



RELAZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE		
Data stampa: 02/08/2012	Relazione progetto definitivo	1 di 20

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
3.1	CALCESTRUZZO .....	6
3.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO AD ADERENZA MIGLIORATA.....	6
3.3	MURATURA PORTANTE .....	6
3.4	LEGNO GL24C PER TRAVI COPERTURA .....	7
<b>4</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI STATICI E DINAMICI.....</b>	<b>8</b>
4.1	AZIONI DEL VENTO.....	8
4.2	AZIONI DELLA NEVE .....	8
4.3	CARICHI SUI SOLAI.....	9
4.3.1	<i>Solaio tipo 1 (copertura in legno e canna lacustre).....</i>	<i>9</i>
4.4	AZIONI SISMICHE .....	9
4.4.1	<i>Parametri sismici.....</i>	<i>9</i>
<b>5</b>	<b>ANALISI DEFINITIVE CONDOTTE .....</b>	<b>11</b>
5.1	MODELLAZIONE NUMERICA.....	11
5.1.1	<i>Trave di copertura .....</i>	<i>11</i>
5.1.2	<i>Telaio di copertura .....</i>	<i>13</i>
5.2	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	14
5.2.1	<i>Verifica trave.....</i>	<i>15</i>
5.2.2	<i>Verifica catene .....</i>	<i>17</i>
5.3	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	19
5.3.1	<i>Verifica degli elementi in legno lamellare .....</i>	<i>19</i>
<b>6</b>	<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>20</b>



RELAZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE		
Data stampa: 02/08/2012	Relazione progetto definitivo	2 di 20

## 1 INTRODUZIONE

Con la presente relazione metodologica e di calcolo si analizzano le principali informazioni (analisi dei carichi, normative, azioni statiche e dinamiche) assunte alla base della modellazione strutturale dell'edificio e si svolgono calcoli di larga massima con lo scopo di fornire un primo dimensionamento degli elementi strutturali e mettere in luce possibili carenze strutturali dell'edificio.

In particolare, il presente progetto definitivo si riferisce alla realizzazione di un Centro Visite e di un Rifugio Escursionistico in località Monte Bibebe, nel Comune di Monterenzio, in Provincia di Bologna.

I due fabbricati di nuova esecuzione, denominati edificio A ed edificio B, sono strutturalmente identici; nel proseguo della presente relazione si farà riferimento soltanto al primo dei due, ma quanto riportato risulta valido anche per l'altro.

La pianta dei due edifici di nuova realizzazione risulta suddivisa in tre ambienti principali destinati ad uso rispettivamente di aula multiuso, reception e cucina e bagni per quanto riguarda il Centro Visite e camere del rifugio, bagni e appartamento del custode per quanto riguarda il Rifugio Escursionistico.

I calcoli sono stati svolti utilizzando il programma Eng, versione 8, prodotto dalla SIGMAc Soft snc e in particolare gli applicativi TCONT "travi continue" e TRSP "telai piani"; le verifiche di resistenza sono state svolte manualmente in un secondo momento.

Il Centro Visite (e il Rifugio Escursionistico) del Monte Bibebe avrà pianta rettangolare di dimensioni 22.4x6.93 m, sarà realizzato in muratura portante in blocchi di laterizio alveolato (tipo Poroton) e malta a prestazione garantita, ad un piano, con copertura a due falde inclinate in legno lamellare.

Le pareti portanti perimetrali esterne e le due pareti trasversali interne presentano uno spessore di 30 cm, le tramezzature interne inserite per separare i diversi locali dell'edificio presentano spessore di 10 cm e sono prive di funzione strutturale.

Sul lato Ovest è presente un doppio volume, mentre sul lato Est del fabbricato, al di sopra del locale adibito a cucina, sarà realizzato un solaio in legno con funzione di controsoffittatura, disposto alla quota di 2.7 m dal livello del piano campagna.

