

PROGETTO E REALIZZAZIONE DI UNA STRUTTURA TEMPORANEA COMPOSTA DI PROFILATI PULTRUSI RINFORZATI CON FIBRA DI VETRO

A. Dicuonzo^a, F. Laudiero^a, F. Maceri^b, F. Minghini^a, N. Tullini^a

^a *Università di Ferrara, Dipartimento di Ingegneria,
via Saragat, 1 – 44100 Ferrara. Contatto con gli autori: adriano.dicuonzo@unife.it*

^b *Università di Roma "Tor Vergata", Dipartimento di Ingegneria Civile,
via del Politecnico, 1 – 00100 Roma, e-mail: maceri@ing.uniroma2.it*

Sommario

La leggerezza dei profili pultrusi (FRP) li rende adatti ad essere utilizzati nella costruzione di opere temporanee. In questa nota è presentato il progetto di una struttura modulare in profili pultrusi destinata ad ospitare manifestazioni espositive. La struttura è formata da reticolari di 12 metri di luce collegate alle colonne con nodi cerniera. Il modulo della struttura è costituito da una reticolare tipo *Polonceau* di 6 metri di luce e del peso di circa 1 kN. Le aste della reticolare sono costituite da profili pultrusi di produzione commerciale a L e a C accoppiati di schiena e calastrellati con piatti e profili tubolari sempre in composito. Per realizzare il vincolo di cerniera tra i moduli reticolari e fra questi e le colonne, ai vertici del singolo modulo sono disposti dei piatti forati in GFRP rinforzati esternamente con lamine di fibre in carbonio. Il sistema di copertura della struttura è realizzato da arcarecci tubolari di 6 metri di luce che sostengono un telo in PVC. I portali reticolari vengono controventati e ancorati al suolo con cavi metallici.

Abstract

The lightness of FRP pultruded profiles make them particularly suitable for temporary structures. In this article the design of an FRP modular structure for an expo fair stand is presented. The structure is constituted by 12 meter truss beams connected to columns with pin joint constraints. The beam module is represented by a king-post truss structure having 6 meter span and self weight of about 1 kN. Chords and web elements of each module are built-up members composed by two back-to-back angle and C-shaped commercial pultruded profiles. Twin profiles are glued together by means of GFRP flat or box lacings. The end heel gussets, reinforced by external carbon sheets, provide for a hinged connection between beam moduli and between truss beams and columns. The roof is spanned by 6 meters box-section purlins supporting a PVC tent. Steel strands provide for anchoring and lateral bracing.

Parole chiave: profili pultrusi, FRP, struttura temporanea.

1. INTRODUZIONE

Le caratteristiche di leggerezza e la resistenza all'attacco chimico rendono i materiali compositi particolarmente adatti ad essere utilizzati nel campo delle costruzioni a carattere temporaneo, nel quale la facilità di trasporto e la rapidità di montaggio rappresentano esigenze primarie. Riuscendo a

soddisfare tali richieste, i profili pultrusi possono dunque essere impiegati in modo saltuario senza richiedere una manutenzione costante. Per valutare le potenzialità di tali materiali, nell'ambito di un progetto di ricerca finanziato dal MIUR, è stato progettato e realizzato in tre esemplari un telaio reticolare avente 12 metri di luce [1], [2]. Per tale telaio, sono stati utilizzati profili commerciali prodotti da *Creative Pultrusions* [3], della lunghezza standard di 6 metri. Le travi utilizzano moduli reticolari di sei metri (Figura 1) ottenuti accoppiando di schiena profili ad L per i correnti e profili a C per i montanti, mentre le colonne sono ottenute accoppiando di schiena profili a C di tre metri di lunghezza.

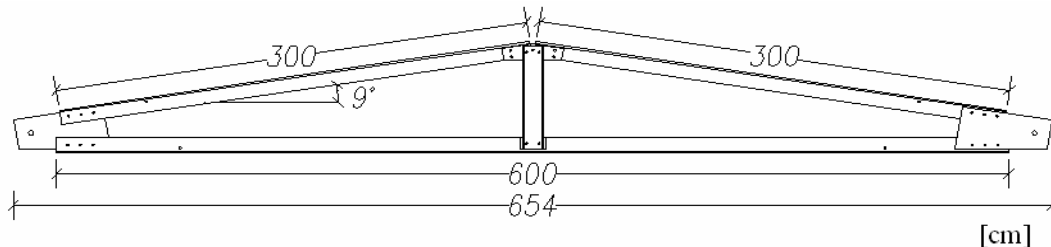


Figura 1: Modulo reticolare della struttura temporanea.

Per quanto riguarda i collegamenti, in genere i profili in FRP vengono bullonati o incollati direttamente, determinando l'insorgere di significativi momenti flettenti dovuti all'eccentricità degli sforzi. Nella struttura in oggetto, invece, i collegamenti tra le aste del modulo reticolare sono stati realizzati utilizzando fazzoletti ricavati da piatti pultrusi al fine di realizzare connessioni prossime a nodi cerniera. Tali piatti hanno caratteristiche meccaniche diverse da quelle dei profili in quanto posseggono un uguale percentuale di fibra ma una maggiore presenza di stuoie multidirezionali che riduce l'anisotropia del materiale. Nella struttura in esame, al fine di ottenere resistenze paragonabili nelle diverse direzioni, i fazzoletti maggiormente sollecitati sono stati rinforzati su ciascuna faccia, mediante due lamine di carbonio disposte a $\pm 45^\circ$. Per verificare l'efficacia di tale rinforzo sono state quindi effettuate numerose prove sperimentali.

I moduli reticolari possono essere impiegati singolarmente per coprire 6 metri di luce ovvero in coppia per realizzare un portale di circa 12 metri di luce (Figura 2).

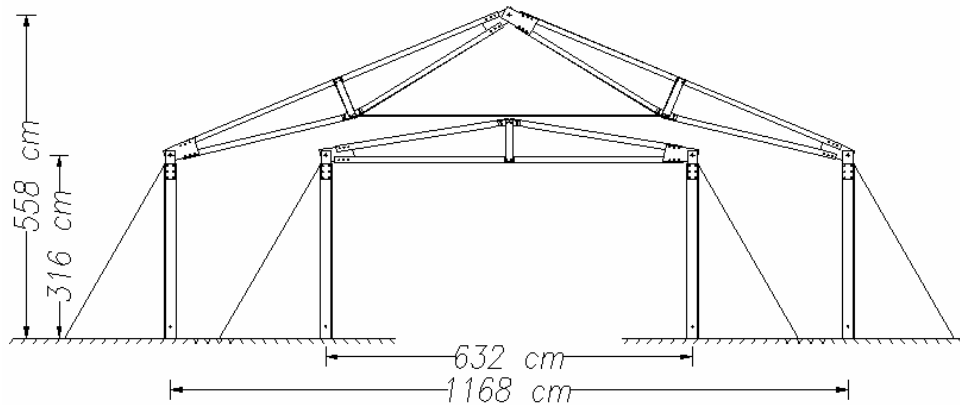


Figura 2: Configurazione dei moduli reticolari per realizzare telai di 6 e 12 metri di luce.

L'orditura secondaria è rappresentata da arcarecci, realizzati con profili pultrusi di sezione tubolare 76.2x76.2x6.35 mm, e la copertura è costituita da un telo in PVC.

2. Geometria del modulo reticolare

Come detto, le aste del modulo reticolare sono realizzate con profili pultrusi a L o a C (Figura 3). In particolare, i correnti inferiore e superiore sono realizzati mediante profili a L 101.6x101.6x9.53, accoppiati di schiena ad una distanza di 30 mm mediante calastrelli di sezione scatolare 60x30x3 e disposti con un passo di 550 mm. Il montante centrale è formato da profili a C 127x35.05x6.35,

accoppiati di schiena ad una distanza di circa 70 mm.

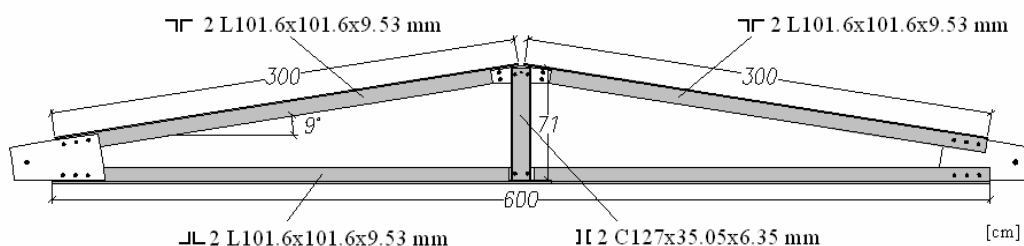


Figura 3: Aste del modulo reticolare.

Sia per i moduli reticolari che per le colonne, i fazzoletti ed i calastrelli sono stati incollati mediante resina epossidica ai profili, al fine di dare ai componenti della struttura una maggiore rigidità. Sono state altresì aggiunte bullonature (con bulloni M12 in acciaio inossidabile) al fine di ridurre le tensioni normali di *peeling* che, come noto, hanno un ruolo determinante nella crisi per delaminazione delle unioni incollate [4].

In corrispondenza delle estremità del modulo reticolare, al corrente superiore ed inferiore sono incollati due piatti pultrusi disposti, ad un estremo, esternamente alle anime dei profili a L (Figura 4) e, all'estremo opposto, sui lati interni (Figura 5). In Figura 6 viene mostrata la geometria del rinforzo in carbonio applicato sui piatti. Inoltre, in corrispondenza del nodo di sommità, le aste del corrente superiore sono collegate tra loro mediante quattro piatti pultrusi, incollati esternamente ed internamente alle anime dei profili ad L (Figura 7).

Infine, il montante del modulo reticolare è costituito da due profili a C che, in sommità, vengono incollati direttamente ai fazzoletti del corrente superiore (Figura 7) e, alla base, alle anime del corrente inferiore, mediante l'interposizione di due piatti (Figura 8).

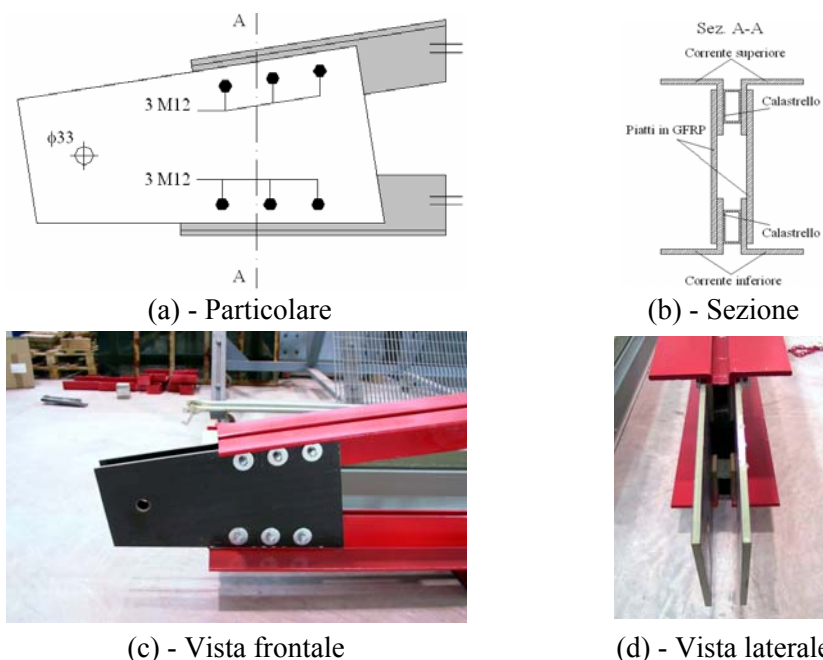


Figura 4: Particolare (a), sezione (b) e fotografie (c, d) di un'estremità del modulo reticolare.

