



# CITTA' DI TORINO

VICE DIREZIONE GENERALE  
SERVIZI TECNICI

SETTORE EDILIZIA ABITATIVA PUBBLICA

## MANUTENZIONE STRAORDINARIA DIFFUSA PER MESSA IN SICUREZZA STABILI DEL PATRIMONIO RESIDENZIALE COMUNALE

LOTTO 2 C.O. 3959

PROGETTISTA ARCHITETTONICO: Arch. Alessandra Celoria

PROGETTISTA STRUTTURALE: Ing. Michele Mocchiola

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Arch. Tiziana Scavino

### PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO

CORSO LOMBARDIA, 121-123  
OPERE STRUTTURALI

Relazione di calcolo

NOME-FILE

RIFERIMENTO

ELABORATO

SA

REV	MODIFICHE	DATA	DISEGNATORE
-----	-----------	------	-------------

0

1

2

## Premessa

Il seguente elaborato costituisce la relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica come previsto al § 10.1 del Decreto ministeriale (infrastrutture) 14 gennaio 2008 : "Norme Tecniche per le Costruzioni" di seguito denominato NTC08.

## Descrizione dell'opera.

L'intervento prevede la sostituzione degli elementi di tenuta, dell'orditura principale e secondaria, della copertura dello stabile sito ai numeri civici 121 e 123 di corso Lombardia in Torino.

Attualmente la struttura è composta da travi in legno uso Trieste della sezione approssimativa di cm 16 x 16; superiormente è collocata l'orditura secondaria, costituita da listelli in legno, e quindi gli elementi di tenuta costituiti da tegole marsigliesi.

L'orditura ha un peso di ca. 0.10 kN/m<sup>2</sup>; le tegole marsigliesi hanno un peso di ca. 0.35 kN/m<sup>2</sup>. Il peso complessivo dell'attuale copertura ammonta pertanto a 0.45 kN/m<sup>2</sup>.

La nuova struttura è costituita da travi in legno lamellare della sezione di 16x24 cm, cui sono sovrapposti listelli in legno massiccio da costruzioni 8x12 cm e i pannelli isolanti accoppiati con lamiera in acciaio. L'orditura principale ha un peso di 0.14 kN/m<sup>2</sup>, quella secondaria un peso di ca. 0.02 kN/m<sup>2</sup>. I pannelli isolanti hanno un peso di ca. 0.15 kN/m<sup>2</sup>. La nuova struttura ha perciò un peso complessivo di 0.31 kN/m<sup>2</sup>.

La nuova soluzione determina pertanto una riduzione del carico complessivo agente sulla struttura. L'intervento si configura come un intervento di riparazione che interessa elementi isolati e che comporta un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti (par. 8.4.3 del D.M. 14/1/2008).

Nella presente relazione si prevede pertanto il dimensionamento e la verifica dei soli elementi realizzati ex-novo, omettendo pertanto, in applicazione del par. 8.4.3 del D.M. 14/1/2008, la verifica delle strutture esistenti per le quali comunque si registra una diminuzione delle condizioni di carico. Si riporta inoltre un breve dimensionamento dei parapetti collocati superiormente alla copertura dei vani scala.

## Riferimenti legislativi

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare alle seguenti norme:

- Legge n.1086 del 05/11/1971, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge n.64 del 02/02/74, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- Decreto Ministeriale (infrastrutture) del 14/01/2008, "Norme tecniche per le costruzioni" (di seguito NTC08);
- "Istruzioni per l'applicazione", Circolare ministeriale 617 del 2/1/2009 (di seguito CNTC08)

Inoltre si è tenuto presente delle seguenti referenze tecniche:

- CNR DT 206/2007 "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture di legno" (di seguito CNR206);
- UNI EN 1995-1-1: 2005: "Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici" (di seguito EC5).