La copertura poggiate sulle pareti portanti esterne in muratura, sarà costituita da puntoni in legno lamellare vincolati in corrispondenza del punto di colmo, posti ad interasse di circa 55



RELAZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE		
Data stampa: 02/08/2012	Relazione progetto definitivo	3 di 20

cm l'uno dall'altro, ortogonali al lato maggiore della pianta. Per ogni coppia di travi, di dimensioni pari a 15x18 cm, saranno realizzati due ordini di catene, alle quote di 2.5 e 5.1 m dal piano campagna. Tali elementi, inseriti allo scopo di contrastare la spinta orizzontale generata dal solaio a due falde inclinate, sono costituiti da due pannelli accoppiati in legno lamellare di sezione 4x20 cm, imbullonati ai puntoni, uno per ogni lato.

La quota del punto di colmo è pari a circa 5.8 m dal piano campagna, le due falde simmetriche presentano un'inclinazione di circa 45° rispetto all'asse orizzontale.

Al di sopra delle travi principali verrà disposto un doppio assito in legno e un manto di copertura in canna lacustre dello spessore di circa 30 cm.

In sommità a tutte le pareti portanti in muratura sarà realizzato un cordolo in c.a. di dimensioni 30x30 cm, che permette di ottenere una corretta ripartizione delle azioni orizzontali e verticali provenienti dalla copertura a falde sulle pareti sottostanti, garantendo un comportamento scatolare della struttura nel suo complesso.

Le travi principali di copertura avranno un appoggio in corrispondenza del suddetto cordolo, e in sommità saranno vincolate fra loro mediante l'inserimento di piastre metalliche e bulloni.

Si prevede di realizzare fondazioni superficiali costituite da travi a sezione rettangolare di dimensioni pari a 1.3 x 0.4 m in corrispondenza delle pareti disposte sui lati Nord e Sud della pianta (lato maggiore) e 0.8 x 0.4 m al di sotto delle pareti portanti disposte lungo l'asse trasversale della pianta dell'edificio. Tali elementi si imposteranno alla profondità di 0.51 m dal piano campagna, al di sopra di uno strato di materiale granulometrico stabilizzato (magrone) di 10 cm.

Il solaio del piano terra, costituito da una soletta in calcestruzzo alleggerito, armata con rete elettrosaldata Ø8/ 20x20 cm di spessore 11 cm, sarà realizzato al di sopra di un vespaio areato di altezza pari a 40 cm.

La presente relazione è stata sviluppata in accordo con il D.M. 18 Dicembre 1975 *“Norme tecniche relative all'edilizia scolastica, ivi compresi gli indici minimi di funzionalità didattica, edilizia e urbanistica da osservarsi nell'esecuzione di opere di edilizia scolastica”* e con il D.M. 14 Gennaio 2008 *“Norme tecniche per le costruzioni”*.



*Figura 1.1 – Individuazione dell'area oggetto di intervento*



RELAZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE		
Data stampa: 02/08/2012	Relazione progetto definitivo	5 di 20

## 2 NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO

- Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008, "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare C.S.LL.PP. n. 617 del 02 Febbraio 2009, "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008".



### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nelle opere si utilizzeranno materiali di buona qualità, esenti da vizi di qualunque tipo, aventi le caratteristiche tecniche di seguito riportate.

#### 3.1 Calcestruzzo

- ✓ Calcestruzzo cementizio per opere in elevazione e fondazione:
  - classe C25/30;
  - classe di esposizione: XC1(elevazione), XC2 (fondazione);
  - classe di consistenza: S4;
  - resistenza caratteristica cilindrica:  $f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$ ;
  - resistenza caratteristica a trazione:  $f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$ ;
  - resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$ ;
  - resistenza di calcolo a trazione:  $f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$ ;
  