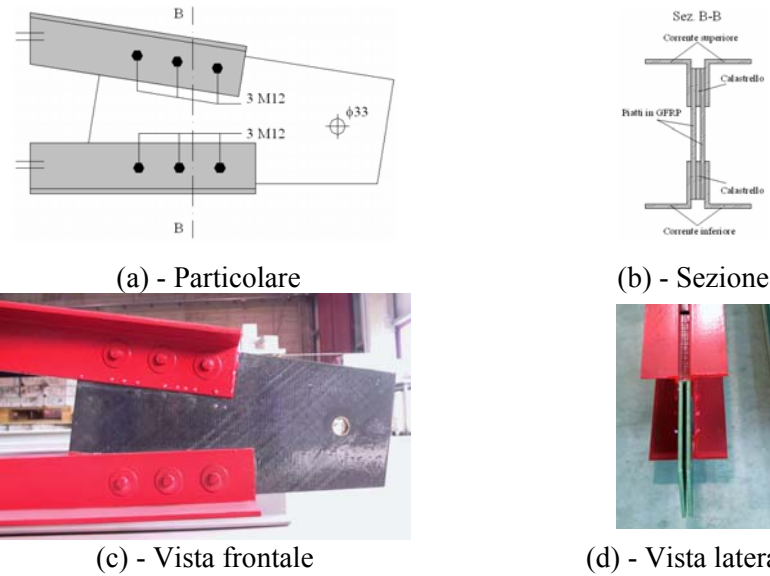


Figura 5: Particolare (a), sezione (b) e fotografie (c, d) della seconda estremità del modulo reticolare.

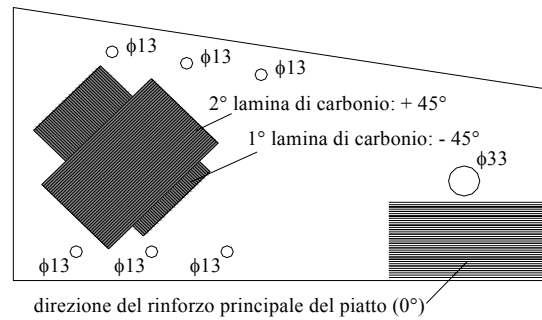


Figura 6: Schema del rinforzo in carbonio dei piatti pultrusi alle estremità del modulo reticolare.

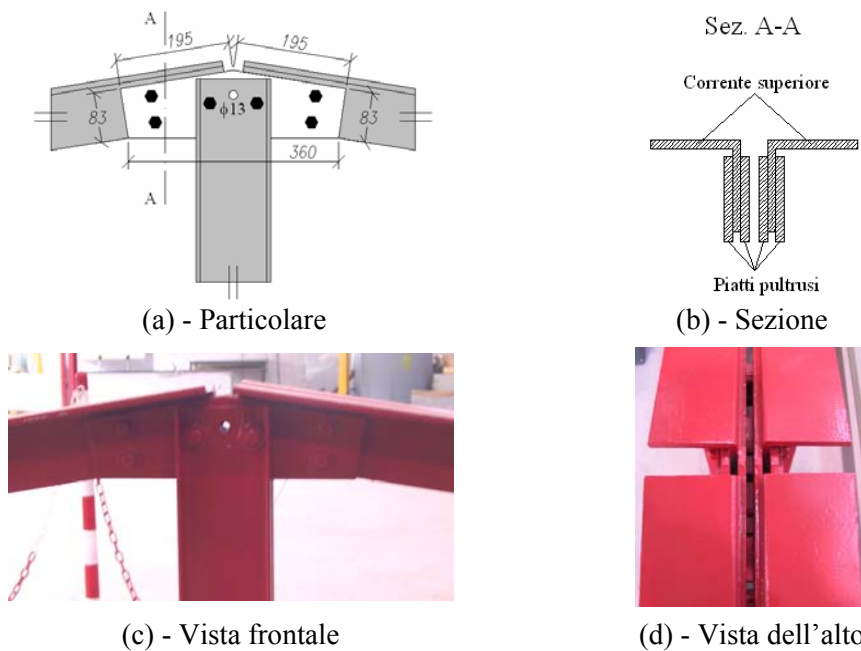


Figura 7: Particolare (a), sezione (b) e fotografie (c, d) del nodo di colmo del modulo reticolare.

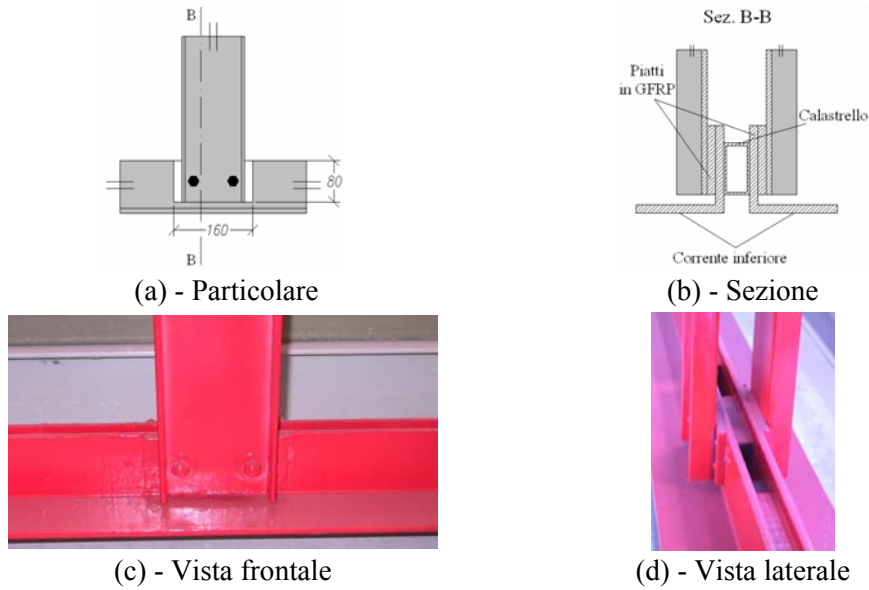


Figura 8: Particolare (a), sezione (b) e fotografie (c, d) del collegamento tra il montante ed il corrente inferiore.

3. Geometria delle colonne

Le colonne del sistema modulare, del peso di circa 0.5 kN, sono realizzate con due profili a C 203.2x55.63x9.53, accoppiati di schiena e calastrellati con elementi di sezione scatolare 50x50x3 (Figure 9-10). Alla sommità delle colonne sono collegati quattro piatti pultrusi, incollati internamente ed esternamente alle anime dei profili a C (Figura 11a). Tale disposizione dei fazzoletti consente di poter collegare alle colonne i moduli reticolari nella configurazione da 6 e da 12 metri.

La superficie di appoggio delle colonne è costituita da una piastra in GFRP, incollata a due spezzoni di profilo a C bullonati alle ali della colonna (Figura 11b).

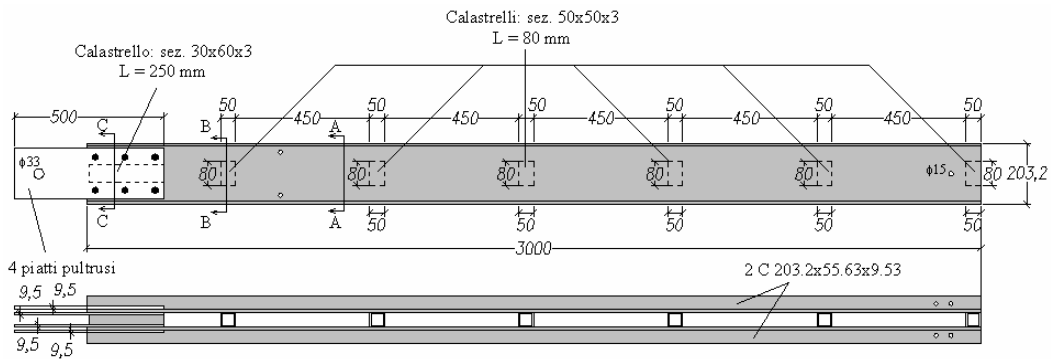


Figura 9: Colonne del sistema modulare.

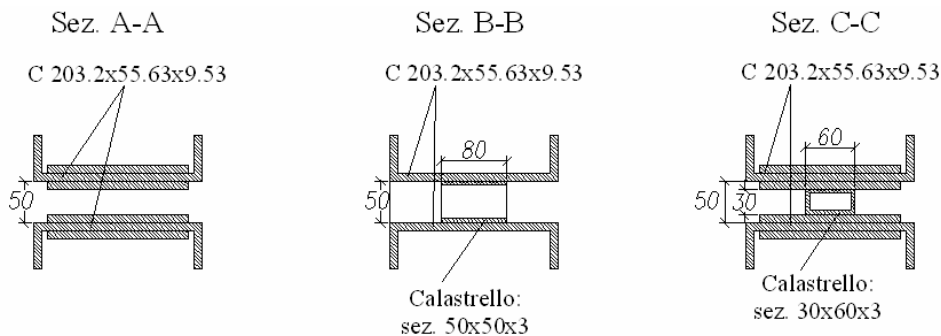


Figura 10: Sezioni delle colonne.



Figura 11: Particolare della sommità (a) e della base (b) della colonna.

4. Il telaio nella configurazione da 12 metri

I fazzoletti disposti alle estremità dei moduli reticolari ne consentono il collegamento mediante nodi cerniera al fine di realizzare una travata (tipo *Polonceau*) di 12 metri di luce (Figure 12-13). Con le stesse modalità, anche le connessioni tra travate e colonne sono realizzate mediante nodi cerniera, così come i vincoli alla base delle colonne possono essere schematizzati come semplici appoggi.

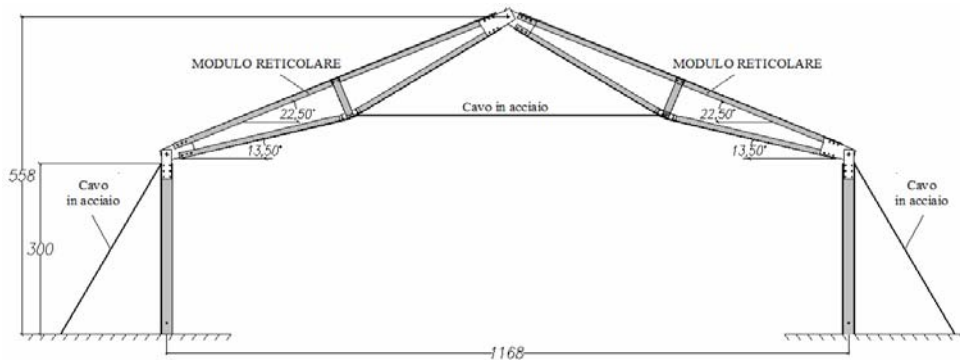


Figura 12: Configurazione da 12 metri del telaio del sistema modulare.



Figura 13: Fotografia della capriata da 12 metri assemblata nel Laboratorio di Ingegneria Idraulica e Strutturale del Dipartimento di Ingegneria di Ferrara.

La spinta orizzontale indotta dalla capriata è equilibrata mediante l'introduzione di un tirante, costituito da un cavo in acciaio. Il telaio è quindi controventato nel piano da due tiranti di estremità, anch'essi realizzati con cavi metallici. Al fine di assegnare una pretensione ai cavi, ad un'estremità di ciascuno di essi è collegato un tenditore. Le estremità del tirante centrale sono collegate ad un piatto in acciaio inserito internamente ai fazzoletti di continuità dei correnti inferiori e collegato con due bulloni M12, secondo lo schema riportato in Figura 14.

