

RELAZIONE DESCRITTIVA DEL PROGETTO DEFINITIVO

Contenuti del progetto definitivo

L'Amministrazione del Comune di Cantù, ha affidato l'incarico per la progettazione, preliminare e definitiva, dei lavori relativi al completamento e copertura della tribuna esistente presso il centro sportivo comunale di via Papa Giovanni, ai Professionisti dott. arch. Elisa Cristiana Cattaneo e dott. ing. Melocchi Franco ai quali è stata richiesta non solo la progettazione della copertura della tribuna, ma anche e soprattutto una riqualificazione generale dell'area, occupandosi della progettazione preliminare definitiva ed esecutiva, della direzione lavori, della contabilità e degli adempimenti legislativi DLGS n. 81.

I lavori si sono conclusi ormai da circa 8 anni e furono realizzati dalla Ditta Biffi spa di Villa D'Adda (BG).

Il progetto per la realizzazione dei lavori è stato affidato e finanziato dal Comune di Cantù ai sensi della legge 109/94 e si è svolto secondo le linee progettuali approvate in sede di presentazione del progetto preliminare. Il progetto definitivo ha avuto come obiettivo di risolvere le problematiche relative alla realizzazione di una copertura per tribuna esistente ed alcune migliorie della tribuna stessa, in modo conforme agli standard qualitativi e quantitativi disposti dall'Amministrazione. Il progetto è stato inoltre redatto ai sensi delle disposizioni vigenti ed in particolare della legge 109/1994, del successivo dpr 554/99 e nel rispetto dei vincoli esistenti accertati e valutati, individuando l'ipotesi conforme alle norme urbanistico-ambientali, nella verifica dei requisiti richiesti dal quadro normativo locale e comunitario.

Ubicazione dell'area

Relativamente al Piano Regolatore Vigente, essa è stata indicata come area attrezzata a verde sportivo, appartenente ad un'area più vasta già comprendente i campi sportivi comunali. L'area risulta inoltre soggetta a vincolo paesaggistico.

Criteri e scelte progettuali

Il progetto sviluppa, con riferimento ai contenuti esposti nelle tavole progettuali, gli aspetti connessi alla natura dell'intervento richiesto dall'Amministrazione, finalizzato sia alla costruzione di una nuova copertura per la tribuna esistente, sia alla miglioria della stessa, usufruibile dalla comunità locale in frangenti dipendenti dalla fruizione strettamente sportiva.

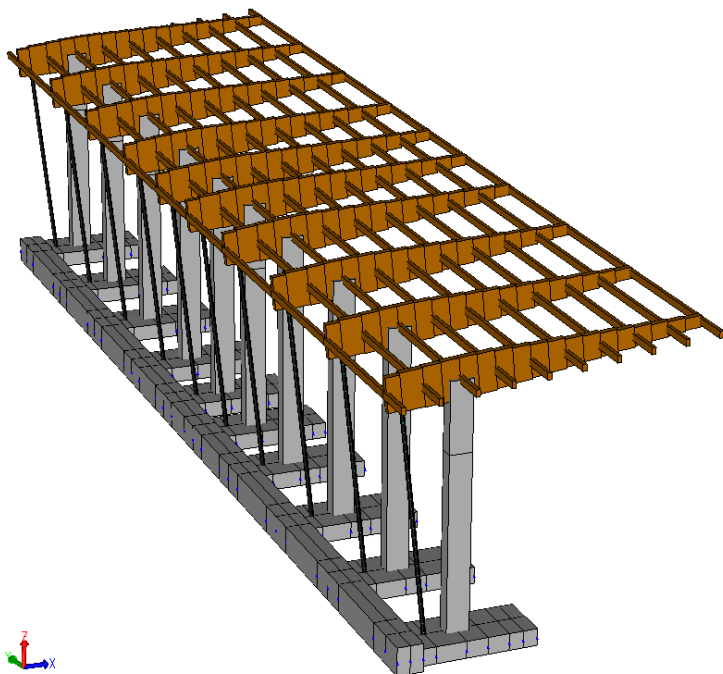


Figura 1: rappresentazione tridimensionale del modello di calcolo della copertura realizzato con MasterSap di AMV.

In relazione all'intervento, la tribuna prevede una capienza di 850 spettatori, ed è utilizzabile sia durante le manifestazioni calcistiche che atletiche, in relazione al campo sportivo ad essa prospiciente.

La nuova copertura prevista è stata realizzata in legno lamellare di prima e/o seconda categoria (secondo norme DIN 1052) e misura mt. 46,02x11,25.