- ✓ Calcestruzzo inerte di sottofondazione:
  - classe C12/15;
  - resistenza caratteristica cilindrica:  $f_{ck} = 12.45 \text{ N/mm}^2$ ;
  - resistenza caratteristica a trazione:  $f_{ctk} = 1.13 \text{ N/mm}^2$ ;
  - resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = 7.06 \text{ N/mm}^2$ ;
  - resistenza di calcolo a trazione:  $f_{ctd} = 0.75 \text{ N/mm}^2$ ;

#### 3.2 Acciaio per cemento armato ad aderenza migliorata

- ✓ Acciaio per cemento armato e rete elettrosaldata:
  - tipo B450C;
  - resistenza caratteristica snervamento:  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ ;
  - resistenza caratteristica a rottura:  $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ ;
  - resistenza di calcolo:  $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$ ;

#### 3.3 Muratura portante

- ✓ Muratura portante di I categoria, classe di esecuzione 2, in elementi artificiali semipieni
  - Coefficiente di sicurezza  $\gamma_m$  materiale 2.5
  - resistenza caratteristica a compressione dell'elemento:  $f_{bk} = 8 \text{ N/mm}^2$ ;
  - resistenza caratteristica a compressione della muratura:  $f_k = 5 \text{ N/mm}^2$ ;



resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali:  $f_{vk0} = 0.2 \text{ N/mm}^2$ ;  
modulo di elasticità normale secante  $E = 5000 \text{ N/mm}^2$ ;  
modulo di elasticità tangenziale secante  $G = 2000 \text{ N/mm}^2$ ;

### 3.4 Legno GL24c per travi copertura

- ✓ Legno lamellare per travi principali e secondarie

Classe di servizio I	GL24c
Coefficiente di sicurezza $\gamma_m$ materiale	1.45
$f_{m,k}$	24 $\text{N/mm}^2$
$f_{t,0,k}$	14 $\text{N/mm}^2$
$f_{t,90,k}$	0.35 $\text{N/mm}^2$
$f_{c,0,k}$	21 $\text{N/mm}^2$
$f_{c,90,k}$	2.4 $\text{N/mm}^2$
$f_{v,k}$	2.2 $\text{N/mm}^2$
$E_{0,m}$	11600 $\text{N/mm}^2$
$\rho_k$	350 $\text{Kg/m}^3$
$k_{mod}$ per carichi variabili di media durata	0.8 (tab. 4.4.IV NTC)



RELAZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE		
Data stampa: 02/08/2012	Relazione progetto definitivo	8 di 20

## 4 ANALISI DEI CARICHI STATICI E DINAMICI

L'analisi dei carichi svolta per il dimensionamento definitivo delle strutture è stata condotta in accordo con il capitolo 3 del Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

### 4.1 Azioni del vento

L'opera oggetto della presente relazione si trova in area boschiva. Le azioni dinamiche dovute al vento verranno convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti, utilizzando i seguenti parametri:

- Altitudine del sito:  $\cong 488$  m s.l.m.;
- Velocità di riferimento  $v_b = 25$  m/s;
- Zona di appartenenza = 2;
- Classe di rugosità = B;
- Categoria di esposizione = IV;
- $k_r = 0.22$ ;
- $z_o = 0.30$  m;
- $z_{min} = 8$  m;
- Coefficiente di esposizione  $c_e(z_{min}) = 1.63$  (§ 3.3.7 NTC);
- Coefficiente di forma  $c_p = 1$ ;
- Coefficiente dinamico  $c_d = 1$ ;
- Pressione cinetica di riferimento  $q_b = 39$  N/m<sup>2</sup> (§ 3.3.6 NTC);
- Pressione del vento  $p = 64$  kg/m<sup>2</sup> (§ 3.3.4 NTC).