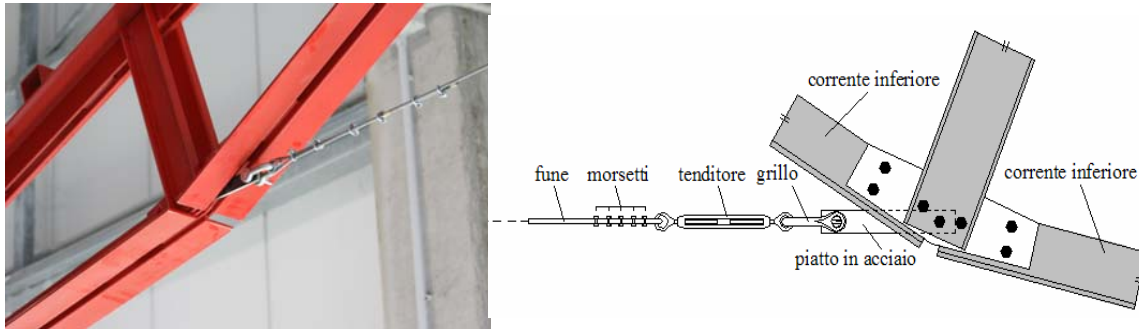
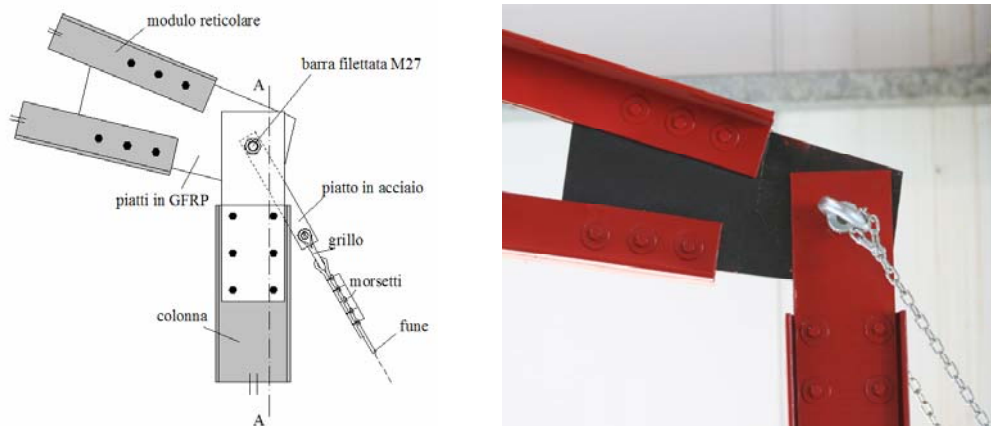
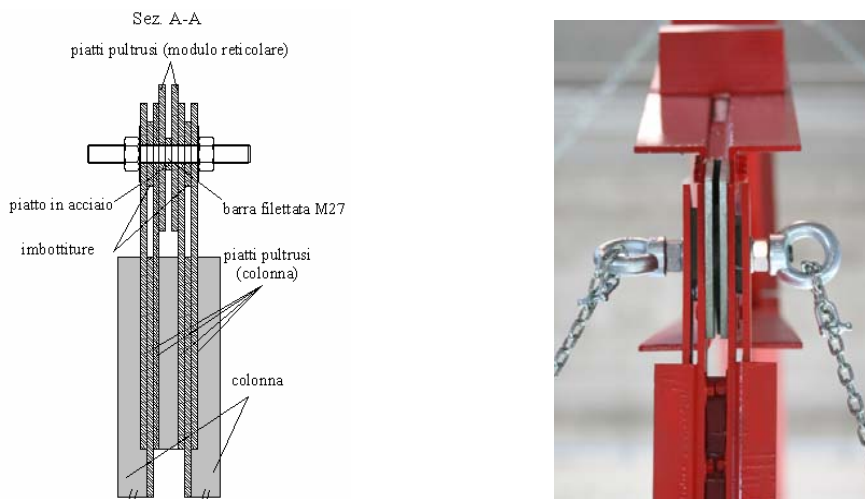


Figura 14: Schema di montaggio del tirante della capriata



Vista frontale di un nodo trave-colonna



Sezione verticale e vista laterale del nodo trave-colonna

Figura 15: Particolari del collegamento del nodo capriata-colonna.

Anche le funi di controventamento sono collegate alla struttura attraverso piatti in acciaio inseriti internamente ai piatti di estremità della capriata, e fissati alle colonne con barre filettate (Figura 15). Il collegamento tra i due moduli reticolari avviene inserendo una barra filettata nei fori dei piatti di estremità, come rappresentato nel dettaglio di Figura 16.

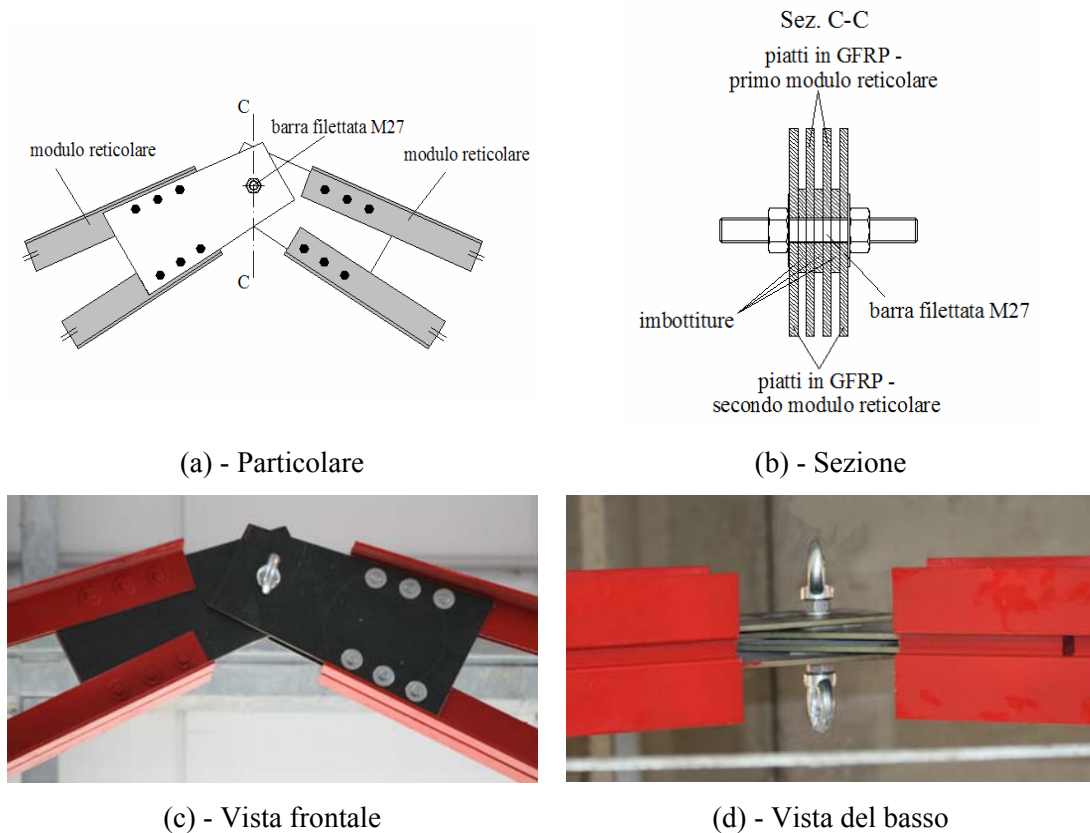


Figura 16: Particolare (a), sezione (b) e foto (c, d) del collegamento tra due moduli reticolari.

5. Progetto di una struttura temporanea con orditura principale di 12 metri

5.1. Il sistema di montaggio

Si descrive l'assemblaggio di uno stand espositivo che copre una luce di 12 metri (Figura 17). I telai sono disposti ad interasse di 6 metri. L'orditura secondaria è formata da arcarecci, disposti ad interasse di 90 cm, realizzati con profili pultrusi di sezione scatolare 76.2x76.2x6.35, sui quali è appoggiato un telo in PVC che risvolta fino alla base delle colonne.

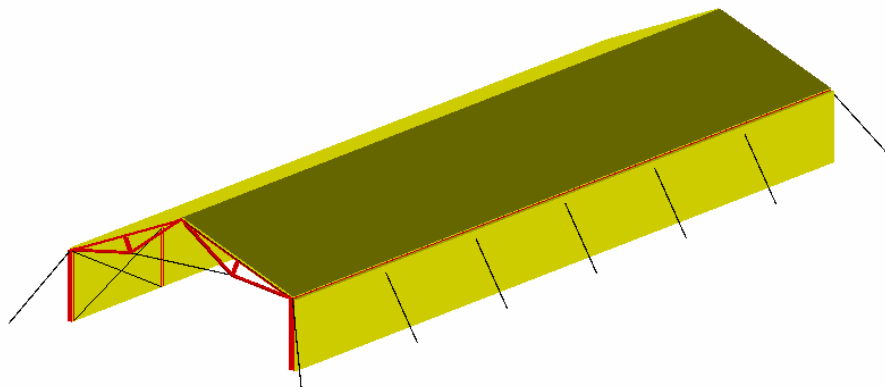


Figura 17: Immagine della struttura temporanea.

Per l'assemblaggio di più capriate si utilizzano delle funi metalliche disposte a croce con funzione di controvento di parete (Figura 18). Per l'ancoraggio dei controventi di parete, alla base ed alla sommità delle colonne, sono stati previsti dei fori passanti nei quali si inseriscono barre filettate, alle cui estremità vengono avvitate due golfari femmina. Inoltre, all'estremità inferiore di ciascun cavo è presente un tenditore (Figura 19).

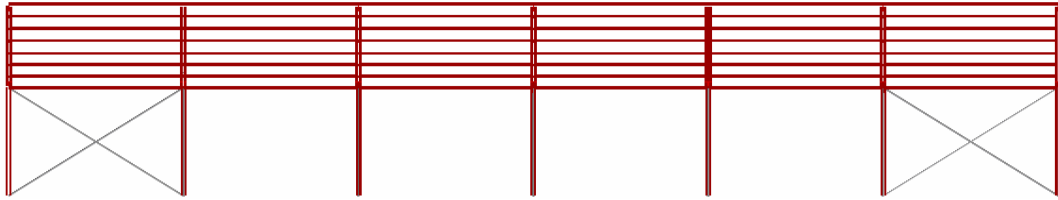


Figura 18: Disposizione dei controventi di parete.

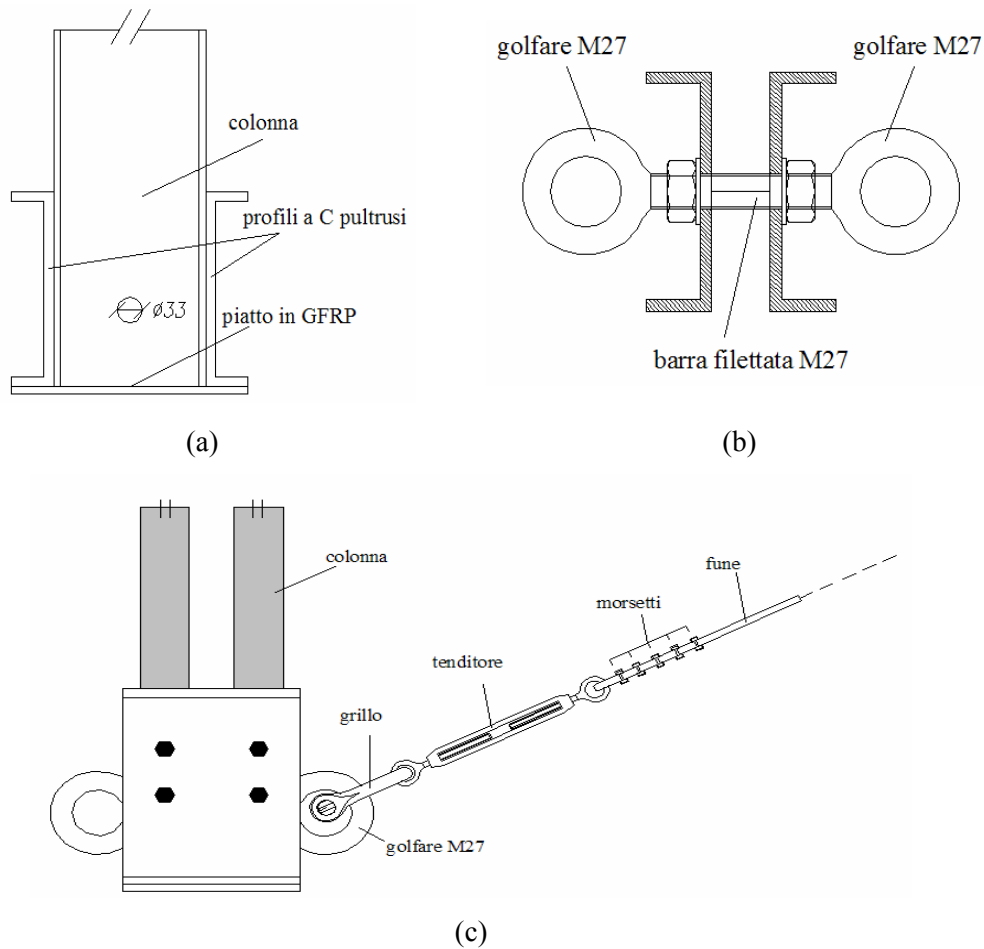


Figura 19: Particolare (a), sezione orizzontale (b) e vista (c) della base delle colonne.