Sono stati previsti n. 10 plinti in cls armato di idonee dimensioni a sostegno della nuova copertura. Ai medesimi sono stati ancorati dei pilastri in cls. posti ad interasse di mt. 4,978, alla cui sommità è stata annegata una piastra metallica con l'inserimento delle travi in legno lamellare costituenti le mensole portanti; esse sono state tirantate posteriormente per equilibrare il momento ribaltante generato dallo sbalzo anteriore di circa m. 9,00.



Figura 2: armatura delle fondazioni.

Alle travi sono stati collegati, mediante scarpette metalliche, gli arcarecci anch'essi in legno lamellare; sugli stessi sono stati previsti ancorati pannelli di copertura tipo Sandwich, costituiti da doppia lamiera preverniciata con interposto isolante per uno spessore di circa 5 cm.

Sono state così realizzate 9 campate di cui 2 controventate con "Croci di Sant'Andrea" in cui i tiranti saranno realizzati con barre tonde di diametro 20 mm in acciaio zincato, ed i puntoni sono costituiti dagli arcarecci in legno lamellare. Tali controventature sono state realizzate anche in verticale tra i due pilastri corrispondenti, in modo da scaricare in fondazione tutte le azioni dovute al vento ed alle forze di sbandamento delle travi.



Figura 3: copertura realizzata. Sono individuabili le 9 campate, di cui la prima e l'ultima controventate.

La pendenza porterà le acque meteoriche sul retro della copertura, ove avviene la raccolta tramite canali e pluviali anch'essi realizzati in lamiera preverniciata spess. 8/10 cm.

A protezione dei fruitori della tribuna, è stata realizzata sulle pareti posteriori e laterali, una barriera in legno semitrasparente, costituita da montanti verticali ed orizzontali in ferro e da lamelle di legno dello spessore di cm 3, larghezza cm 15.



Figura 4: particolari dei rivestimenti posteriore e laterale e dei tiranti metallici posteriori.

Anteriormente, in modo tale da non oscurare la visibilità del gioco, è stata prevista una barriera trasparente costituita da montanti verticali ed orizzontali in ferro preverniciati e policarbonato compatto dello spessore di cm 4.

A completamento della tribuna, nonché per la sua miglioria estetica, è stato previsto un rivestimento ligneo sul lato posteriore di ingresso, a ridosso degli spogliatoi, realizzato attraverso pannelli di legno in larice nazionale, ancorati al muro esistente e sostenuti da montanti in ferro. Tale rivestimento è intervallato da finestrature previste in policarbonato compatto, tale da permettere l'ingresso della luce e l'aerazione nei locali retrostanti.