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

### 4.2 Azioni della neve

Il carico provocato dall'accumulo della neve sugli elementi dell'opera (copertura) verrà valutato utilizzando i seguenti parametri previsti dalla vigente normativa:

- Altitudine del sito:  $\cong 488$  m s.l.m.;
- Zona di appartenenza = Zona 1 - Mediterranea;
- Carico della neve al suolo  $q_{sk} = 2.23$  kN/m<sup>2</sup> (formula 3.3.9 §3.4.2 DM2008,  $a_s > 200$ m);
- Topografia = Normale;



RELAZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE		
Data stampa: 02/08/2012	Relazione progetto definitivo	9 di 20

- Coefficiente di esposizione  $C_E = 1$ ;
- Coefficiente termico = 1;
- Tipologia di copertura = a falde inclinate,  $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ ;
- Coefficiente di forma  $\mu_1 = 0.4$ ;
- Carico della neve  $q_s = 0.89 \text{ kN/m}^2$ .

### 4.3 Carichi sui solai

#### 4.3.1 SOLAIO TIPO 1 (COPERTURA IN LEGNO E CANNA LACUSTRE)

- ✓ Tipologia: travetti in legno GL24c, interasse travetti  $i=0.55 \text{ m}$ ;
- ✓ Peso proprio ( $g_1$ ) =  $30 \text{ kg/m}^2$ ;
- ✓ Peso permanente non strutturale ( $g_2$ ) =  $50 \text{ kg/m}^2$ ;
- ✓ Carichi variabili =  $89 \text{ kg/m}^2$ ;
- categoria: Carico Neve;
- ✓ **Totale** =  **$169 \text{ kg/m}^2$** ;

### 4.4 Azioni sismiche

La valutazione delle azioni sismiche agenti sulla struttura in oggetto è stata effettuata secondo quanto prescritto dal D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

#### 4.4.1 PARAMETRI SISMICI

I valori utilizzati per le verifiche sismiche sono i seguenti:

Tipo di costruzione .....	II
Vita nominale di una costruzione $V_n$ .....	50 anni
Classe d'uso.....	III
$V_r$ .....	75
Località.....	Monte Bibele - Monterenzio - Lat (deg) 44,277°; Long (deg) 11,376°
Zona sismica D.G. Emilia Romagna n° 1677/2005.....	Zona 2
Categoria del suolo .....	B
Categoria topografica .....	T1
St .....	1
Tipologia C.A.....	Costruzioni in muratura ordinaria ad un piano $q_0=2.0 \cdot \alpha_U / \alpha_1$
Fattore $K_r$ .....	Struttura regolare in altezza: 1
$\alpha_U / \alpha_1$ .....	Struttura regolare in pianta: 1.4



RELAZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE		
Data stampa: 02/08/2012	Relazione progetto definitivo	10 di 20

Altezza costruzione da piano fondazioni.....	6.55 [m]
$C_1$ .....	0.055
$T_1$ .....	0.225 [s]
Fattore di struttura per sisma X .....	2.8
Fattore di struttura per sisma Y .....	2.8
Fattore di struttura per sisma Z .....	1.5

## 5 ANALISI DEFINITIVE CONDOTTE

La fase di dimensionamento delle strutture è stata eseguita utilizzando dei primi modelli bidimensionali di larga massima (agli elementi finiti), realizzati mediante l'impiego del software ENG, della SIGMAc Soft.

In particolare sono stati utilizzati l'applicativo TCONT per schematizzare le travi di copertura su due appoggi, e l'applicativo TRSP per la schematizzazione dell'intero telaio ligneo di copertura, comprensivo dei due travetti obliqui e dei due tiranti.

Le verifiche di resistenza e deformabilità degli elementi agli stati limite ultimo e di esercizio sono state eseguite manualmente in un secondo momento.