Per disporre i controventi di falda, vengono utilizzati i golfari femmina disposti sulla sommità delle colonne (Figura 20). L'equilibrio dell'intera struttura richiede che vengano impediti i movimenti al piede delle colonne.

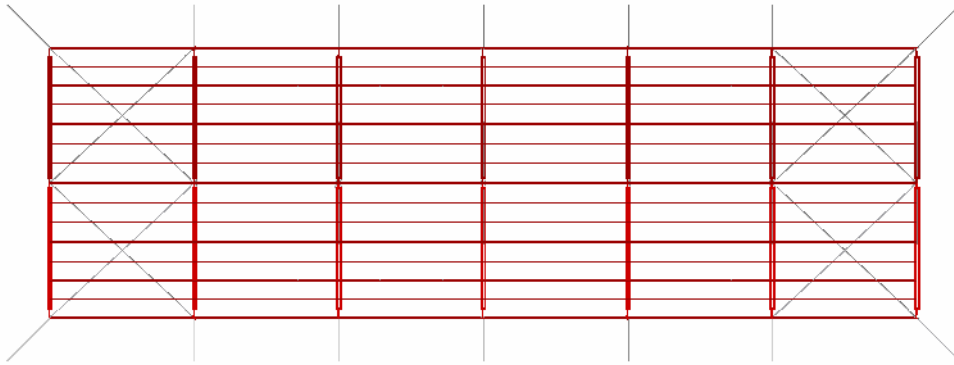


Figura 20: Vista in pianta del sistema di controventi ed ancoraggi al suolo.

Sui correnti superiori delle capriate sono incollati porta arcarecci costituiti da elementi pultrusi di sezione scatolare 101.6x101.6x6.35 (Figura 21) in cui vengono inseriti gli arcarecci.

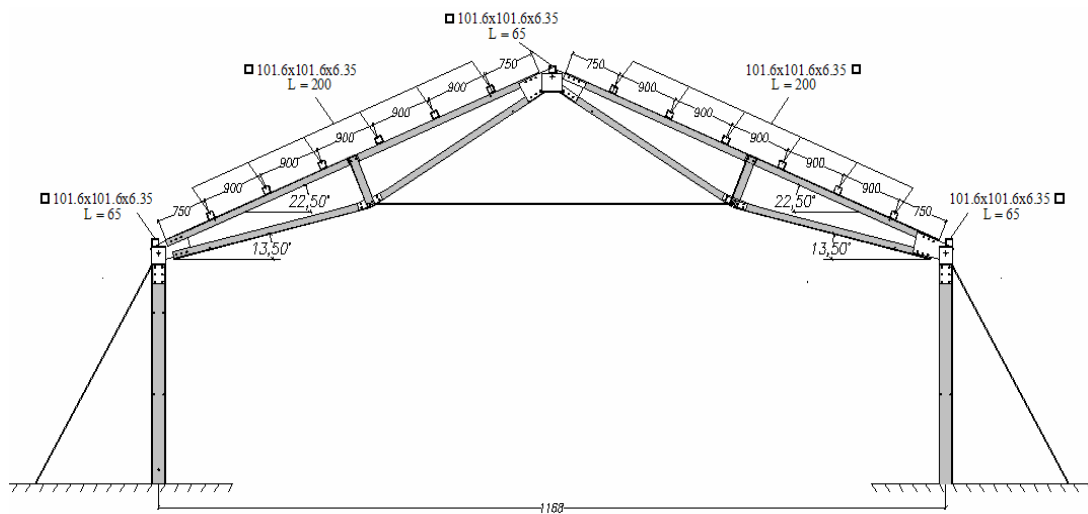


Figura 21: Disposizione dei “porta arcarecci” sui correnti superiori della capriata.

5.2. Il modello numerico per l’analisi delle sollecitazioni in un telaio reticolare

Al fine di valutare le sollecitazioni di progetto in un telaio “tipo” della struttura espositiva, è stato sviluppato, attraverso il codice di calcolo Straus7, un modello numerico piano del telaio in cui i profili pultrusi sono stati modellati con elementi finiti di tipo *beam* ed i tiranti in acciaio mediante elementi di tipo *truss*. I correnti inferiori sono stati divisi in due elementi, mentre i correnti superiori sono suddivisi in 8 elementi, facendo corrispondere i nodi con gli scarichi degli arcarecci. Anche il montante è stato suddiviso in due elementi, con il nodo intermedio connesso al tirante centrale. Infine, le colonne sono state modellate con un unico elemento *beam*. I fazzoletti sono stati modellati come un elemento triangolare costituito da tre *link* rigidi. Due nodi di tale elemento triangolare sono stati vincolati rigidamente con i correnti della capriata per simulare l’incollaggio, mentre il terzo è vincolato al nodo di sommità della colonna mediante connessione tipo cerniera. Alla base delle colonne è stato introdotto un vincolo di appoggio monolatero.

Ai profili pultrusi sono stati assegnati valori caratteristici dei moduli di elastici, desunti dai dati del produttore e differenziati secondo la forma della sezione (paragrafo 6), mentre ai tiranti metallici è stato assegnato un valore prudenziale del modulo elastico pari a 114 GPa.

5.2.1. Analisi dei carichi

I carichi permanenti della struttura temporanea sono rappresentati dal peso proprio delle aste del telaio (Tabella 1), degli arcarecci e del telo di copertura.

Tabella 1: Pesi delle aste della struttura reticolare.

Asta	Sezione	Peso (N/m)
Correnti superiori	2 L101.6x101.6x9.53	63.4
Correnti inferiori	2 L101.6x101.6x9.53	63.4
Montanti	2 C127.0x35.05x6.35	39.2
Colonne	2 C203.2x55.63x9.53	94.4
Arcarecci	76.2x76.2x6.35	30.0

Il peso proprio degli arcarecci e del telo di copertura (10 N/m^2) è stato introdotto nel modello come un sistema di forze equivalenti applicate ai nodi del corrente superiore (Figura 22).

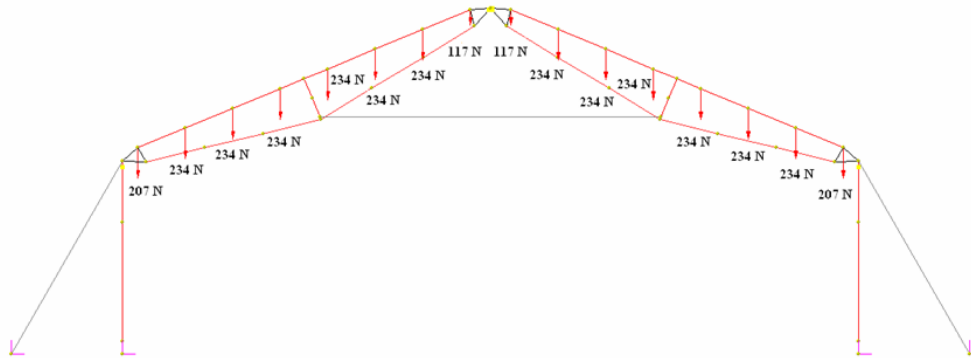


Figura 22: Forze sulla capriata dovute al peso proprio degli arcarecci e del telo di copertura.

I carichi accidentali considerati nel progetto della struttura temporanea sono rappresentati dal carico neve e dall'azione del vento.

Carico da Neve ($Q_{neve,k}$)

Per le strutture a carattere temporaneo, la norma UNI 10949 [5] ammette un carico neve "convenzionale" pari 100 N/m^2 , "purché sia impedito il deposito della neve durante il periodo di installazione della struttura". Anche il carico neve è stato introdotto nel modello numerico come un sistema di forze equivalenti applicate ai nodi del corrente superiore (Figura 23).

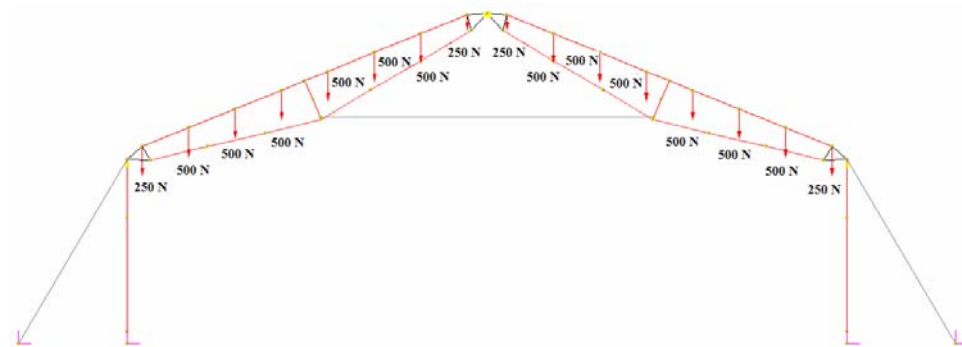


Figura 23: Distribuzione delle forze sulla capriata dovute al carico accidentale neve.

Azione del Vento ($Q_{vento,k}$)

La pressione applicata sugli elementi della capriata, per simulare l'azione del vento sul telo di copertura, si può esprimere mediante la relazione [6]:

$$p = q_{ref} c_e c_d c_p \quad (1)$$

dove c_e è il coefficiente di esposizione, c_d il coefficiente dinamico, c_p il coefficiente di pressione (o coefficiente aerodinamico), e $q_{ref} = v_{ref}^2/1.6$ è la pressione media di riferimento, con:

$$v_{ref} = v_{ref,0} C_{DIR} C_{TEM} C_{ALT} \quad (2)$$

Nella (2) c_{DIR} , c_{TEM} e c_{ALT} sono rispettivamente il fattore di direzione, quello stagionale e quello di altitudine. In assenza di informazioni specifiche, i valori indicati in [6] per tali coefficienti sono i seguenti:

$$c_{DIR} = 1 \quad c_{TEM} = 0.8 \quad c_{ALT} = 1 \quad (3)$$

Il valore di $v_{ref,0}$ è stato assunto pari a: $v_{ref,0} = 31$ m/sec, corrispondente al massimo valore previsto dalla normativa nazionale in [4] per siti con una altitudine sopra il livello del mare inferiore ai 500 metri. Dalla (2) si ottiene quindi una velocità di riferimento, $v_{ref} = 24.8$ m/sec.