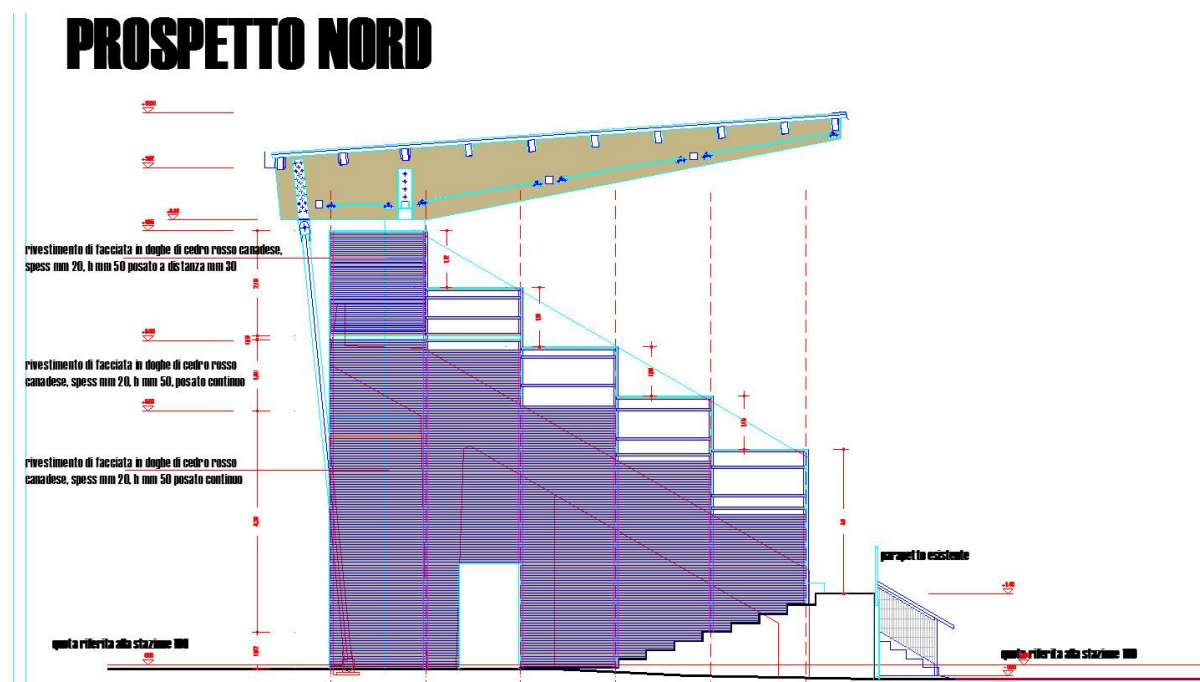


Figura 5: vista laterale del progetto con particolare del rivestimento.

Lo stato di fatto

Le seguenti immagini illustrano lo stato dell'opera (le tribune del complesso sportivo) nello stato di fatto antecedente alle lavorazioni.



Figura 6: vista anteriore della tribuna.



Figura 7: vista posteriore della tribuna.



Figura 8: particolare della zona posteriore.

Il progetto della copertura

Caratteristiche strutturali

Superficie coperta ca. 512 m² (45.3x11.3).

Altezza massima dallo spiccatto delle fondazioni: circa 10.5 m.

Sbalzo (in asse pilastro): 8.60 m.

Descrizione delle strutture: copertura della tribuna esistente con n. 10 travi in legno lamellare poste ad interasse variabile, collegate da arcarecci e tiranti di controvento in acciaio, montanti in tubolare d'acciaio e tirante posteriore Φ 139.7 mm.

Caratteristiche del terreno di fondazione

Tipi di fondazioni previste: piastra di fondazione di spessore 60 cm

Tassi massimi di compressione : $\sigma_t = 1.2$ daN/cm² (si è prevista la preparazione del piano di posa con materiale idoneo e costipato per permettere tassi di compressione da 1.5-1.7 daN/cm²).

Sovraccarichi accidentali

Neve

$q_{sk} = 193$ daN/m² neve (CANTU' (CO) quota s.l.m. 310 m)

Coefficiente di forma $\mu_1 = 0.8$

$q_s = q_{sk} \cdot \mu_1 = 193 \text{ daN/m}^2 \cdot 0.8 = 154.5 \text{ daN/m}^2$.

Vento

$q_{ref} = 39$ daN /m² vento (classe di rugosità B categoria di esposizione al vento IV).

$ce(z) = 0.22 \cdot 2^{1/4} \cdot \ln(10.5/0.3) \cdot [7 + 1 \cdot \ln(10.5/0.3)] = 1.82$ (h massima dal suolo della costruzione: 10.5 m).

$cp = 0.8$ (tettoia isolata con inclinazione sull'orizzontale della copertura $\alpha < 35^\circ$).

Pressione = $q_{ref} \cdot ce(z) \cdot cp = 39 \text{ daN/m}^2 \cdot 1.84 \cdot 0.8 = 58 \text{ daN/m}^2$.

Materiali impiegati

Calcestruzzi classe Rck 25 N/mm² per fondazioni, Rck 30 N/mm² per pilastri.

Acciai per c.a. ordinari tipo FeB44k controllato per fondazioni e pilastri $F_{yd} = 374$ N /mm².

Metalli per carpenterie tipo Fe 430 per controventi di copertura $F_{yd} = 275$ N /mm².

La Ditta fornitrice dei Legni Lamellari ha dato le dovute garanzie di qualità del legno di categoria BSH 11 (GL24H secondo EN 1194 1999).

Schema statico

La struttura è costituita da n.10 montanti in c.a. 80x 55 cm sui quali trovano appoggio le travi, in legno lamellare, poste ad interasse variabile a sezione non costante .Lo schema è quello a mensola con cerniera ideale in corrispondenza dell'attacco trave pilastro.

L'equilibrio della struttura è garantito da un tirante posteriore anch'esso in FeB 430 con diametro 13,97 mm. sp 8 mm.

Le travi sono collegate da arcarecci in legno lamellare posti ad interasse di circa 122 cm e la copertura è costituita da pannello sandwich.

L'instabilità degli archi ed il vento spirante in testata sono assorbiti da opportune barre di controvento in acciaio Φ 20 filettate che, assieme con gli arcarecci, costituiscono una struttura reticolare.