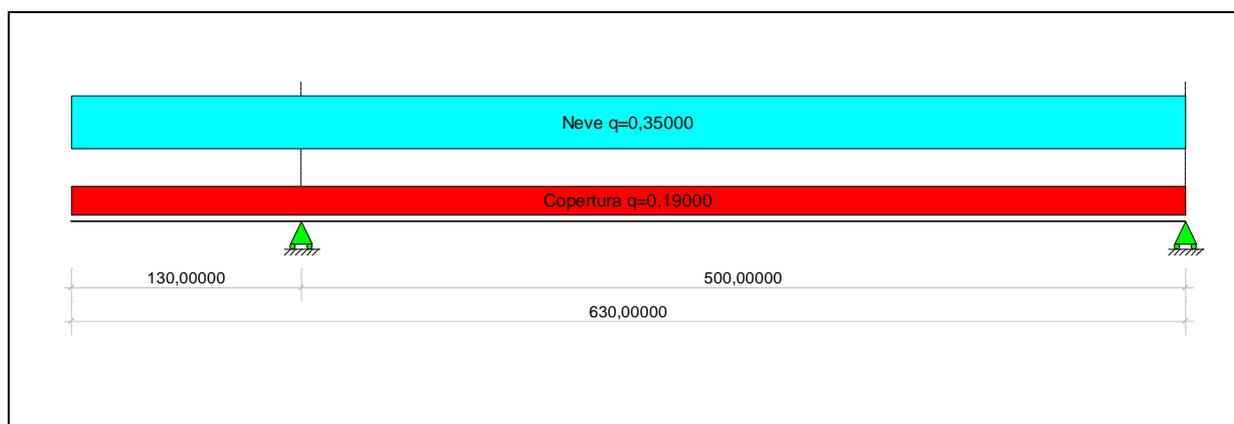
### 5.1 Modellazione numerica

#### 5.1.1 TRAVE DI COPERTURA

Le travi oblique di copertura, di sezione rettangolare di dimensioni 15x18 cm e luce complessiva pari a circa 6.3 m, saranno realizzate in legno lamellare GL24c. Ai fini dei calcoli di dimensionamento e verifica, le stesse sono state schematizzate all'interno del software ENG come travi continue su due appoggi, con uno sbalzo laterale di 1.3 m circa di lunghezza, soggette ai carichi permanenti e variabili, derivanti dal solaio di copertura e dall'azione della neve.

Le azioni verticali sono state combinate, come previsto nel paragrafo 2.5.3 DM2008, direttamente all'interno del programma; per il calcolo delle stesse è stato considerato un interasse fra gli elementi portanti della copertura pari a 0.55 m, e un'inclinazione pari a 45°.

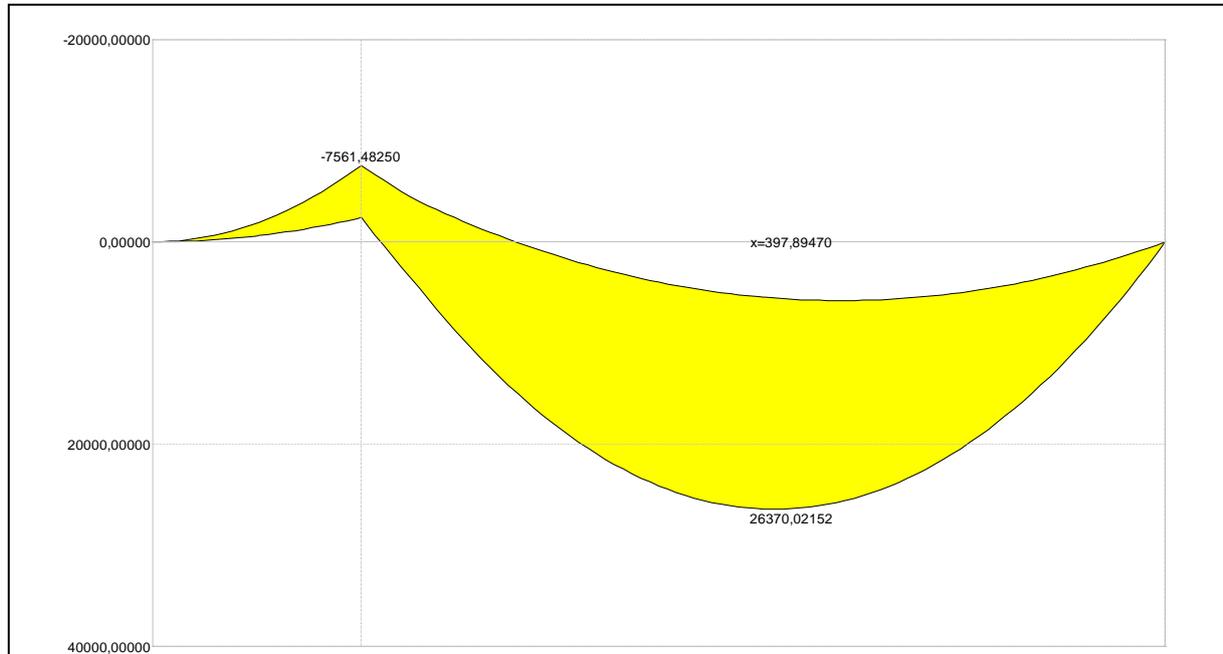
Di seguito si riporta un'immagine del modello realizzato in ENG.