## Materiali

La struttura portante della copertura è realizzata in legno lamellare combinato GL24c, avente le seguenti caratteristiche conformi UNI EN 1194:1999

$f_{mk}$ [MPa]	24
----------------	----

$f_{t0k}$ [MPa]	14
$f_{t90k}$ [MPa]	0.35
$f_{c0k}$ [MPa]	21
$f_{c90k}$ [MPa]	2.4
$f_{vk}$ [MPa]	2.2
$E_{0k}$ [MPa]	9400
$E_{0m}$ [MPa]	11600
$E_{90m}$ [MPa]	320
$G_m$ [MPa]	590

Da cui ricaviamo i seguenti valori di calcolo

	Durata breve	Durata istantanea
$f_{md}$ [MPa]	14.4	16.0
$f_{t0d}$ [MPa]	8.4	9.33
$f_{t90d}$ [MPa]	0.21	0.233
$f_{c0d}$ [MPa]	12.6	14.0
$f_{c90d}$ [MPa]	1.44	1.60
$f_{vd}$ [MPa]	1.32	1.47

Gli arcarecci sono realizzati in legno massiccio da costruzioni, classe C16, avente le seguenti caratteristiche conformi UNI EN 338:2009

$f_{mk}$ [MPa]	16
$f_{t0k}$ [MPa]	10
$f_{t90k}$ [MPa]	0.5
$f_{c0k}$ [MPa]	17
$f_{c90k}$ [MPa]	2.2
$f_{vk}$ [MPa]	1.8
$E_{0k}$ [MPa]	5400
$E_{0m}$ [MPa]	8000
$E_{90m}$ [MPa]	270
$G_m$ [MPa]	500

Da cui ricaviamo i seguenti valori di calcolo

	Durata breve
$f_{md}$ [MPa]	9.6
$f_{t0d}$ [MPa]	6.0
$f_{t90d}$ [MPa]	0.3
$f_{c0d}$ [MPa]	10.2
$f_{c90d}$ [MPa]	1.32
$f_{vd}$ [MPa]	1.08

I parapetti sono realizzati in acciaio da carpenteria S235, zincato a caldo, avente le seguenti caratteristiche

$f_{yk}$ [MPa]	235
$f_{uk}$ [MPa]	360

In tal caso avremo una tensione di calcolo  $f_{yd}$  pari a 223 Mpa.

## Calcolo azioni

### Classe di servizio

La struttura viene assegnata alla classe di servizio 2, caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.

### Carichi permanenti

Su indicazioni del progettista architettonico, l'elemento di tenuta della copertura è costituito da una doppia lamiera grecata in acciaio zincato accoppiata con isolante termico (tipo Isolpack) del peso di 0.13 kN/m<sup>2</sup>.

### Neve

Il carico neve è stato calcolato secondo il par. 3.4 delle NTC 08

Zona	1
Altitudine [m]	239
Periodo di Ritorno [anni]	50
$q_{sk}$ (carico neve al suolo)	1.5628 kN/m <sup>2</sup>

Considerata la geometria della copertura ed il relativo schema statico (due travi semplicemente appoggiate), si è calcolato il carico come se avessimo una copertura ad una falda.

$\alpha$ (inclinazione della falda [°])	22
$\mu_1$	0.8
$q_{neve} (\mu_1 q_{sk})$	1.2502

Dovendo valutare l'effetto locale determinato dalla formazione di accumuli a ridosso della falda più bassa, si applica il par. C3.4.5.7.1 delle CNTC08, ottenendo

$h$ (altezza parapetto) [m]	$\mu_2 (\gamma h / q_{sk})$	$l_s (2 h)$ [m]
1.5	1.92	3

Sulla falda più alta si assume pertanto un carico uniforme di 1.26 kPa. Sulla falda più bassa si assume invece un carico variabile linearmente da 3.01 kPa a 1.26 kPa per una larghezza di 3 m. Il carico neve appartiene alla classe di durata breve.

### Vento

Zona	1
Altitudine	239
Periodo di Ritorno [anni]:	50
Classe di rugosità del terreno	A
Distanza dalla costa [km]	100
Categoria di esposizione del sito	5
Tipologia di costruzione	Edifici a pianta rettangolare con coperture piane a falde inclinate o curve
$v_{ref}$ (velocità di riferimento) [m/s <sup>2</sup> ]	25

$q_{ref}$ (pressione cinetica di riferimento) [kPa]	0.3906
$C_d$ (coefficiente dinamico)	1
$C_f$ (coefficiente d'attrito)	0.04

Sulla falda della copertura esposti al vento, la pressione del vento varia da 204 a 214 Pa. Sulla falda sottovento, la depressione varia da 326 a 342 Pa. Operando a favore di sicurezza assumiamo pertanto una pressione uniforme di 220 Pa sulle falde esposte al vento ed una depressione di 350 Pa sulle falde sottovento.