Analisi dei carichi

- Pannelli sandwich = 14 daN/mq;
- Piastre e controventi = 1,5 daN/mq;
- Travi $0.22 \times 0,9 \times 450 \text{ daN/m}^3$ ($h_m = (1,4 + 0,4)/2$) = 89,1 daN/ml;
- Arcarecci $0,12 \times 0,231 \times 450 = 12,5 \text{ daN/ml}$.

Nelle combinazioni i permanenti verranno indicati complessivamente in (A)

- Vento (B) = 55,5 daN/mq
- Neve (D) = 154,5 daN/mq

Parametri sismici

L'analisi strutturale per la determinazione delle sollecitazioni è stata svolta con il programma di calcolo MASTERSAP della ditta Studio Software AMV s.r.l. di Ronchi dei Legionari (GO).

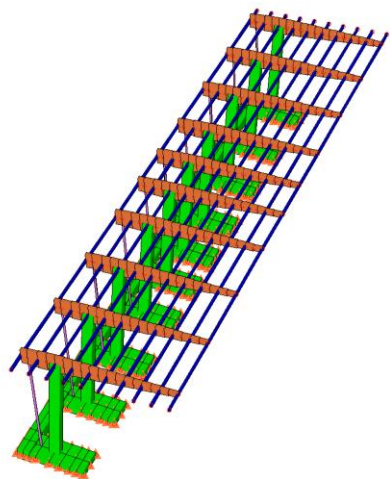


Figura 9: schema strutturale.

E' stata svolta anche una analisi dinamica in zona sismica secondo l'Ordinanza 3274 e 3431 del 3 maggio 2005 essendo Cantù in zona classificata di IV categoria. L'analisi rivela come la condizione sismica non sia la più gravosa per la struttura essendo i pesi propri ed i carichi permanenti limitati ed avendo coefficienti di combinazione per gli accidentali più favorevoli rispetto allo stato limite ultimo.

Zona sismica : 4 → $a/g = 0.05$

Categoria del suolo : D

Fattore di importanza : 1.2

Numero di frequenze : 20

Coefficiente di smorzamento : 5%

Eccentricità accidentale : 0%

Angolo del sisma nel piano orizzontale : 0°

Fattore q di struttura per sisma orizzont. : $q_{or}=1.5$

Sisma lungo l'asse Z : No

Combinazione dei modi : CQC

Combinazione componenti azioni sismiche : Eurocodice 8, con $\lambda = 0.3$ e $\mu = 0.3$.

Combinazioni di carico e coefficienti

Per le combinazioni statiche allo stato limite ultimo:

$F_d = \gamma_g G + \gamma_q Q_{k,1} + \psi_0 \gamma_q Q_{k,1} \sum Q_{k,i}$ con $\gamma_g = 1.35$ $\gamma_q = 1.5$ $\psi_0 = 0.7$

1° combinazione permanenti + neve come accidentale primario + vento: $1.35 \cdot A + 1.5 \cdot D + 1.5 \cdot 0.7 \cdot B$

2° combinazione permanenti + vento come accidentale primario + neve: $1.35 \cdot A + 1.5 \cdot 0.7 \cdot D + 1.5 \cdot B$.

Per le combinazioni statiche allo stato limite d'esercizio (deformazioni):

$F_d = \gamma_g G + \gamma_q Q_{k,1} + \gamma_q Q_{k,1} \sum Q_{k,i}$ con $\gamma_g = 1.0$ $\gamma_q = 1.0$

$1.0 \cdot A + 1.0 \cdot D + 1.0 \cdot B$.

Per le combinazioni dinamiche la norma prescrive la non concomitanza tra sisma e vento:

La verifica allo stato limite ultimo deve essere effettuata per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni.

$\gamma_1 E + G_k + \sum \psi_{2,i} \gamma_{1,i} Q_{k,i}$ con γ_1 fattore di importanza 1.2 (assimilabile a scuole e teatri) e $\psi_{2i} = 0.2$.

Si nota come il sovraccarico variabile da neve venga preso in considerazione con un coefficiente pari a 0.2 e quindi decisamente meno penalizzante rispetto alla verifica statica in cui il moltiplicatore vale 1.5

Inoltre gli effetti dell'azione sismica devono essere valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali

$G_k + \sum (\psi_{Ei} Q_{k,i})$ (Q_k = neve) con $\psi_{Ei} = \psi_{2i} \cdot \varphi$

essendo per la copertura $\varphi=1$ e per la destinazione d'uso tetti e coperture con neve $\psi_{2i} = 0.2$.

