \text{ x } 1340 \text{ x } 360 / 1{,}25 = 270 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 534 / 2 = 267 \text{ kN sul singolo profilo}$$

$$N_{Ed} / N_{u,Rd} = 0{,}99$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.9.6.4 Verifica della resistenza della piastra (SLU)

La piastra in acciaio su cui è collegato il corrente superiore ha uno spessore di 10 mm.

Si effettua la verifica di resistenza in campo elastico ipotizzando che le sollecitazioni si trasferiscano dal profilato alla piastra, di spessore t lungo l'asse del cordone lungo L_{eff} e interessando una sezione della piastra formata da un triangolo equilatero di cui l'asse della bullonatura corrisponde all'altezza.

In tale situazione si può calcolare la tensione normale σ^I agente sulla piastra in corrispondenza del lato del triangolo in cui il carico di può considerare completamente trasferito.

I dati necessari per i calcoli di verifica sono:

$$L_{eff} = 360 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

Nel caso in oggetto il carico totale trasferito alla piastra vale:

$$N = 356 \text{ kN}$$

$$N_{SLU} = 1{,}5\, N = 534 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$L = 40 + L_{eff} / 3^{0,5} = 248 \text{ mm}$$

$$\sigma^I = N_{SLU} / (t\, L) = 534 / (10 \text{ x } 248) = 215 \text{ MPa}$$

$$\sigma^I \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma^I / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0{,}96$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Il Progettista

(Ing. Giovanni Cerretini)

Relazione sui materiali

Nelle opere di struttura di cui alla presente denuncia, saranno impiegati i materiali dalle caratteristiche e classi di seguito indicate:

1.1.1 Acciaio per cemento armato

Acciaio ad aderenza migliorata B450C

$f_{y\,nom}$ = 450 N/mmq

$f_{t\,nom}$ = 540 N/mmq

f_{tk}	>	$f_{t\,nom}$
f_{yk}	>	$f_{y\,nom}$
$(f_t/f_y)_k$	<	1,35
$(f_t/f_y)_k$	≥	1,15
$(f_y/f_{y\,nom})_k$	≤	1,25
$(A_{gt})_k$	≥	7,5%

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui a §11.3.1.2 delle Norme Tecniche [1] e controllati con le modalità riportate a §11.3.2.11 delle Norme Tecniche [1].

1.1.2 Acciaio per strutture metalliche

Acciaio S235 UNI EN 10025-2

f_{yk} = 235 N/mmq

f_{tk} = 360 N/mmq

1.1.3 Calcestruzzo - strutture di fondazione

Calcestruzzo Classe C20/25

classe di esposizione	XC1	
classe di consistenza	S3	
diametro massimo dell'aggregato	20	mm
copriferro minimo solette e pareti	20	mm.
copriferro minimo travi e pilastri	25	mm.

La granulometria, la quantità di acqua, il tipo ed il dosaggio dei materiali dovranno comunque essere tali da garantire i requisiti sopraindicati e compatibili con le caratteristiche delle strutture da realizzare.

Si ricorda che, in base al punto 11.2.3 delle NTC 2008 [1], "Il Costruttore prima dell'inizio della costruzione dell'opera, deve effettuare idonee prove preliminari di studio, per ciascuna miscela omogenea di calcestruzzo da utilizzare al fine di ottenere le prestazioni richieste in progetto".

Per le modalità di prelievo dei campioni si deve fare riferimento al punto 11.2.4 delle NTC 2008 [1], mentre per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo si deve fare riferimento alle norme UNI EN 12390-1:2002 e UNI EN 12390-2:2002.

I controlli di accettazione in cantiere dovranno essere conformi al punto 11.2.5 delle NTC 2008 [1].

Il Progettista
(Ing. Giovanni Cerretini)

Il Direttore dei Lavori
(Ing. Giovanni Cerretini)

Relazione geotecnica e sulle fondazioni

Il Progettista

(Ing. Giovanni Cerretini)

Fascicolo dei calcoli

Si allegano di seguito i tabulati degli output di software e fogli di calcolo utilizzati per calcoli e verifiche.

Si allegano:

- Calcolo dell'azione della neve
- Calcolo dell'azione del vento
- Verifica degli arcarecci di copertura
- Caratteristiche geometriche e meccaniche dei profilati in acciaio
- Verifica della bullonatura

Il Progettista

(Ing. Giovanni Cerretini)

Calcolo dell'azione della neve secondo D.M. 17.01.2018

Il presente documento riporta il calcolo dell'azione della neve.