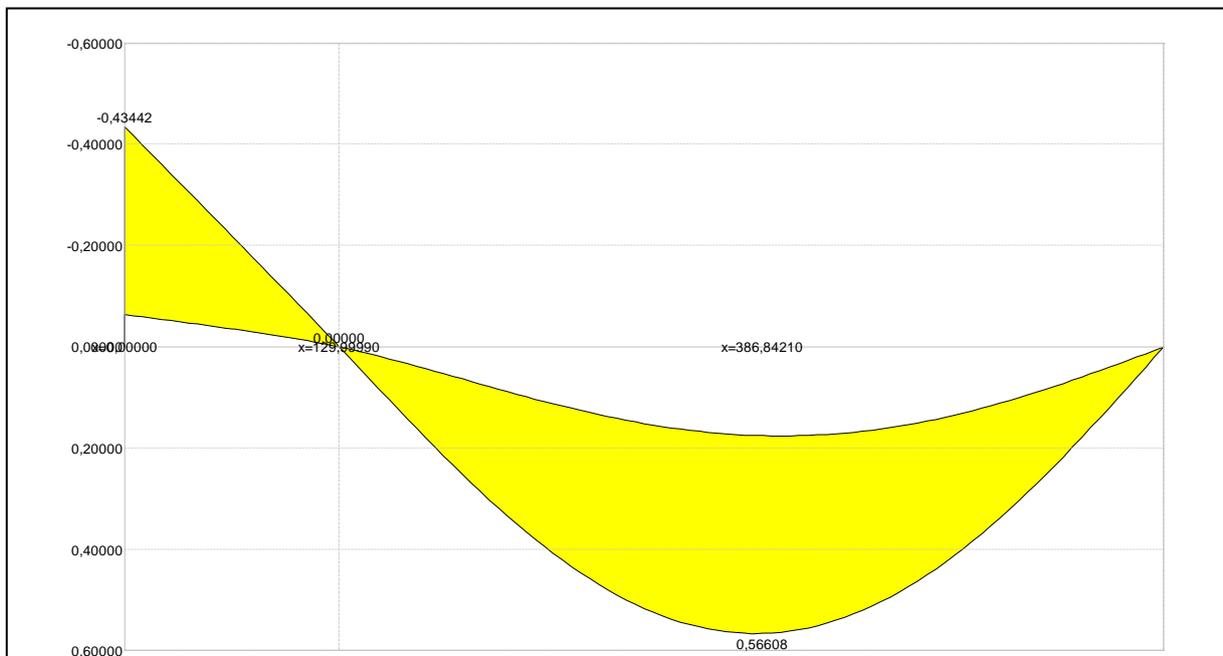
Nelle immagini seguenti si riportano i risultati ottenuti dalla schematizzazione effettuata, in termini di momento flettente, secondo la combinazione delle azioni denominata all'interno del

programma *SLU "Persistenti Transitorie"*, e in termini di freccia secondo la combinazione delle azioni denominata *SLE "Rare"*.