L'azione tangenziale varia da 32.6 Pa a 34.2 Pa. Si assume pertanto un'azione di 35 Pa.

L'azione del vento appartiene alla classe di durata breve.

### **Carichi variabili orizzontali**

Sui parapetti situati superiormente alla copertura dei vani scala si considera agente un carico orizzontale di 1.00 kN/m (tab. 3.1.11 delle NTC 08).

### **Carichi esercitati da ancoraggi linea-vita**

I carichi trasmessi dagli ancoraggi delle linee vita sono dichiarati da ciascun produttore in riferimento al proprio prodotto a seguito di specifiche prove sperimentali.

Nel nostro caso, non conoscendo a priori il modello di linea-vita che verrà installato, si effettueranno i calcoli considerando un'azione sui paletti di estremità pari a 15 kN.

L'azione della linea vita appartiene alla classe di durata istantanea.

## **Verifiche**

La verifica delle sezioni e delle membrature in legno è svolta in conformità con il par. 4.4 delle NTC08.

La simbologia utilizzata, ove non espressamente indicato, si riferisce al suddetto paragrafo delle NTC08.

L'analisi numerica è condotta considerando un comportamento elastico-lineare degli elementi. Il calcolo delle frecce è stato effettuato tenendo conto dell'influenza del taglio sulla deformata.

Il sistema di riferimento delle aste ha l'origine nel primo nodo dell'asta; gli assi y e z sono coincidenti con gli assi principali della sezione (per aste orizzontali: asse y orizzontale, asse z verticale); l'asse x è orientato come l'asta. Le rotazioni sono considerate positive se antiorarie.

### **Verifica Stato Limite Ultimo**

La verifica flessionale viene effettuata mediante le espressioni (par. 4.4.8.1.6 NTC 08):

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,y} f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \text{Imp}_{N,1} \leq 1 \quad \text{e} \quad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{k_{crit,z} f_{m,z,d}} = \text{Imp}_{N,2} \leq 1$$

La verifica degli sforzi taglianti viene effettuata verificando che

$$\frac{\sqrt{\tau_{y,max,d}^2 + \tau_{z,max,d}^2}}{f_{v,d}} = \text{Imp}_T \leq 1$$

### **Arcarecci**

Gli arcarecci sono realizzati in legno massiccio C16 ed hanno una sezione di 80x120 mm. La distanza tra i puntoni su cui poggiano gli arcarecci è di 1 m. L'interasse tra gli arcarecci è di 1.50 m.

Gli arcarecci più sollecitati sono quelli sulla falda più bassa, a ridosso del muretto di separazione, per i quali il carico neve è pari a 3.01 kN/m<sup>2</sup>. Su di questi agisce pertanto un carico verticale lineare pari a

$$q = \gamma_{G,1} G_1 + \gamma_{G,2} G_2 i + \gamma_Q Q_{k,neve} i_0 + \psi_0 \gamma_Q Q_{k,vento} i =$$

$$= 1.3 \cdot 0.036 + 1.5 \cdot 0.140 \cdot 1.50 + 1.5 \cdot 3.01 \cdot 1.398 + 0.6 \cdot 1.5 \cdot 0.22 \cdot 1.50 = 6.85 \text{ kN/m}$$

Scomponiamo q lungo le due direzioni centrali di inerzia dell'arcareccio, ottenendo

$$q_z = q \cdot \cos \alpha = 6.38 \text{ kN/m} \text{ e } q_y = q \cdot \sin \alpha = 2.49 \text{ kN/m}$$

di conseguenza, considerando di avere a che fare con una trave semplicemente appoggiata, abbiamo le seguenti caratteristiche di sollecitazione massime

$$M_{Sd,y} = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = \frac{6.38 \cdot 1^2}{8} = 0.798 \text{ kN m} \quad , \quad M_{Sd,z} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = \frac{2.49 \cdot 1^2}{8} = 0.311 \text{ kN m}$$

$$T_{Sd,z} = \frac{q_z \cdot l}{2} = \frac{6.38 \cdot 1}{2} = 3.19 \text{ kN} \quad , \quad T_{Sd,y} = \frac{q_y \cdot l}{2} = \frac{2.49 \cdot 1}{2} = 1.25 \text{ kN/m}$$

Le formule sopra riportate ci danno:

Imp<sub>T</sub>: 0.495683

Imp<sub>N1</sub>: 0.685647

Imp<sub>N2</sub>: 0.562248

Verificato.