Legenda

Dati di input (in ordine di inserimento)

a_s	-	Altitudine di riferimento, quota sul livello del mare del sito di costruzione
Zona	-	Zona di carico della neve
α	-	Angolo di inclinazione della falda rispetto all'orizzonte
Topografia	-	Valore identificativo della classe di esposizione
C_t	-	Coefficiente termico

Dati di output (in ordine di calcolo)

q_{sk}	-	Valore di riferimento del carico della neve al suolo
μ_1	-	Coefficiente di forma delle coperture ad una o a due falde
C_E	-	Coefficiente di esposizione
q_s	-	Carico neve di progetto sulle coperture

Normativa di riferimento

D.M. 17.01.2018 - Norme tecniche per le costruzioni

Versione

STA201801-Neve

Calcolo dell'azione della neve secondo D.M. 17.01.2018

Oggetto: Provincia PISA

Calcolo del valore di riferimento del carico neve al suolo

a_s	44 m	Quota del suolo sul livello del mare
Zona	II	Zona di carico della neve

q_{sk} = 1, kN/mq Valore di riferimento del carico della neve al suolo

Calcolo del coefficiente di forma μ_1

α	4 °	Inclinazione della falda

μ_1 = 0,80 Coefficiente di forma delle coperture ad una o a due falde

Calcolo del coefficiente di esposizione

Topografia	Normale	
C_E =	1	Coefficiente di esposizione

Coefficiente termico

C_t	1	Coefficiente termico

Calcolo del carico neve q_s

q_s = **0,80 kN/mq** ≈ 80 kg/mq Carico neve di progetto sulla copertura

Note:
Calcoli effettuati per la Zona II (Provincie di Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona)

Valori di riferimento del carico neve al suolo

Zona	Descrizione	q_{sk} (kN/mq)
I - Alpina	Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	1,500
I - Mediterranea	Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Moza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese	1,500
II	Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti,	1,000
III	Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanisetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	0,600

Tab. 3.4.I - Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Calcolo dell'azione del vento secondo D.M. 17.01.2018

Il presente documento riporta il calcolo dell'azione del vento.

Legenda

Dati di input (in ordine di inserimento)

Zona	-	Zona geografica per il calcolo del carico vento caratteristico
a_s	-	Altitudine sul livello del mare del sito di costruzione
z	-	Altezza sul suolo della costruzione
T_R	-	Periodo di ritorno di progetto
Classe	-	Classe di rugisità del terreno
Posizione	-	Posizione rispetto alla costa
c_t	-	Coefficiente di topografia
c_d	-	Coefficiente dinamico
c_p	-	Coefficiente di forma o coefficiente aerodinamico
Superficie	-	Tipologia della superficie investita dal vento tangenziale

Dati di output (in ordine di calcolo)

$v_{b,o}$	-	Valore caratteristico della velocità del vento al livello del mare
a_0	-	Altitudine di riferimento
k_s	-	Parametro di riferimento per il calcolo del coefficiente di altitudine
c_a	-	Coefficiente di altitudine
v_b	-	Valore caratteristico della velocità del vento
c_r	-	Coefficiente di ritorno
v_r	-	Velocità di riferimento
q_r	-	Pressione cinetica di riferimento
Categoria	-	Categoria di esposizione
k_r	-	Fattore di terreno
z_0	-	Lunghezza di rugosità
z_{min}	-	Altezza minima di calcolo
$c_e(z)$	-	Coefficiente di esposizione
p	-	Pressione del vento di progetto
c_f	-	Coefficiente di attrito
p_f	-	Azione tangenziale del vento di progetto

Normativa di riferimento

D.M. 17.01.2018 - Norme tecniche per le costruzioni
CNR-DT 207/2008 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

Versione

STA201801-Vento

Calcolo dell'azione del vento secondo D.M. 17.01.2018

Oggetto: Valori caratteristici PISA

Caratteristiche del sito di costruzione

Zona	3	
a_s	44 m	Altitudine sul livello del mare
z	9,5 m	Altezza sul suolo della struttura

Valori dei parametri caratteristici della zona di costruzione

$v_{b,o}$ =	27 m/s	Valore caratteristico della velocità del vento al livello del mare
a_0 =	500 m	Altitudine di riferimento
k_s =	0,37	Parametro di riferimento per il calcolo del coefficiente di altitudine