- Momento flettente  $M_{\max} = 26370 \text{ kg}^*\text{cm}$



- Freccia  $f_{\max} = 0.57 \text{ cm}$

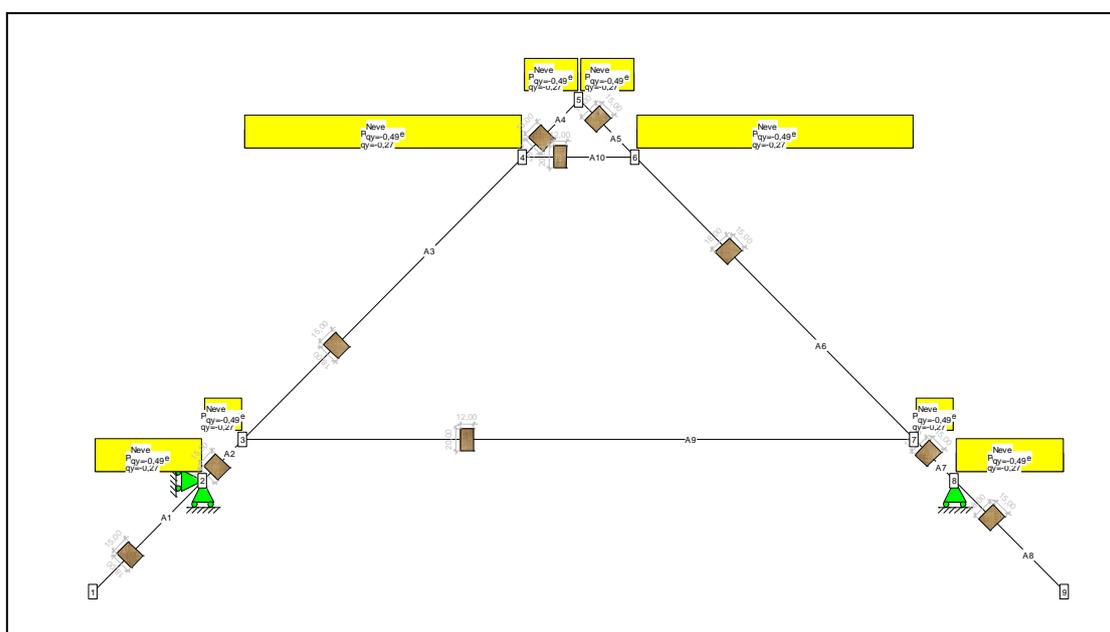


### 5.1.2 TELAIO DI COPERTURA

Come precedentemente esposto, il calcolo delle sollecitazioni agenti sui tiranti in legno lamellare disposti al livello del solaio di copertura, è stato svolto con l'ausilio del software Eng e in particolare dell'applicativo TRSP, telai piani.

In particolare, all'interno del programma è stato schematizzato un telaio costituito da due travi oblique di copertura, convergenti nel punto di colmo, e da due catene in legno acciaio con asse orizzontale.

Nell'immagine seguente è visibile la rappresentazione della schematizzazione eseguita.



Le travi di copertura e i tiranti sono stati schematizzati con elementi di sezione rettangolare di dimensioni rispettivamente 15x18 cm e 12x20 cm (due catene accoppiate di sezione 6x20 cm ognuna), a cui è stato assegnato il materiale legno GL24c, con i relativi valori di modulo elastico E e peso specifico.

Per svolgere il calcolo e determinare le sollecitazioni agenti sugli elementi trasversali inseriti allo scopo di eliminare le spinte orizzontali derivanti dalla configurazione della copertura (inclinazione = 45°), è stato necessario definire anche i vincoli della struttura e i carichi agenti sulla stessa.