Per le strutture a carattere temporaneo, l'Eurocodice [7] consente di utilizzare un periodo di ritorno inferiore a 50 anni. In particolare, per le strutture con periodo di utilizzo "continuo" inferiore ai 3 mesi, l'Eurocodice ammette un periodo di ritorno di 5 anni nella valutazione del valore caratteristico dell'azione del vento. Per valutare, quindi, la velocità di riferimento del vento, corrispondente ad una probabilità di superamento p del 20%, si può adottare l'espressione riportata in [6]:

$$v_{ref}(p) = v_{ref} \left(\frac{1 - K_1 \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K_1 \ln(-\ln 0.98)} \right)^n \quad (4)$$

nella quale il parametro di forma K_1 e l'esponente n sono pari, rispettivamente a 0.2 e 0.5, ottenendo:

$$v_{ref}(0.2) \cong 21.2 \text{ m/sec e } q_{ref}(0.2) \cong 280 \text{ N/m}^2.$$

Il coefficiente di esposizione è fornito dalla relazione [6]:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad (5)$$

dove i coefficienti k_r e c_t sono stati assunti pari a:

$$k_r = 0.20 \quad z_0 = 0.1 \quad c_t = 1 \quad (6)$$

come prescritto dalla normativa nazionale [8] per costruzioni da erigere in aree scarsamente protette dal vento (classe B di rugosità del terreno). Attraverso la (5) si è ottenuto quindi: $c_e \cong 1.82$. A meno del coefficiente di forma ed avendo assunto il coefficiente dinamico di valore unitario, la pressione del vento sulla struttura, attraverso l'impiego della (1), risulta pari a:

$$q = c_e \cdot q_{ref}(0.2) \cong 510 \text{ N/m}^2 \quad (7)$$

Il progetto della struttura espositiva prevede che il telo di copertura possa essere risvoltato fino alla base delle colonne. Quest'ultima condizione rende massime le sollecitazioni sulla struttura dovute all'azione del vento. Le indicazioni normative adottate [8] prescrivono, per "costruzioni non stagne", i seguenti valori dei coefficienti aerodinamici (Figura 24):

- $c_{pe} = + 0.8$ per elementi sopravvento con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$;

- $c_{pe} = (0.03 \cdot \alpha^\circ - 1)$ per elementi sopravvento, con inclinazione sull'orizzontale $20^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$. Quindi, per $\alpha = 22.5^\circ$, si ha: $c_{pe} = -0.325$;
- $c_{pe} = -0.4$ per elementi sottovento;
- $c_{pi} = \pm 0.2$ per tutti gli elementi.

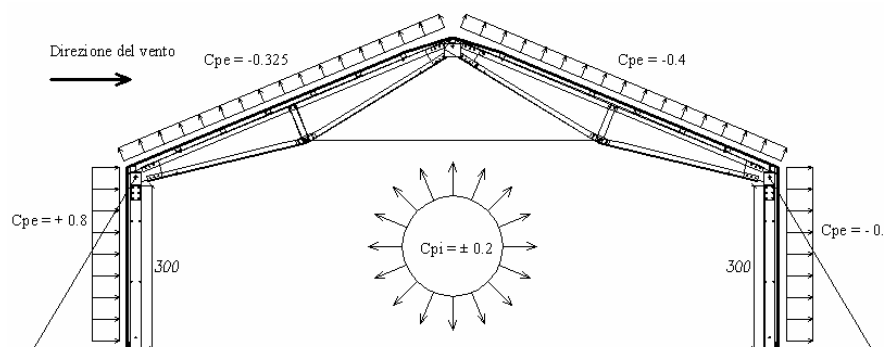


Figura 24: Coefficienti di pressione esterna (c_{pe}) ed interna (c_{pi}) dovuti all'azione del vento.

Dalla Figura 25 si può osservare che il vento esercita un'azione di sollevamento nei confronti della copertura. Assumendo negativo il valore del coefficiente di pressione interna si rende massima l'azione del vento sulla colonna sopravvento; viceversa, assumendo c_{pi} positivo, si rende massima l'azione di sollevamento della copertura (Tabella 2).

Tabella 2: Coefficienti di pressione sulle aste della capriata.

	$c_{pi} = -0.2$	$c_{pi} = +0.2$
Colonna sopravvento	$c_p = +1.0$	$c_p = +0.6$
Colonna sottovento	$c_p = -0.2$	$c_p = -0.6$
Falda sopravvento	$c_p = -0.125$	$c_p = -0.525$
Falda sottovento	$c_p = -0.2$	$c_p = -0.6$

Sono state dunque considerate entrambe le distribuzioni di forze derivanti dai due differenti valori del coefficiente di pressione interna, come riportato nelle Figure 25-26 e nelle Tabelle 3-4.

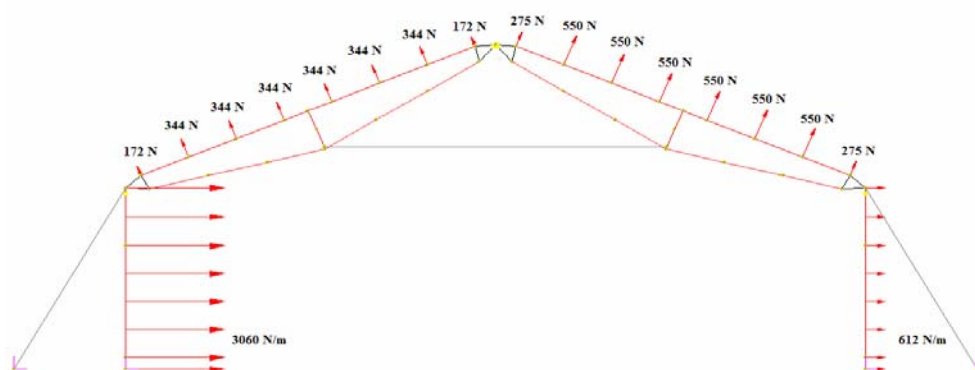


Figura 25: Distribuzione delle forze dovute all'azione del vento, con $c_{pi} = -0.2$.

Tabella 3: Forze applicate al modello numerico, dovute all'azione del vento, con $c_{pi} = -0.2$.

$c_{pi} = -0.2$	
Elemento	Carico applicato
Colonna sopravvento:	$1.0 \cdot 510 \cdot 6 = 3060 \text{ N/m}$;
Colonna sottovento:	$0.2 \cdot 510 \cdot 6 = 612 \text{ N/m}$;
Falda di copertura sottovento (nodi interni):	$0.2 \cdot 510 \cdot 6 \cdot 0.9 = 550 \text{ N}$;
Falda di copertura sottovento (nodi di estremità):	$0.2 \cdot 510 \cdot 6 \cdot 0.45 = 275 \text{ N}$;
Falda di copertura sopravvento (nodi interni):	$0.125 \cdot 510 \cdot 6 \cdot 0.9 = 344 \text{ N}$;
Falda di copertura sopravvento (nodi di estremità):	$0.125 \cdot 510 \cdot 6 \cdot 0.45 = 172 \text{ N}$;

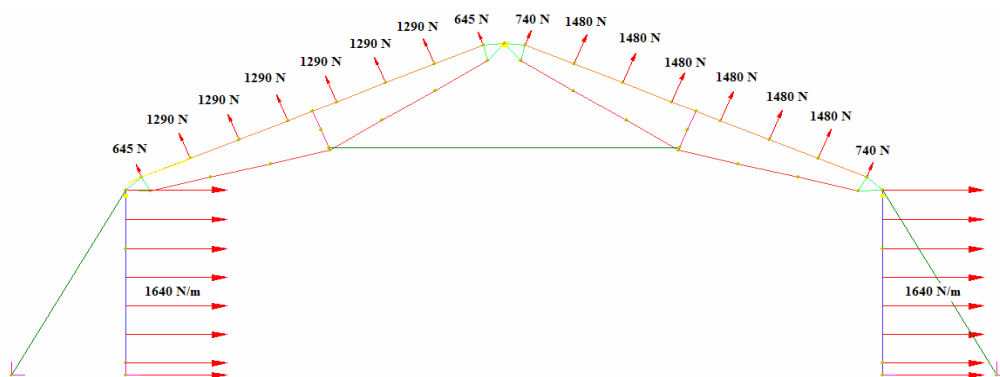


Figura 26: Distribuzione delle forze dovute all'azione del vento, con $c_{pi} = +0.2$.

Tabella 4: Forze applicate al modello numerico, dovute all'azione del vento, con $c_{pi} = +0.2$.

$c_{pi} = +0.2$	
Elemento	Carico applicato
Colonna sopravvento:	$0.6 \cdot 510 \cdot 6 = 1836 \text{ N/m}$;
Colonna sopravvento:	$0.6 \cdot 510 \cdot 6 = 1836 \text{ N/m}$;
Falda di copertura sottovento (nodi interni):	$0.6 \cdot 510 \cdot 6 \cdot 0.9 = 1650 \text{ N}$;
Falda di copertura sottovento (nodi di estremità):	$0.6 \cdot 510 \cdot 6 \cdot 0.45 = 825 \text{ N}$;
Falda di copertura sopravvento (nodi interni):	$0.525 \cdot 510 \cdot 6 \cdot 0.9 = 1450 \text{ N}$;
Falda di copertura sopravvento (nodi di estremità):	$0.525 \cdot 510 \cdot 6 \cdot 0.45 = 725 \text{ N}$;

5.3. Analisi statica lineare

Le combinazioni di carico utilizzate, per gli stati limite ultimi, sono del tipo [5]:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot (Q_{1k} + 0.7 \cdot Q_{2k}) \quad (8)$$

essendo G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti, Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione (vento o neve) e Q_{2k} il valore caratteristico dell'azione variabile non di base. γ_g assume il valore di 1.4 ($\gamma_g = 1.0$ se il suo contributo è a favore di sicurezza) e γ_q assume il valore di 1.5 ($\gamma_q = 0$ se il suo contributo è a favore di sicurezza).

La combinazione che fornisce i valori massimi delle sollecitazioni flettenti nei correnti della capriata è risultata quella in cui si rendono massimi i carichi gravitazionali (Figura 27). In tale combinazione si ottiene anche il massimo valore di sforzo normale nel tirante orizzontale, che risulta pari a 14.5 kN, inferiore al carico di rottura garantito del cavo, pari a 48 kN.

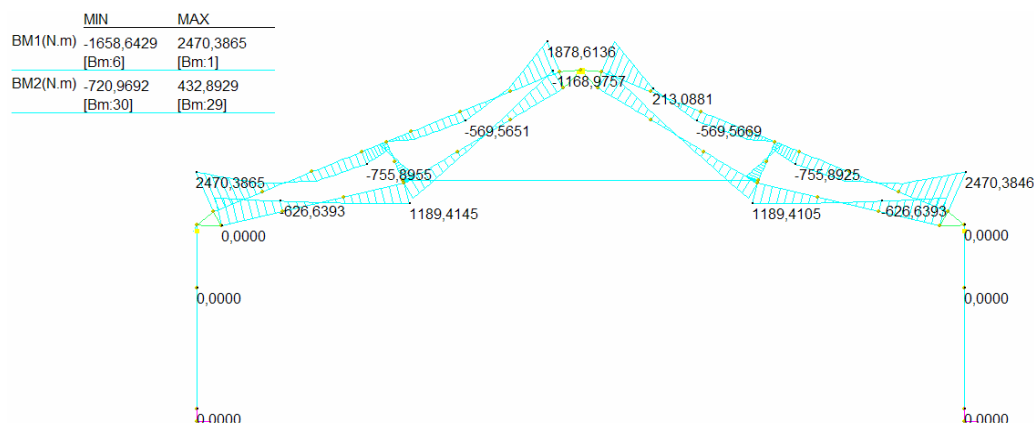


Figura 27: Sollecitazioni flettenti nelle aste della capriata, relative alla combinazione di carico: $F_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_{neve,k}$.

La combinazione che fornisce il valore massimo del momento flettente nella colonna sopravento (Figura 28) è quella in cui si rende massima l'azione del vento, nella distribuzione di forze con $c_{pi} = -0.2$.