Calcolo della velocità base di riferimento

c_a =	1,00	Coefficiente di altitudine
v_b =	27,0 m/s	Velocità base di riferimento

Calcolo della velocità di riferimento

T_R	50 anni	Periodo di ritorno di progetto
c_r =	1,00	Coefficiente di ritorno
v_r =	27,0 m/s	Velocità di riferimento

Calcolo della pressione cinetica di riferimento

q_r = 456 N/mq ≈ 46 kg/mq Pressione cinetica di riferimento

Calcolo del coefficiente di esposizione c_e

Classe	D	Classe di rugosità del terreno
Posizione n. 4 -	entro 30 km dalla costa	
Categoria =	II	Categoria di esposizione
c_t	1	Coefficiente di topografia
k_r =	0,19	Fattore di terreno
z_0 =	0,1 m	Lunghezza di rugosità
z_{min} =	4 m	Altezza minima di calcolo
$c_e(z)$ =	2,32	Coefficiente di esposizione

Calcolo della pressione del vento p

c_d	1	Coefficiente dinamico
c_p	1	Coefficiente di forma o coefficiente aerodinamico

p = **1059 N/mq** ≈ 106 kg/mq Pressione del vento di progetto

Calcolo dell'azione tangenziale del vento p_f

Superficie[(1)]	Superfici ondulate	
c_f =	0,04	Coefficiente di attrito

p_f = **43 N/mq** ≈ 4 kg/mq Azione tangenziale del vento di progetto

Note:
Calcoli effettuati per la Zona 3 - Regione Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Calcoli effettuati per la Classe D - a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa);
b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)
c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

(1) Tabella G.XX - CNR-DT 207/2008

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0, k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	a_o (m)	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella per la determinazione della categoria di esposizione

ZONA 1	2km	0,5km	10	30	500	750	>750
A	_	_	IV	IV	V	V	V
B	_	_	III	III	IV	IV	IV
C	_	_	II	III	III	IV	IV
D	I	I	II	II	II	III	IV
ZONA 2	2km	0,5km	10	30	500	750	>750
A	_	_	IV	IV	V	V	V
B	_	_	III	III	IV	IV	IV
C	_	_	II	III	III	IV	IV
D	I	I	II	II	II	III	III
ZONA 3	2km	0,5km	10	30	500	750	>750
A	_	_	IV	IV	V	V	V
B	_	_	III	III	IV	IV	IV
C	_	_	II	III	III	IV	IV
D	I	I	II	II	II	III	III
ZONA 4	2km	0,5km	10	30	500	750	>750
A	_	_	IV	IV	V	V	V
B	_	_	III	III	IV	IV	IV
C	_	_	II	III	III	IV	IV
D	I	I	II	II	II	III	III
ZONA 5	2km	0,5km	10	30	500	750	> 750
A	_	_	IV	IV	V	V	V
B	_	_	III	III	IV	IV	IV
C	_	_	III	III	III	IV	IV
D	I	I	II	II	II	III	III
ZONA 6	2km	0,5km	10	30	500	750	>750
A	_	_	III	IV	V	V	V
B	_	_	II	III	IV	IV	IV
C	_	_	II	III	III	IV	IV
D	I	I	I	II	II	III	III
ZONA 7	2km	0,5km	10	30	500	750	>750
A	_	_	IV	IV	IV	IV	IV
B	_	_	IV	IV	IV	IV	IV
C	_	_	III	III	III	III	III
D	I	II	III	III	III	III	III
ZONA 8	2km	0,5km	10	30	500	750	>750
A	_	_	IV	IV	IV	IV	IV
B	_	_	IV	IV	IV	IV	IV
C	_	_	III	III	III	III	III
D	I	II	II	III	III	III	III
ZONA 9	2km	0,5km	10	30	500	750	>750
A	_	_	I	I	I	I	I
B	_	_	I	I	I	I	I
C	_	_	I	I	I	I	I
D	I	I	I	I	I	I	I

Legenda

2 km entro 2 km in mare
0,5 km entro 0,5 km in mare
10 entro 10 km dalla costa
30 entro 30 km dalla costa
500 entro 500 m s.l.m.
750 entro 750 m s.l.m.
>750 oltre 750 m s.l.m.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

Tabella G.XX - Coefficienti di attrito (CNR-DT 207/2008)

Superficie	c_f
Acciaio, calcestruzzo lisciato	0,01
Calcestruzzo ruvido, superfici catramate	0,02
Superfici ondulate	0,04