I risultati dell'analisi strutturale

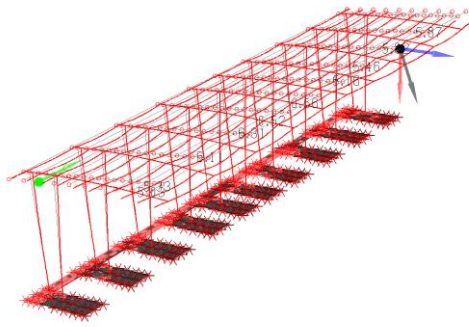


Figura 10: stato deformativo della copertura.

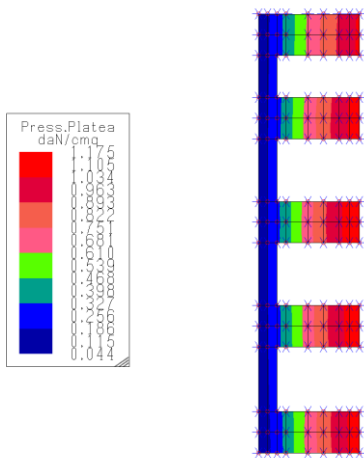


Figura 11: pressioni sul terreno.

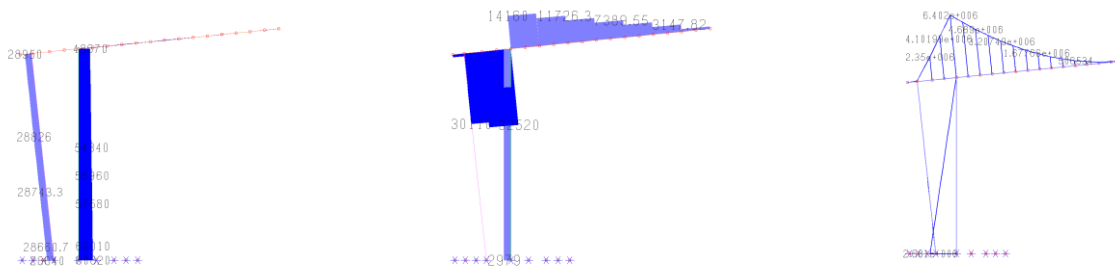


Figura 12: stati di sollecitazione (sforzo normale, taglio e momento) su pilastro e trave in legno maggiormente sollecitati.

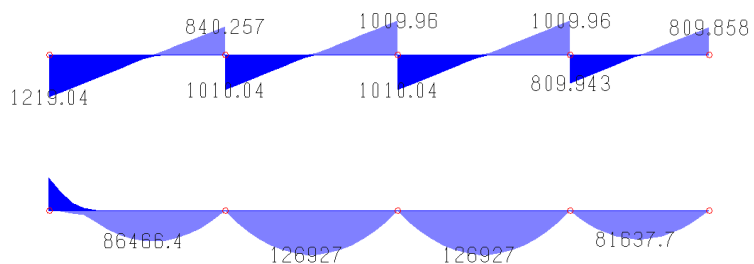


Figura 13: taglio e momento flettente sull'arcareccio più sollecitato.

Le verifiche degli elementi principali

Trave di copertura in L.L. BSH 11 (in corrispondenza dell'appoggio sul pilastro)

Classe di servizio 2

Coefficiente di sicurezza del materiale $\gamma_m = 1,3$

Prevalenza dei carichi di media durata $K_{mod} = 0,8$

Le resistenze Di progetto derivano dalle caratteristiche attraverso questa relazione:

$$R_d = (R_k * K_{mod}) / \gamma_m$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$b = 22 \text{ cm}$$

$$A = 3080 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 71867 \text{ cm}^3$$

La sezione più sollecitata è soggetta alle seguenti sollecitazioni :

$$M_{max} = 6402000 \text{ daNcm}$$

$$T_{max} = 32520 \text{ daN}$$

$$\sigma_{f//} = 6402000 / 71867 = 89.08 \text{ daN/cm}^2 < (240 \text{ daN/cm}^2 * 0.8) / 1.3 = 147.7 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau = 1.5 \times 32520 / 3080 = 15.83 < (27 \text{ daN/cm}^2 * 0.8) / 1.3 = 16.62 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = 46680 / (85 \times 22) = 24.9 < (55 \text{ daN/cm}^2 * 0.8) / 1.3 = 33.85 \text{ daN/cm}^2 \text{ (compressione } \perp \text{ alle fibre)}$$