### Passafuori

I passafuori vengono realizzati con la stessa tipologia di trave già impiegata per gli arcarecci. I carichi permanente e variabile vengono trasmessi al passafuori tramite un listello disposto lungo la linea di gronda a collegamento degli arcarecci. Il passafuori perciò è sollecitato da un carico distribuito dato dal relativo peso proprio, e da un carico concentrato in punta determinato dal carico permanente e dal carico variabile.

Calcoliamo momento e taglio usando le formule relative alla trave incastrata ad una sola estremità, ottenendo

$$q_{G1} = \gamma_{G1} G_1 = 1.3 \cdot 0.036 = 0.047 \text{ kN/m}$$

$$P_{G2+Q} = \gamma_{G2} G_2 \frac{l}{2} + \gamma_Q Q_{k,neve} \frac{l}{2} + \psi_0 \gamma_Q Q_{k,vento} \frac{l}{2} =$$

$$= \frac{1.5 \cdot 0.140 \cdot 1.0}{2} + \frac{1.5 \cdot 1.26 \cdot 0.96}{2} + 1.5 \cdot 0.60 \cdot 0.22 \frac{0.036 \cdot 1.0}{2} = 1.08 \text{ kN}$$

da cui

$$M_{Sd,y} = \frac{q_{G1} \cdot l^2}{2} + P_{G2,Q} l = \frac{0.047 \cdot 1.00}{2} + 1.08 \cdot 1.00 = 1.04 \text{ kN m}$$

e

$$T_{Sd,z} = q_{G1} \cdot l + P_{G2,Q} = 0.047 \cdot 1.00 + 1.08 = 1.13 \text{ kN}$$

Le verifiche della sezione ci danno

Imp<sub>T</sub>: 0.163484

Imp<sub>N1</sub>: 0.746366

Imp<sub>N2</sub>: 0.522456

Verificato.

### Puntoni

Il puntone della falda superiore ha una lunghezza massima di 7.00 m. Su di esso il carico neve ed il carico vento hanno una distribuzione uniforme ( $Q_{neve} = 1.26 \text{ kN/m}^2 - Q_{vento} = 220 \text{ N/m}^2$ ).

Il puntone della falda inferiore ha invece una lunghezza massima di 5.60 m, ma è soggetto ad un carico neve che per una lunghezza di 3 m ha un andamento trapezoidale ( $Q_{neve} = 3.01 \rightarrow 1.26$  kN/m<sup>2</sup> -  $Q_{vento} = 220$  N/m<sup>2</sup>).

I puntoni vengono realizzati con travi in legno lamellare classe GL24c.

Verifichiamo prima il puntone della falda superiore, avente lunghezza in pianta di 7.00 m, ottenendo

$$q = \gamma_{G,1} G_1 + \gamma_{G,2} G_2 i + \gamma_Q Q_{k,neve} i + \psi_0 \gamma_Q Q_{k,vento} i = \\ = 1.3 \cdot 0.135 + 1.5 \cdot 0.166 \cdot 1.00 + 1.5 \cdot 3.01 \cdot 1.00 + 0.6 \cdot 1.5 \cdot 0.22 \cdot 1.00 = 2.51 \text{ kN/m}$$

Le caratteristiche di sollecitazione sono quindi

$$M_{Sd,y} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{2.51 \cdot 7.00^2}{8} = 15.4 \text{ kN m}$$

$$T_{Sd,z} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{2.51 \cdot 7.00}{2} = 8.79 \text{ kN}$$

Imp<sub>T</sub>: 0.260121

Imp<sub>N1</sub>: 0.908156

Imp<sub>N2</sub>: 0.635709

Verificato

Passiamo quindi al puntone in basso, avente lunghezza in pianta di 5.60 m, ottenendo

$$q = \gamma_{G,1} G_1 + \gamma_{G,2} G_2 i + \gamma_Q Q_{k,neve} i + \psi_0 \gamma_Q Q_{k,vento} i = \\ = 1.3 \cdot 0.135 + 1.5 \cdot 0.166 \cdot 1.00 + 1.5 \cdot 3.01 \cdot 1.00 + 0.6 \cdot 1.5 \cdot 0.22 \cdot 1.00 = 5.14 \text{ kN/m}$$

Le caratteristiche di sollecitazione sono quindi

$$M_{Sd,y} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5.14 \cdot 5.60^2}{8} = 12.33 \text{ kN m}$$

$$T_{Sd,z} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{5.14 \cdot 5.60}{2} = 10.7 \text{ kN}$$

Imp<sub>T</sub>: 0.316643

Imp<sub>N1</sub>: 0.727114

Imp<sub>N2</sub>: 0.50898

Verificato.