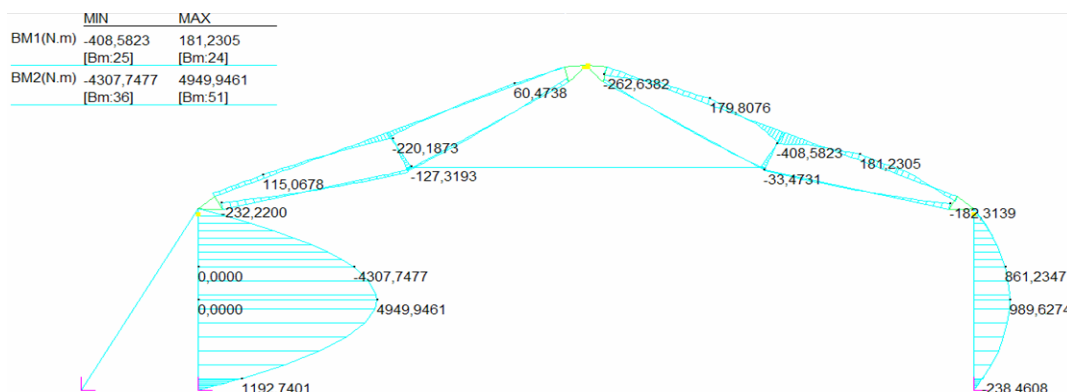


Figura 28: Sollecitazioni flettenti negli elementi del telaio, relative alla combinazione di carico: $F_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_{vento,k}$ ($c_{pi} = -0.2$).

Si riporta in Figura 29 il diagramma del momento flettente nelle aste della struttura, relativo alla combinazione in cui si è resa massima l'azione di sollevamento della copertura dovuta al vento ($c_{pi} = +0.2$). Tale combinazione di carico rende altresì massimo lo sforzo normale nel tirante inclinato della colonna sopravento, che risulta pari a 29.5 kN.

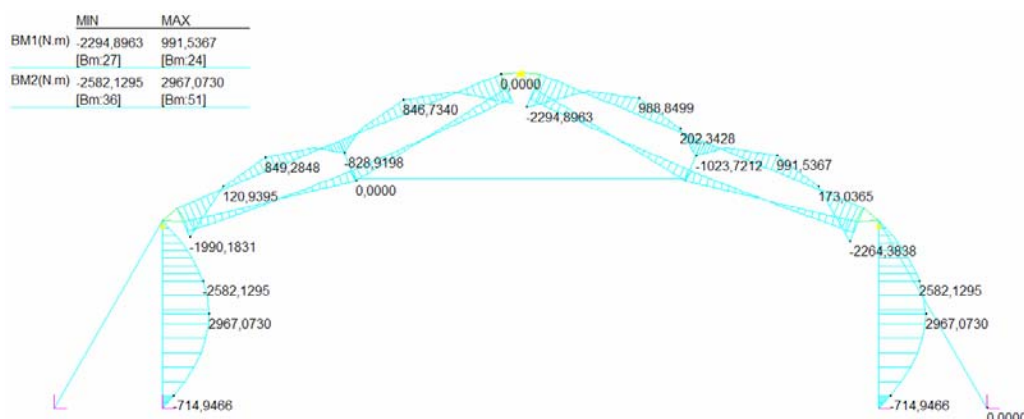


Figura 29: Sollecitazioni flettenti negli elementi del telaio, relative alla combinazione di carico: $F_d = 1.0 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_{vento,k}$ ($c_{pi} = +0.2$).

Nelle Tabelle 5-6 si riassumono i valori delle sollecitazioni flessionali e di sforzo normale nelle aste della capriata, relative alle principali combinazioni di carico considerate.

Tabella 5: Valori massimi delle sollecitazioni flessionali nelle aste telaio.

	$1.4G_k + 1.5Q_{neve,k}$	$1.0G_k + 1.5Q_{vento,k}$ ($c_{pi} = -0.2$)	$1.0G_k + 1.5Q_{vento,k}$ ($c_{pi} = +0.2$)
Correnti superiori	$ M_{max,d}^- \cong 2470 \text{ N}\cdot\text{m}$	$ M_{max,d}^- \cong 185 \text{ N}\cdot\text{m}$	$ M_{max,d}^- \cong 990 \text{ N}\cdot\text{m}$
	$ M_{max,d}^+ \cong 755 \text{ N}\cdot\text{m}$	$ M_{max,d}^+ \cong 410 \text{ N}\cdot\text{m}$	$ M_{max,d}^+ \cong 2295 \text{ N}\cdot\text{m}$
Correnti inferiori	$ M_{max,d}^- \cong 1660 \text{ N}\cdot\text{m}$	$ M_{max,d}^- \cong 235 \text{ N}\cdot\text{m}$	$ M_{max,d}^- \cong 760 \text{ N}\cdot\text{m}$
	$ M_{max,d}^+ \cong 1190 \text{ N}\cdot\text{m}$	$ M_{max,d}^+ \cong 65 \text{ N}\cdot\text{m}$	$ M_{max,d}^+ \cong 745 \text{ N}\cdot\text{m}$
Montanti	$ M_{max,d} \cong 720 \text{ N}\cdot\text{m}$	$ M_{max,d} \cong 130 \text{ N}\cdot\text{m}$	$ M_{max,d} \cong 20 \text{ N}\cdot\text{m}$
Colonne	$ M_{max,d} \cong 0 \text{ N}\cdot\text{m}$	$ M_{max,d} \cong 4950 \text{ N}\cdot\text{m}$	$ M_{max,d} \cong 2970 \text{ N}\cdot\text{m}$

NOTA: Gli apici - e + indicano che sono tese le fibre, rispettivamente, di estradosso e di intradosso.

Tabella 6: Valori massimi, in valore assoluto, degli sforzi normali nelle aste del telaio.

	$1.4G_k+1.5Q_{neve,k}$	$1.4G_k+1.5Q_{vento,k}$ ($c_{pi} = - 0.2$)	$1.0G_k+1.5Q_{vento,k}$ ($c_{pi} = + 0.2$)
Correnti superiori	$ N_{max,d}^- \cong 28595 \text{ N}$	$ N_{max,d}^- \cong 1110 \text{ N}$ $ N_{max,d}^+ \cong 1730 \text{ N}$	$ N_{max,d}^+ \cong 28935 \text{ N}$
Correnti inferiori	$ N_{max,d}^+ \cong 25660 \text{ N}$	$ N_{max,d}^+ \cong 3210 \text{ N}$ $ N_{max,d}^- \cong 1550 \text{ N}$	$ N_{max,d}^- \cong 14755 \text{ N}$
Montanti	$ N_{max,d}^- \cong 7640 \text{ N}$	$ N_{max,d}^- \cong 590 \text{ N}$ $ N_{max,d}^+ \cong 1360 \text{ N}$	$ N_{max,d}^- \cong 5825 \text{ N}$
Colonne	$ N_{max,d}^- \cong 9230 \text{ N}$	$ N_{max,d}^- \cong 14985 \text{ N}$	$ N_{max,d}^- \cong 15325 \text{ N}$
Tiranti	$ N_{max,d}^+ \cong 14555 \text{ N}$ (tirante centrale)	$ N_{max,d}^+ \cong 16770 \text{ N}$ (funi di ancoraggio)	$ N_{max,d}^+ \cong 29490 \text{ N}$ (funi di ancoraggio)

NOTA: Gli apici - e + indicano, rispettivamente, sforzi normali di compressione e di trazione.

5.4. Verifiche agli stati limite ultimi del telaio reticolare

Le verifiche agli stati limite ultimi della struttura reticolare sono state condotte nel rispetto delle indicazioni contenute nel documento CNR-DT 205/2007 [9]. Per le verifiche di stabilità, è stato sviluppato un modello numerico *plate and shell* al fine di poter considerare i modi locali di instabilità.

5.4.1. Verifiche di resistenza

I correnti superiore ed inferiore della capriata e le colonne sono sollecitate prevalentemente per pressoflessione o tenso-flessione. Per tali casi di sollecitazione, nelle indicazioni CNR si propone di eseguire le verifiche di resistenza utilizzando un dominio lineare di interazione tra sforzo normale e momento flettente. Pertanto, la verifica di resistenza si considera soddisfatta se, in ogni sezione, è rispettata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd1}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd1}} \leq 1 \quad (\text{nel caso di aste presso-inflesse}) \quad (9)$$

$$\frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd1}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd1}} \leq 1 \quad (\text{nel caso di aste tenso-inflesse}) \quad (10)$$

dove $N_{c,Rd1}$ e $N_{t,Rd1}$ sono le resistenze di progetto, rispettivamente, a compressione e a trazione, e M_{Rd1} è il momento resistente di progetto. La resistenza di progetto a compressione è definita attraverso l'espressione:

$$N_{c,Rd1} = A \cdot f_{c,d} \quad (11)$$

essendo $f_{c,d}$ la resistenza a compressione di progetto del materiale. Il momento resistente di progetto è definito nel seguente modo:

$$M_{Rd1} = \min \{ W \cdot f_{t,d}, W \cdot f_{c,d} \} \quad (12)$$

essendo $f_{t,d}$ la resistenza a trazione di progetto del materiale e W il modulo di resistenza della sezione. I valori di progetto della resistenza a trazione e a compressione sono stati ricavati attraverso l'espressione:

$$f_d = \eta \cdot \frac{f_k}{\gamma_f} \quad (13)$$

dove η è un fattore di conversione che assume valore unitario nelle verifiche agli stati limite ultimi, f_k è il valore caratteristico della resistenza considerata e γ_f è il coefficiente parziale del materiale. Il coefficiente γ_f è stato assunto, nel rispetto delle istruzioni CNR-DT 205, pari a:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \quad (14)$$

Il coefficiente γ_{f1} tiene conto del livello di incertezza nella determinazione delle proprietà del materiale. Le istruzioni CNR prescrivono di assumere γ_{f1} pari a 1.15 per coefficienti di variazione compresi tra 0.1 e 0.2. Inoltre, il coefficiente γ_{f2} tiene conto del comportamento fragile del composito e viene assunto pari a 1.30. Il coefficiente di sicurezza sul materiale risulta dunque pari a: $\gamma_f = 1.15 \cdot 1.30 = 1.495$.

Si riportano in Tabella 7 i principali risultati delle verifiche di resistenza, effettuate nelle combinazioni di carico che rendono massime le sollecitazioni flettenti e lo sforzo normale.

Tabella 7: Verifiche di resistenza degli elementi più sollecitati della capriata.

	Combinazione di carico	Sollecitazioni di progetto	Verifica di resistenza
Corrente superiore	$1.4G_k + 1.5Q_{neve,k}$	$M_{Sd}^- = 2470 \text{ N}\cdot\text{m}$ $N_{c,Sd}^- = 28595 \text{ N}$	$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd1}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd1}} = 0.41 < 1$
Corrente inferiore	$1.4G_k + 1.5Q_{neve,k}$ ($c_{pi} = -0.2$)	$M_{Sd}^+ = 1190 \text{ N}\cdot\text{m}$ $N_{c,Sd}^+ = 25660 \text{ N}$	$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd1}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd1}} = 0.11 < 1$
Colonna	$1.4G_k + 1.5Q_{vento,k}$ ($c_{pi} = -0.2$)	$M_{Sd} = 4950 \text{ N}\cdot\text{m}$ $N_{c,Sd} = 14985 \text{ N}$	$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd1}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd1}} = 0.14 < 1$

Dai risultati riportati in Tabella 7 si evince che le verifiche di resistenza sono largamente soddisfatte.