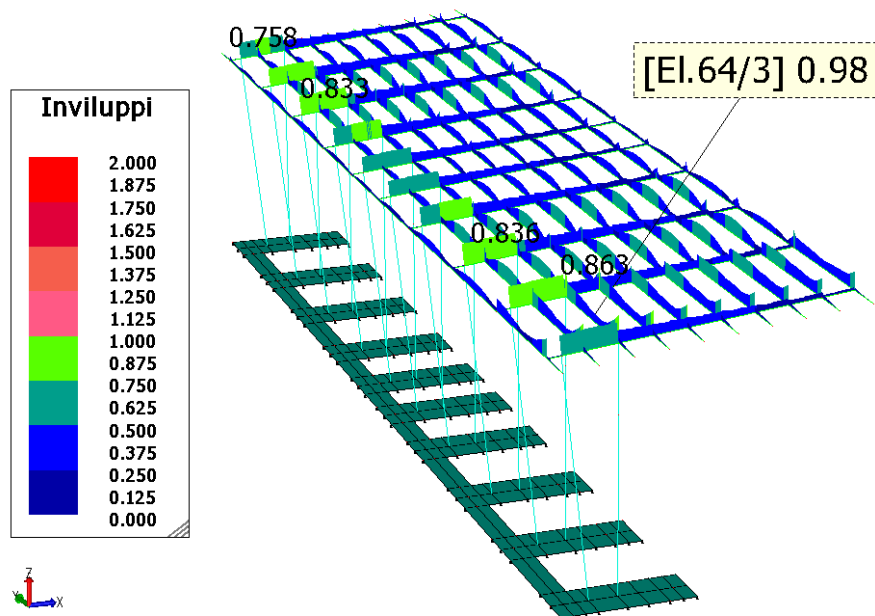


Figura 14: rappresentazione in mappa di colore per le verifiche delle travi e degli arcarecci di copertura.

Verifica degli arcarecci di copertura in L.L. BSH 11

Siccome l'inclinazione $\alpha < 5^\circ$. 30' (corrispondente ad una inclinazione del 10% circa del piano di falda) si trascura l'effetto dovuto alla flessione deviata.

$$i_c = 125 \text{ cm}$$

$$A = 23,1 \times 12 \text{ cm} = 277 \text{ cm}^2$$

$$W = (23,1^2 \times 12)/6 = 1067 \text{ cm}^3$$

$$J = (23,1^3 \times 12)/12 = 12326 \text{ cm}^4$$

$$q = 252 \text{ daN/m}$$

$$l = 515 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 126927 \text{ daNcm}$$

$$T_{\max} = 1220 \text{ daN}$$

$$\sigma_{f//} = 126927/1067 = 119 \text{ daN/cm}^2 < (240 \text{ daN/cm}^2 \times 0,8)/1,3 = 147,7 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau = 1,5 \times 1220/277 = 6,6 < (27 \text{ daN/cm}^2 \times 0,8)/1,3 = 16,62 \text{ daN/cm}^2$$

Per il calcolo delle deformazioni si distinguono i carichi permanenti dai sovraccarichi variabili;

$$P_{\text{perm}} = 33 \text{ daN/ml}$$

$$P_{\text{sovr_var}} = 194 \text{ daN/ml}$$

$$f_{\text{perm_ist}} = 5/384 \times (P_{\text{perm}} l^4/EJ) = 0,22 \text{ cm}$$

$$f_{\text{sovr_var_ist}} = 5/384 \times (P_{\text{sovr_var}} l^4/EJ) = 1,31 \text{ cm}$$

$$f_{\text{tot_ist}} = 5/384 \times (P_{\text{sovr_var}} l^4/EJ) = 1,53 \text{ cm} < 1/300 = 1,72 \text{ cm}$$

$$f_{\text{tot_fin}} = f_{\text{perm_ist}} \times (1 + k_{\text{def_perm}}) + f_{\text{sovr_var_ist}} (1 + k_{\text{def_media}}) = 0,22 \times (1 + 0,8) + 1,31 \times (1 + 0,25) = 2 < 1/200 = 2,57 \text{ cm}$$



Figura 15: posizionamento degli arcarecci in copertura.

Verifica pilastro in c.a.