Per quanto riguarda la verifica degli appoggi, assumendo come combinazione di carico quella in cui la neve è il carico variabile principale, abbiamo nel caso più sfavorevole nel contatto tra il dormiente ed il puntone uno sforzo agente pari a 10,7 kN.

La superficie di appoggio minima del puntone ha dimensioni 160x100 mm. La tensione resistente per compressione perpendicolare alle fibre, per durata del carico breve, è pari a 1.44 MPa. Pertanto il carico massimo resistente in appoggio pari a 23,04 kN.

### **Ancoraggi Linea-vita**

I paletti di ancoraggio del sistema anticaduta sono fissati su supporti realizzati intersecando due travi in legno GL24C di sezione 160x240 mm. Per motivi geometrici, solo una delle due travi potrà

essere continua, la seconda dovrà necessariamente interrompersi sull'incrocio. Se ne ripristina la continuità mediante l'impiego di due piastre sagomate dello spessore di 4 mm, disposte una all'intradosso ed una all'estradosso, collegate alle due travi con 3 barre filettate M12 da ciascun lato.

Per la verifica della trave continua si fa riferimento ad una trave semplicemente appoggiata soggetta ad una coppia concentrata in mezzera il cui valore è pari al prodotto del carico agente per l'altezza del paletto rispetto all'asse della trave. Otteniamo così

$Q_{k,linea-vita}$ [kN]	15
$\gamma_{Qlinea-vita}$	2
$Q_{d,linea vita}$ [kN]	30
$M_{Sd}$ [kN m]	9,3
$N_{Sd}$ [kN]	15
$T_{Sd}$ [kN]	16,17

Le formule di verifica già viste ci danno

$Imp_{N,1}$	0,89
$Imp_{N,2}$	0,64
$Imp_T$	0,72

Per la trave interrotta, a seguito del carico agente sul paletto, nasceranno nelle giunzioni degli sforzi calcolabili secondo la formula

$$F_{coll-sup} = \frac{1}{2} \frac{Q_{d, linea-vita} \cdot (d_1 + d_2)}{d_1}$$

$$F_{coll-inf} = F_{sup} - \frac{1}{2} Q_{d, linea-vita}$$

in cui  $F_{coll-sup}$  è lo sforzo che agisce sulla giunzione superiore, il maggiore dei due, e  $F_{coll-inf}$  è lo sforzo che agisce sulla giunzione inferiore.

Verifichiamo la giunzione per  $F_{coll-sup}$ .

$F_{Sd, coll, sup}$ [kN]	73,93
$F_{Sd, coll, inf}$ [kN]	58,93

Calcoliamo il numero efficace usando la formula 8.34 dell'EC5, nell'ipotesi di avere tre barre filettate M12, ottenendo

$$n_{ef} = n^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} = 3^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{70}{1312}} = 2.22$$

La capacità resistente della singola giunzione, per ciascun piano di taglio, è invece pari, per una classe di durata del carico istantanea, a 18.65 kN.

La resistenza complessiva del collegamento è pertanto pari a

$$F_{Rd, coll} = n_{ef} \cdot F_{Rd, 1} = 2.22 \cdot 2 \cdot 18.65 \text{ kN} = 82.81 \text{ kN} > F_{Sd, coll}$$



Per quanto riguarda gli appoggi delle travi di sostegno sui puntoni, su di essi agisce uno sforzo pari a

$$F_{sd} = Q_{d, \text{linea-vita}} \frac{d}{l} = 30.0 \frac{0.62}{1.18} \text{ kN} = 15.8 \text{ kN}$$

Realizziamo l'appoggio con una connessione legno-legno con due barre filettate M12. Nel caso in questione la resistenza di progetto è pari, per carichi istantanei, a 10.0 kN. Il numero efficace è pari a

$$n_{ef} = n^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} = 2^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{100}{13 \cdot 12}} = 1.67$$

La resistenza complessiva è pari a

$$F_{Rd} = n_{ef} \cdot F_{Rd,1} = 1.67 \cdot 10.0 \text{ kN} = 16.7 \text{ kN} > F_{sd}$$

### **Parapetti copertura vani scala**

La distanza tra i montanti del parapetto è di 1.50 m.