5.4.2. Verifica di stabilità globale della capriata

Al fine di valutare il carico critico di instabilità globale della capriata soggetta ai carichi verticali, è stato sviluppato, attraverso il codice di calcolo Straus7, un modello numerico tridimensionale in cui i profili ed i piatti pultrusi sono stati modellati con 18430 elementi finiti *plate* rettangolari isoparametrici a quattro nodi. Il tirante della capriata è stato modellato con un unico elemento *truss*. Sono stati utilizzati elementi *plate* ortotropi i cui valori caratteristici delle proprietà meccaniche sono riportati al §6. Ciascun profilo è stato modellato con elementi *plate*, suddividendo trasversalmente ali ed anime in almeno 4 elementi finiti, in modo da poter cogliere i modi locali di instabilità (Figura 30).

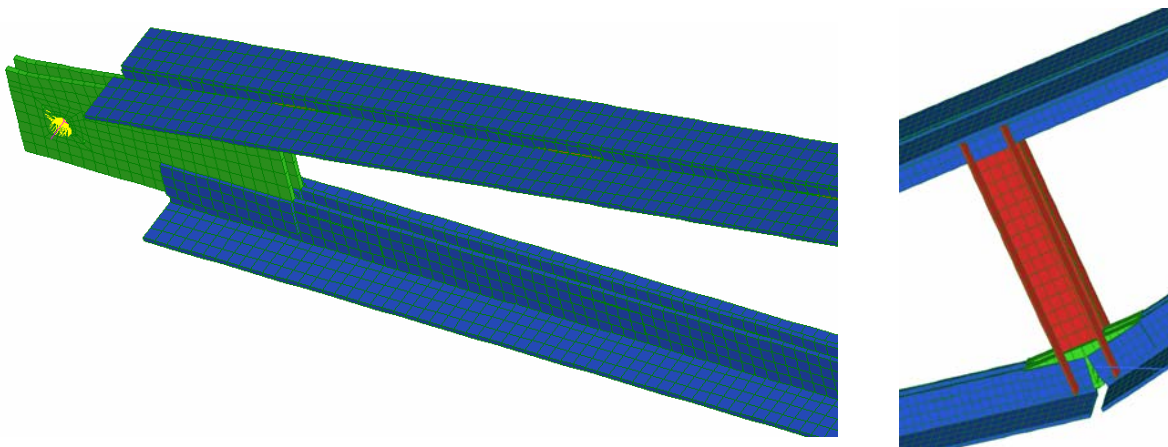


Figura 30: Particolari della *mesh* dei correnti e dei montanti della capriata.

Le zone di incollaggio tra piatti e profili sono state modellate con elementi *plate* “equivalenti”, di spessore pari alla somma degli spessori individuali e con valori delle proprietà meccaniche pari alle medie dei valori delle parti incollate. In particolare, sono state modellate in tal modo le zone di incollaggio fra anime dei calastrelli e dei correnti mentre le ali dei calastrelli sono state modellate introducendo cinque elementi *plate* nella larghezza delle ali.

Alle estremità della capriata, i nodi sul contorno di ciascun foro dei piatti pultrusi sono stati collegati al baricentro del foro stesso con elementi *link master-slave* in modo da mantenere costante la distanza tra i nodi ed il baricentro del foro (Figura 31). I nodi master di ciascuna estremità della capriata, coincidenti con i baricentri dei fori, sono stati quindi collegati con un *link* rigido svincolato torsionalmente e vincolato alla traslazione verticale ed orizzontale fuori dal piano.

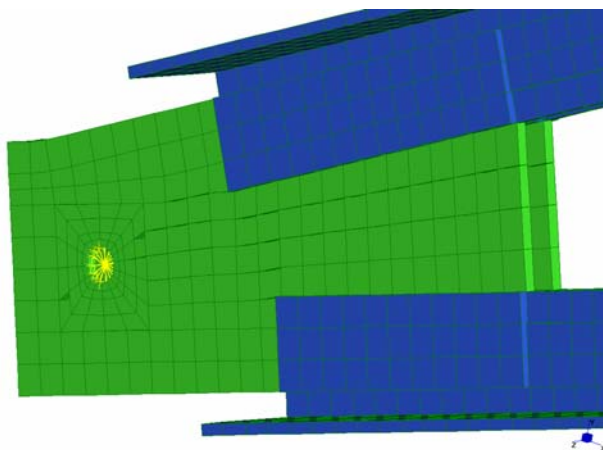


Figura 31: Particolare dei fazzoletti di estremità della capriata.

I carichi dovuti al peso del telo di copertura, al peso degli arcarecci e al sovraccarico neve sono stati introdotti nel modello come pressioni applicate sulle ali dei correnti superiori (Tabella 8).

Tabella 8: Pressioni applicate agli elementi *plate* dei correnti superiori della capriata.

	Superficie caricata (cm ²)	Pressione applicata (MPa)
Peso del telo in PVC	152.4	0.0035
Peso proprio degli arcarecci	152.4	0.0012
Sovraccarico neve	152.4	0.0354

Sul modello è stata quindi eseguita un’analisi lineare di *buckling*, allo scopo di evidenziare i modi critici della struttura e determinare il carico di instabilità della capriata. I risultati hanno mostrato un primo modo critico prevalentemente globale, con instabilità flesso-torsionale del corrente superiore presso-inflesso (Figura 32).

Il carico critico del corrente superiore risulta:

$$Q_{crit} = 1.77 \cdot (1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_{neve,k}),$$

fornendo quindi un coefficiente di sicurezza pari a 1.77 nei confronti dell’instabilità.

In generale, i bassi valori dei moduli elastici, ed in particolare del modulo di elasticità tangenziale, dei profili pultrusi comportano che i modi critici di instabilità locale e globale risultino accoppiati. Di qui la necessità di un’analisi non lineare in presenza di un’imperfezione iniziale. Tale imperfezione, come indicato nelle istruzioni CNR, può essere costituita da un campo di spostamenti proporzionale al primo modo critico, di ampiezza massima pari alla corrispondente tolleranza dichiarata dal produttore (e comunque non minore di quella indicata nell’Annesso B della normativa europea EN 13706-2).

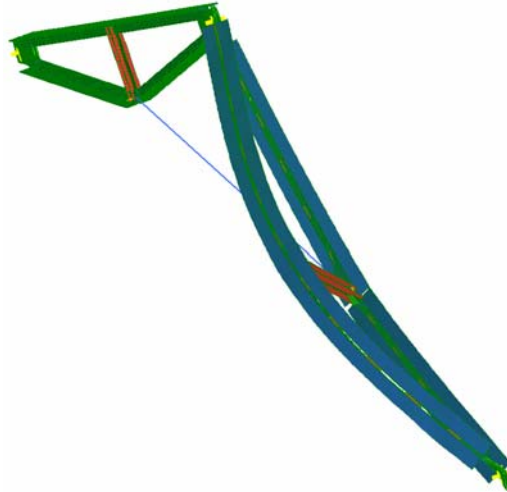


Figura 32: Instabilità flessio-torsionale del corrente superiore.

Per valutare l'influenza dell'instabilità locale sul carico critico del corrente compresso si può fare riferimento al valore della snellezza universale λ_u del profilo, definita come segue:

$$\lambda_u = \sqrt{\frac{N_{loc}}{N_{Eul}}} \quad (15)$$

dove N_{loc} e N_{Eul} sono, rispettivamente, il carico di instabilità locale e globale dell'asta compressa. Attraverso un'analisi di *buckling* effettuata su un modello numerico 3D con elementi *plate* ortotropi per il singolo corrente si sono ottenuti i valori $N_{loc} \cong 295.45$ kN e $N_{Eul} \cong 38.86$ kN. Utilizzando la (15) si ricava quindi un valore di snellezza universale pari a 2.7.

Nelle indicazioni CNR è proposta una curva che mostra l'andamento del carico critico (adimensionalizzato rispetto al carico di instabilità locale), al variare della snellezza universale [10]. Da tale grafico si può notare come, per valori della snellezza superiori a 2, la curva è prossima a quella del carico critico per instabilità globale (Figura 33).

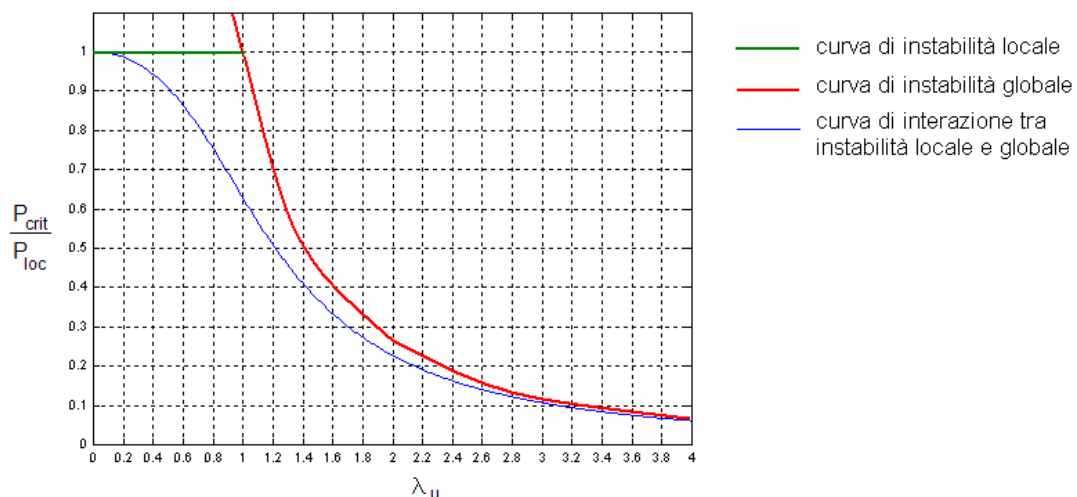


Figura 33: Curva di interazione tra modi locali e modi globali di instabilità per profili compressi.

L'influenza dei modi locali sul carico critico della capriata è dunque trascurabile, per cui al corrente superiore del modello numerico è stata assegnata una deformata iniziale proporzionale al solo modo critico globale. Si è scelto di riprodurre l'imperfezione come un carico applicato nella mezzera del corrente superiore ed ortogonale al piano della capriata. In particolare, è stata applicata una forza di 1800 N in grado di riprodurre una deformata flessionale di ampiezza pari a 3.6 cm. Tale valore

rappresenta, infatti, lo scostamento massimo dalla linearità del profilo indicato nell'Annesso B della EN 13706-2 e risulta maggiore della tolleranza di produzione indicata dal produttore, pari a di 2.7 cm. Sul modello numerico è stata quindi eseguita un'analisi non lineare in controllo di carico, incrementando per passi successivi i soli carichi verticali (Figura 34).

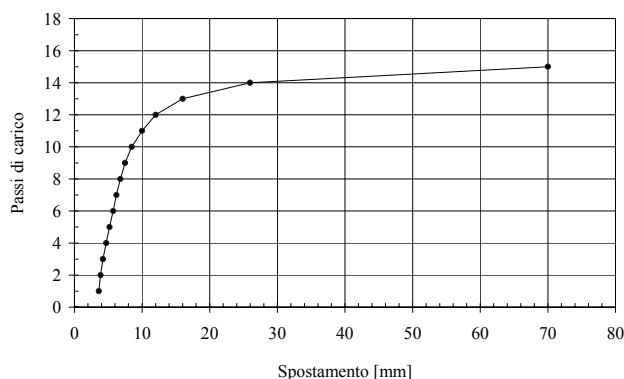


Figura 34: Diagramma carico-spostamento laterale del nodo di mezzeria del corrente superiore.

Il carico massimo raggiunto nell'analisi non lineare può essere espresso come:

$$Q_{\max} = 1.625 \cdot (1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_{\text{neve},k}).$$

Tale valore è inferiore del 6.7% rispetto al carico critico determinato con l'analisi di *buckling*.

5.5. Verifiche agli stati limite di esercizio

Nella CNR-DT 205 vengono indicati valori limite della deformabilità degli elementi inflessi in alcuni casi specifici, quali piani di calpestio e passerelle pedonali. Nessuna limitazione viene indicata per tipologie strutturali del tipo in esame.