La colonna realizzata con calcestruzzo ha le seguenti dimensioni e caratteristiche geometriche;

$L_x = 55$ cm

$L_y = 80$ cm

Verifica sezione alla base:

$N = 60820$ daN

$T = 2980$ daN

$M = 26810$ daNm

Si arma il pilastro con 5 $\Phi 20$ posteriormente e 5 $\Phi 20$ sul lato corto verso le tribune

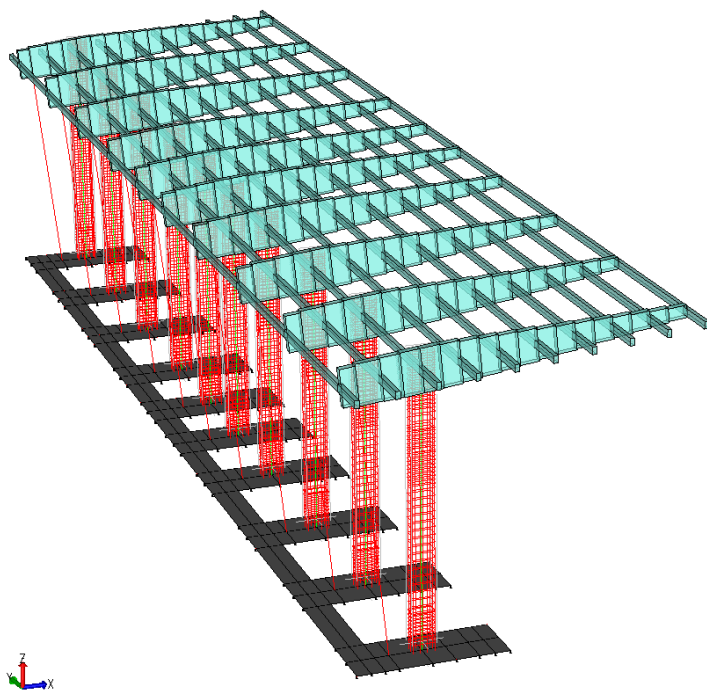
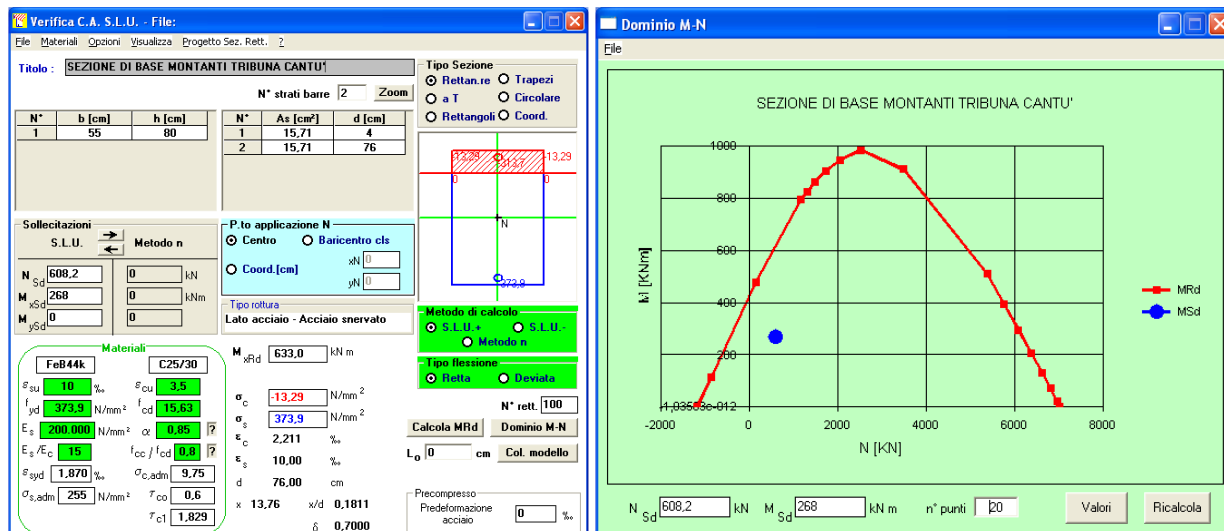


Figura 16: rappresentazione tridimensionale delle armature sui pilastri.

Verifica tirante metallico posteriore

Il tirante è realizzato utilizzando un profilato cavo circolare (UNI 7811-83) in acciaio Fe430;

$$\Phi = 13.97 \text{ mm}$$

$$sp. = 8.0 \text{ mm}$$

$$A = 33,10 \text{ cm}^2$$

$$i_c = 4,665 \text{ cm}$$

$$l_0 = 950 \times 0,7 \text{ cm} = 665 \text{ cm}$$

$$\lambda = 665 / 4,665 = 142$$

In condizioni di esercizio con neve e vento esso è soggetto ad un tiro di 29000 daN circa

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{29000 \text{ daN}}{33,10 \text{ cm}^2} = 876 \text{ daN/cm}^2 < 2750 \text{ daN/cm}^2$$

La condizione di vento (preso con $\gamma_q = 1,5$) che spirava al contrario, determina una spinta dal basso verso l'alto che, sottratti i pesi permanenti (presi con $\gamma_g = 1$ (in questo caso son da considerare a sfavore di sicurezza)), risulta di circa 43.25 daN/mq. In queste condizioni il tirante posteriore agisce da puntone ed è soggetto a sforzi di compressione stimabili in 6150 daN. La bassa snellezza del tirante contribuisce ad evitare fenomeni di instabilità.