Di conseguenza il momento massimo agente sul mancorrenti superiore del parapetto è dato da

$$M_{sd} = \frac{\gamma_Q \cdot H_k \cdot l^2}{8} = \frac{1.5 \cdot 1.0 \cdot 1.50^2}{8} \text{ kNm} = 0.422 \text{ kNm}$$

I mancorrenti saranno realizzati con scatolari 40x40x2. Il rispettivo momento resistente è dato da

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot W = 223 \cdot 3.668 \cdot 10^{-6} \text{ kNm} = 0.818 \text{ kNm} > M_{sd}$$

Nel punto più sollecitato dei mancorrenti agisce un momento pari a

$$M_{sd} = \gamma_Q \cdot H_k \cdot i \cdot h = 1.5 \cdot 1.00 \cdot 1.50 \cdot 1.25 \text{ kNm} = 2.812 \text{ kNm}$$

ed un taglio dato da

$$V_{sd} = \frac{\gamma_Q \cdot H_k \cdot (i_1 + i_2)}{i_2} = 1.5 \cdot 1.00 \cdot \frac{(1.25 + 0.40)}{0.40} \text{ kN} = 6.19 \text{ kN}$$

Realizziamo i montanti con scatolari 40x80x3, ottenendo

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot W = 223 \cdot 13.963 \cdot 10^{-6} \text{ kNm} = 3.11 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \cdot A_z = 223 \cdot 480.0 \cdot 10^{-3} \text{ kN} = 61.8 \text{ kN}$$

Il taglio agente è minore della metà del taglio resistente, perciò possiamo trascurare la sua influenza sul momento, che è maggiore del momento agente.

### **Verifica Stato Limite di Deformazione**

Le verifiche allo stato limite di deformazione sono state realizzate secondo quanto indicato nel par. 6.4.3 della CNR206, verificando quindi che sia

$$u_{2,ist} \leq \frac{L}{300}, \quad u_{2,fin} \leq \frac{L}{200} \quad \text{e} \quad u_{net,fin} \leq \frac{L}{250}$$

Operando a favore di sicurezza, le frecce sono state calcolate utilizzando le formule valide per travi semplicemente appoggiate soggette a carico uniforme. Si è inoltre tenuto conto dell'influenza del taglio sulla deformata.

Nel caso della trave appoggiata soggetta a carico uniforme abbiamo:

$$u_{1,ist} = q_G \left( \frac{5}{384} \frac{L^4}{EJ} + \frac{1}{8} l \frac{L^2}{GA} \right)$$
$$u_{2,ist} = q_Q \left( \frac{5}{384} \frac{L^4}{EJ} + \frac{1}{8} l \frac{L^2}{GA} \right)$$

Per i passafuori sono state usate le formule relative alla trave incastrata ad un estremo e libera nell'altro:

$$u_{1,ist} = q_G \left( \frac{1}{8} \frac{L^4}{EJ} + \frac{1}{2} t \frac{L^2}{GA} \right) + P_G \left( \frac{1}{3} \frac{L^3}{EJ} + t \frac{L}{GA} \right)$$

$$u_{2,ist} = q_Q \left( \frac{1}{8} \frac{L^4}{EJ} + \frac{1}{2} t \frac{qL^2}{GA} \right) + P_Q \left( \frac{1}{3} \frac{L^3}{EJ} + t \frac{L}{GA} \right)$$

Le deformazioni differite sono state calcolate usando le formule della CNR206

$$u_{2,fin} = u_{2,ist,neve} (1 + \psi_{2,neve} k_{def}) + \psi_{2,vento} u_{2,ist,vento} (1 + k_{def})$$

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} (1 + k_{def}) + u_{2,ist,neve} (1 + \psi_{2,neve} k_{def}) + \psi_{2,vento} u_{2,ist,vento} (1 + k_{def})$$

Considerando la classe di servizio 2 adottata, si è assunto un  $k_{def}$  pari a 0.8.

### Arcarecci

Le frecce lungo le due direzioni sono state calcolate dopo avere scomposto i carichi lungo le due direzioni principali. I due valori così ottenuti sono infine stati sommati vettorialmente.

Di seguito si riportano le verifiche sia dei soli arcarecci più sollecitati.