5.5.1. Valutazione degli spostamenti nodali della capriata e delle frecce dei correnti

Sono state considerate, come prescritto dalla CNR-DT 205, le seguenti combinazioni di carico:

- Quasi-permanente: $F_d = G_k + \psi_2 \cdot Q_{\text{neve},k}$

- Rara: $F_d = G_k + Q_{\text{neve},k}$

Nella combinazione quasi-permanente, il coefficiente moltiplicativo del carico neve, ψ_2 , è stato assunto pari a zero [6].

L'abbassamento del colmo della capriata nella prima delle due condizioni di carico è risultato pari a circa 1.5 cm, corrispondente a 1/800 della luce. Tale spostamento è causato essenzialmente dalla rotazione rigida dei due moduli reticolari per effetto della deformazione del tirante mentre la freccia nella mezzeria dei correnti superiori risulta di 0.55 cm, pari a L/1090.

Nella combinazione di carico rara, lo spostamento verticale al colmo della capriata è risultato pari a circa 3.6 cm, corrispondente a 1/333 della luce. Lo spostamento orizzontale dei nodi all'imposta della capriata è risultato pari a 1.35 cm. La freccia nella mezzeria dei correnti superiori è risultata di 1.34 cm, pari a L/447.

5.5.2. Valutazione delle frecce degli arcarecci

Nella combinazione "quasi-permanente", l'abbassamento in mezzeria dell'arcareccio vale:

$$f_v = \frac{5}{384} \cdot \frac{(G_k \cdot i) \cdot L^4}{E_{\text{eff}} J} = 2.07 \text{ cm},$$

essendo i ed L , rispettivamente, l'interasse e la lunghezza degli arcarecci. Nella valutazione della freccia è stato utilizzato un valore del modulo elastico efficace di 22 GPa, corrispondente al valore medio indicato dal produttore. La freccia risulta pari a L/290. La CNR-DT 205 prescrive, per elementi inflessi che reggono piani di calpestio, un valore al limite della freccia pari a L/250. Nel calcolo della freccia il contributo della deformabilità a taglio del profilo è stato trascurato, in quanto inferiore allo

0.1% del contributo flessionale. La CNR indica, inoltre, di tener conto del comportamento viscoso dei profili pultrusi nella valutazione degli spostamenti per la condizione di carico quasi-permanente, assumendo valori ridotti dei moduli di elasticità. Tale prescrizione non è stata considerata in quanto la struttura in esame è temporanea e dunque non si prevedono carichi “di lunga durata”.

Nella condizione di carico “rara”, l’abbassamento in mezzeria dell’arcareccio vale:

$$f_v = \frac{5}{384} \cdot \frac{(G_k \cdot i + Q_{neve,k} \cdot i) \cdot L^4}{E_{eff} J} = 5.90 \text{ cm}.$$

La freccia risulta dunque pari a L/102. La CNR-DT 205 prevede, per elementi inflessi con un elevato rapporto fra carichi accidentali e permanenti portati, un valore al limite della freccia pari a L/100.

6. Valori medi e caratteristici delle proprietà meccaniche dei profili e dei piatti pultrusi

Nel Manuale di Progetto, *Creative Pultrusion* indica i soli valori medi delle proprietà meccaniche dei suoi prodotti. Di conseguenza, i valori caratteristici di tali proprietà, utilizzati nella modellazione numerica e nelle verifiche della struttura temporanea, sono stati determinati assumendo una distribuzione normale, attraverso l’espressione [11]:

$$f_k = f_m \cdot (1 - k \cdot V_x) \quad (15)$$

dove f_k e f_m rappresentano, rispettivamente, il valore caratteristico di frattile inferiore al 5% ed il valore medio della proprietà considerata. Inoltre, V_x è il coefficiente di variazione e k è un coefficiente che dipende dal numero di prove effettuate.

Le norme europee (EN) ed americane (ASTM) che regolamentano le prove di laboratorio sui materiali compositi prescrivono, per le principali grandezze da determinare, un numero minimo di prove pari a cinque (tre nel caso dei moduli elastici E_{eff} e G_{eff}). Poiché i produttori fanno riferimento a tali norme per caratterizzare i propri prodotti, il coefficiente k è stato assunto pari a 1.80 e a 1.89, corrispondenti, rispettivamente, a 5 e a 3 prove [11].

I risultati di molti test di laboratorio presenti in bibliografia [10], [12], [13] evidenziano forti differenze nella dispersione dei dati sperimentali, e tuttavia con coefficienti di variazione generalmente inferiori a 0.20. Per tale motivo, nella valutazione dei valori caratteristici, nella (15) è stato assunto $V_x = 0.20$. Nelle Tabelle 11, 12 e 13 si riportano i valori medi e caratteristici delle proprietà meccaniche dei profili e dei piatti pultrusi così calcolati.

Tabella 11: Valori medi (dichiarati dal produttore) e caratteristici dei profili ad L.

Profili a L				
	Valore medio		Valore caratteristico	
Modulo elastico efficace, E_{eff}	19.2	GPa	11.9	GPa
Modulo tangenziale efficace, G_{eff}	3.4	GPa	2.1	GPa
Resistenza a trazione (L), f_{Lt}	213.1	MPa	136.4	MPa
Resistenza a trazione (T), f_{Tt}	113.4	MPa	72.6	MPa
Modulo elastico a trazione (L), E_{Lt}	24.1	GPa	15.4	GPa
Modulo elastico a trazione (T), E_{Tt}	6.9	GPa	4.4	GPa
Resistenza a compressione (L), f_{Lc}	266.7	MPa	170.7	MPa
Resistenza a compressione (T), f_{Tc}	175.3	MPa	112.2	MPa
Modulo elastico a compressione (L), E_{Lc}	20.6	GPa	13.2	GPa
Modulo elastico a compressione (T), E_{Tc}	15.1	GPa	9.7	GPa
Resistenza a flessione (L), f_{Lf}	299.1	MPa	191.4	MPa
Resistenza a flessione (T), f_{Tf}	165.1	MPa	105.7	MPa
Modulo elastico a flessione (L), E_{Lf}	13.1	GPa	8.4	GPa
Modulo elastico a flessione (T), E_{Tf}	11.0	GPa	7.0	GPa
Resistenza a rifollamento (L), f_{Lr}	226.9	MPa	145.2	MPa
Resistenza a rifollamento (T), f_{Tr}	226.9	MPa	145.2	MPa
Resistenza a taglio interlaminare, f_v	23.4	MPa	15.0	MPa

Tabella 12: Valori medi (dichiarati dal produttore) e caratteristici dei profili a C.

Profili a C				
	Valore medio		Valore caratteristico	
Modulo elastico efficace, E_{eff}	19.2	GPa	11.9	GPa
Modulo tangenziale efficace, G_{eff}	2.9	GPa	1.8	GPa
Resistenza a trazione (L), f_{Lt}	226.9	MPa	145.2	MPa
Resistenza a trazione (T), f_{Tt}	51.6	MPa	33.0	MPa
Modulo elastico a trazione (L), E_{Lt}	17.2	GPa	11.0	GPa
Modulo elastico a trazione (T), E_{Tt}	5.5	GPa	3.5	GPa
Resistenza a compressione (L), f_{Lc}	226.9	MPa	145.2	MPa
Resistenza a compressione (T), f_{Tc}	113.4	MPa	72.6	MPa
Modulo elastico a compressione (L), E_{Lc}	20.6	GPa	13.2	GPa
Modulo elastico a compressione (T), E_{Tc}	6.9	GPa	4.4	GPa
Resistenza a flessione (L), f_{Lf}	226.9	MPa	145.2	MPa
Resistenza a flessione (T), f_{Tf}	75.6	MPa	48.4	MPa
Modulo elastico a flessione (L), E_{Lf}	11.0	GPa	7.0	GPa
Modulo elastico a flessione (T), E_{Tf}	5.5	GPa	3.5	GPa
Resistenza a rifollamento (L), f_{Lr}	206.2	MPa	132.0	MPa
Resistenza a rifollamento (T), f_{Tr}	123.7	MPa	79.2	MPa
Resistenza a taglio interlaminare, f_V	31.0	MPa	19.8	MPa

Tabella 13: Valori medi (dichiarati dal produttore) e caratteristici dei piatti pultrusi.

Piatti (spessore = 9.53 mm)				
	Valore medio		Valore caratteristico	
Resistenza a trazione (L), f_{Lt}	137.5	MPa	88.0	MPa
Resistenza a trazione (T), f_{Tt}	68.7	MPa	44.0	MPa
Modulo elastico a trazione (L), E_{Lt}	12.4	GPa	7.9	GPa
Modulo elastico a trazione (T), E_{Tt}	6.9	GPa	4.4	GPa
Resistenza a compressione (L), f_{Lc}	165.0	MPa	105.6	MPa
Resistenza a compressione (T), f_{Tc}	110.0	MPa	70.4	MPa
Modulo elastico a compressione (L), E_{Lc}	12.4	GPa	7.9	GPa
Modulo elastico a compressione (T), E_{Tc}	6.9	GPa	4.4	GPa
Resistenza a flessione (L), f_{Lf}	240.6	MPa	154.0	MPa
Resistenza a flessione (T), f_{Tf}	103.1	MPa	66.0	MPa
Modulo elastico a flessione (L), E_{Lf}	13.7	GPa	8.8	GPa
Modulo elastico a flessione (T), E_{Tf}	7.6	GPa	4.9	GPa
Resistenza a rifollamento (L), f_{Lr}	220.0	MPa	140.8	MPa
Resistenza a rifollamento (T), f_{Tr}	220.0	MPa	140.8	MPa

BIBLIOGRAFIA

- [1] A. Dicuonzo, *Criteri di progetto per strutture realizzate con profili sottili pultrusi di materiale composito fibrorinforzato (FRP). Concezione strutturale, esecuzione e controllo di una struttura temporanea*, Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Ferrara, 2008.
- [2] A. Dicuonzo, F. Laudiero, F. Minghini, N. Tullini, *Una guida all'utilizzo dei profili pultrusi (FRP) nelle nuove costruzioni*, Report N. 145, Dipartimento di Ingegneria di Ferrara, 2005.
- [3] *The New and Improved Pultex® Pultrusion Global Design Manual of Standard and Custom Fiber Reinforced Polymer Structural Profiles*, 2000.
- [4] L. Tong, C. Soutis, *Recent advances in structural joints and repairs for composite materials*, Kluwer academic publishers, 2003.
- [5] UNI 10949, *Sicurezza delle attrezzature per fiere e parchi di divertimento. Tende strutture tessili temporanee e o itineranti. Progettazione, costruzione, montaggio e manutenzione*, 2001.
- [6] EN 1991-1-4, *General actions - Wind actions*, 2005.

- [7] EN 1991-1-6, *General actions - Actions during execution*, 2005.
- [8] Circolare Ministeriale n. 156, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996*, 1996.
- [9] CNR-DT 205, *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture realizzate con Profili Sottili Pultrusi di Materiale Composito Fibrorinforzato (FRP)*, 2007.
- [10] E. J. Barbero, L. De Vivo, "Beam-column equations for wide-flange pultruded structural shapes", *Journal of Composite for Construction*, ASCE, vol. 3, n. 4, pp.185-191, 1999.
- [11] EN 1990, *Eurocode. Basis of structural design*, 2002.
- [12] Barbero, E. J., Makkapati, S., Tomblin, J. S., 1999, *Experimental determination of the compressive strength of pultruded structural shapes*, *Composites Science and Technology*, N. 59, pp. 2047-2054.
- [13] J. T. Mottram, G. J. Turvey, *Physical test data for the appraisal of design procedures for bolted joints in pultruded FRP structural shapes and systems*, *Progress in Structural Engineering Materials*, pp. 195-222, 2003.