Verifica perno tirante

Il perno è realizzato con un bullone M30 classe 8.8 filetto tutto esterno;

$$N_{\max} = 30000 \text{ daN}$$

$$A = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{res}} = 5.81 \text{ cm}^2$$

Lo sforzo agisce su due sezioni di taglio per cui si ha:

$$\tau_{\max} = 30000 \text{ daN} / (2 \times 5.81 \text{ cm}^2) = 2581.00 \text{ daN/cm}^2 < F_{d,V} 396 \text{ N/mm}^2$$

Verifica rifollamento lamiera

La lamiera centrale che realizza la giunzione a cerniera ha spessore 2 cm e larghezza 18

Il foro per il passaggio del perno ha diametro 31 mm

$$N_{\max} = 30000 \text{ daN}$$

$$A = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{res}} = 2 \times (18 - 3,1) = 29,8 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 30000 \text{ daN} / 29,8 \text{ cm}^2 = 1007 \text{ daN/cm}^2 < F_d = 2750 \text{ daN/cm}^2$$

Per l'elemento centrale la verifica rifollamento è soddisfatta; infatti:

$$\sigma_{\max \text{ rif}} = 30000 \text{ daN} / (3 \text{ cm} \times 3 \text{ cm}) = 3335 \text{ daN/cm}^2 < 2 \times F_d = 5500 \text{ daN/mm}^2$$

Verifica collegamento tirante legno posteriore

Si considera che lo sforzo trazione formi un angolo con le fibre della trave di 90 gradi

La resistenza a rifollamento si valuta nel seguente modo:

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d_{perno}) * \rho_k$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * 20) * 380 \text{ daN/mc} = 24,93 \text{ N/mm}^2 \text{ (considerando a favore di sicurezza un } \rho_k \text{ minore)}$$

La riduzione per inclinazione vale

$$K_{90} = 1,3 + 0,015 * d_{perno}$$

$$K_{90} = 1,3 + 0,015 * 20 \text{ mm} = 1,6$$

$$f_{h,90,k} = f_{h,0,k} / K_{90} = 24,93 / 1,6 = 15,58 \text{ N/mm}^2$$

Il momento caratteristico di snervamento vale

$$M_{y,k} = 0,08 * f_{u,k} * d_{perno}^3$$

$$M_{y,k} = 0,08 * f_{u,k} * d_{perno}^3 = 0,08 * 510 * 20^3 = 320000 \text{ Nmm}$$

essendo i perni realizzati con Acciaio classe S355 (Fe510)

Si assume come valore caratteristico di resistenza a taglio il minore tra i seguenti:

$$- R_k = f_{h,90,k} * t_1 * d_{perno} = 30220 \text{ N}$$

$$- R_k = f_{h,90,k} * t_1 * d_{perno} * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,k}}{f_{h,90,k} * d_{perno} * t_1^2}} - 1 \right] = 16826 \text{ N}$$

$$- R_k = 2,3 * \sqrt{M_{y,k} * f_{h,90,k} * d_{perno}} = 22618 \text{ N}$$

$$R_d = (R_k * K_{mod}) / \gamma_m = 1035 \text{ daN}$$

Ogni perno agisce su due sezioni di taglio per cui avendo 16 spinotti la portata della giunzione vale:

$$R_{res} = 16 * 2 * R_d = 33120 \text{ daN} > R_{ag}$$

La lamiera centrale che realizza la giunzione ha spessore 2 cm e larghezza 22 per una area netta

$$A_{res} = 2 * (22 - 2 * 2) = 36 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 30000 \text{ daN} / 36 \text{ cm}^2 = 833 \text{ daN/cm}^2 < F_d = 2750 \text{ daN/cm}^2$$

I progettisti

Arch. Elisa Cristiana Cattaneo

Ing. Franco Melocchi

Immagini dell'opera a lavorazioni concluse



Figura 17: la copertura ultimata.



Figura 18: particolari posteriori.



Figura 19: particolari laterali e del rivestimento.