$k_{def}$	0,8
$u_{1,ist}$	
q [kN/m]	0,246
$q_z$ [kN/m]	0,229196042
$u_{1,z}$ [mm]	0,037
$q_y$ [kN/m]	0,0893598027
$u_{1,y}$ [mm]	0,0145644391
$u_{1,ist}$ [mm]	0,0400946723
$u_{2,in,neve}$	
q [kN/m]	4,4045858925
$q_z$ [kN/m]	4,1037140372
$u_{2,z}$ [mm]	0,669
$q_y$ [kN/m]	1,5999712452
$u_{2,y}$ [mm]	0,5433387594
$U_{2,in,neve}$ [mm]	0,8617291712
$u_{2,in,vento}$	
q [kN/m]	0,33
$q_z$ [kN/m]	0,3074581051
$u_{2,z}$ [mm]	0,050
$q_y$ [kN/m]	0,1198729061
$u_{2,y}$ [mm]	0,0407079791
$u_2$ [mm]	0,0645623978
$u_{2,in}$	

$u_{2,in}$ [mm]	1,1398792856
$u_{2,in,lim}$ [mm]	3,3333333333
$U_{2,fin}$	
$u_{2,fin}$ [mm]	1,0908424825
$u_{2,fin,lim}$ [mm]	5
$U_{net,fin}$	
$u_{net,fin}$ [mm]	1,1448241144
$u_{net,fin,lim}$ [mm]	5

Tutti i valori delle deformazioni sono minori dei corrispondenti valori limite ( $u_{2,in} < u_{2,in,lim}$ ,  $u_{2,fin} < u_{2,fin,lim}$ ,  $u_{net,fin} < u_{net,fin,lim}$ ).

### **Passafuori**

Per i passafuori invece abbiamo

$k_{def}$	0,8
$U_{1,ist}$	
$q$ [kN/m]	0,036
$q_z$ [kN/m]	0,036
$P$ [kN]	0,07
$u_{1,z}$ [mm]	0,256
$U_{2,in,neve}$	
$P$ [kN]	0,5869654734
$u_{2,z}$ [mm]	1,8119212983
$U_{2,in,vento}$	
$P$ [kN]	0,102486035
$u_{2,z}$ [mm]	0,3163672108
$U_{2,in}$	
$u_{2,in}$ [mm]	2,0017416248
$u_{2,in,lim}$ [mm]	6,2112748506
$U_{2,fin}$	
$u_{2,fin}$ [mm]	1,8119212983
$u_{2,fin,lim}$ [mm]	9,3169122759
$U_{net,fin}$	
$u_{net,fin}$ [mm]	2,271983558
$u_{net,fin,lim}$ [mm]	9,3169122759

Tutti i valori delle deformazioni sono minori dei corrispondenti valori limite ( $u_{2,in} < u_{2,in,lim}$ ,  $u_{2,fin} < u_{2,fin,lim}$ ,  $u_{net,fin} < u_{net,fin,lim}$ ).

**Puntoni**

Si riporta di seguito nella colonna 1 la verifica del puntone della falda superiore e nella colonna 2 la verifica del puntone della falda inferiore.

$k_{def}$	0,8	
$u_{1,ist}$		
q [kN/m]	0,3001596071	0,3001596071
$u_{1,ist}$ [mm]	4,444	1,833
$u_{2,ist,neve}$		
q [kN/m]	1,26	2,135
$u_{2,ist,neve}$ [mm]	18,6560649068	13,0389498357
$u_{2,ist,vento}$		
q [kN/m]	0,22	0,22
$u_{2,ist,vento}$ [mm]	3,2574081583	1,3435920205
$u_{2,ist}$		
$u_{2,ist}$ [mm]	20,6105098018	13,845105048
$u_{2,ist,lim}$ [mm]	23,3333333333	18,6666666667
$u_{2,fin}$		
$u_{2,fin}$ [mm]	18,6560649068	13,0389498357
$u_{2,fin,lim}$ [mm]	35	28
$u_{net,fin}$		
$u_{net,fin}$ [mm]	26,6557750686	16,3386120879
$u_{net,fin,lim}$ [mm]	35	28

Tutti i valori delle deformazioni sono minori dei corrispondenti valori limite ( $u_{2,in} < u_{2,in,lim}$ ,  $u_{2,fin} < u_{2,fin,lim}$ ,  $u_{net,fin} < u_{net,fin,lim}$ ).