Come visibile nell'immagine riportata, le travi oblique, che presentano uno sbalzo di lunghezza pari a 1.3 m alle estremità, sono state vincolate da un lato con uno appoggio, e dall'altro con un carrello, per tenere correttamente in conto delle sollecitazioni statiche

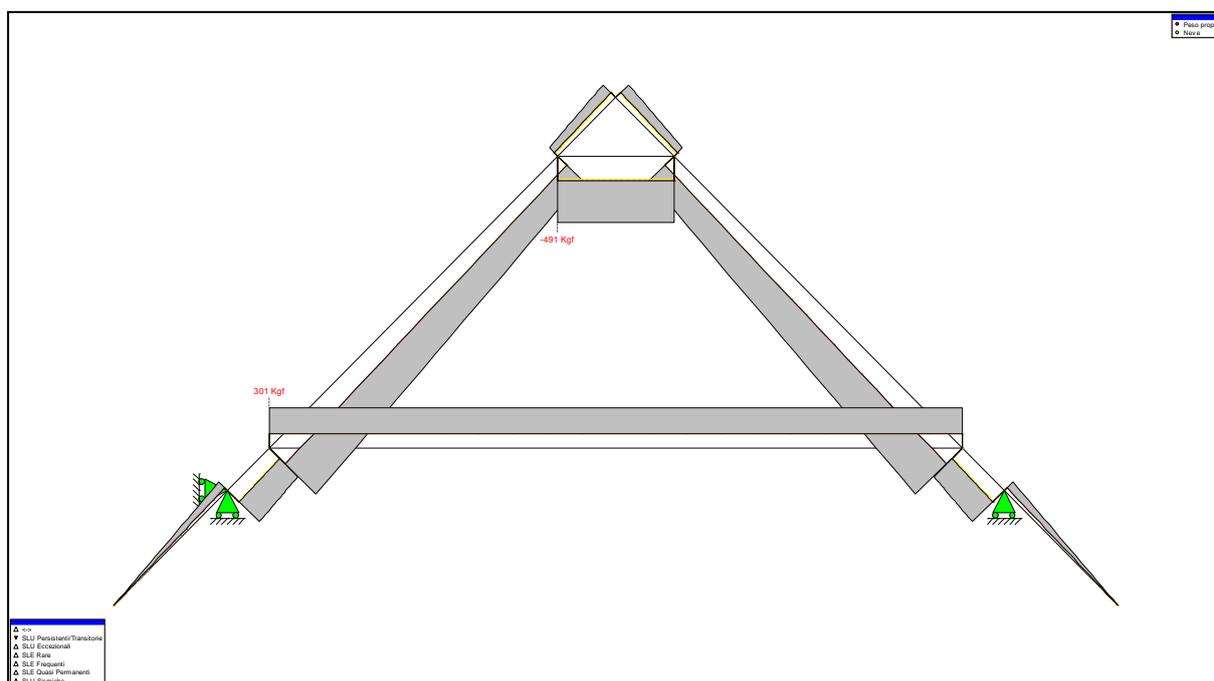
orizzontali agenti; in corrispondenza del punto di colmo è stata considerata la continuità strutturale.

I carichi distribuiti inseriti sono stati definiti considerando le azioni agenti sulla copertura, secondo il criterio delle aree di influenza.

I pesi propri degli elementi inseriti sono stati determinati in automatico dal programma, una volta definiti i pesi specifici dei materiali impiegati.

Di seguito si esplicitano i principali risultati ottenuti.

- Sforzo normale massimo  $N_{max} = -491$  kgf catena superiore,  $+301$  kgf catena inferiore



## 5.2 Verifiche degli elementi strutturali

Le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi SLU degli elementi strutturali in legno lamellare, sono state svolte manualmente, secondo quanto indicato nel paragrafo 4.4.8 DM2008.

In particolare è stata eseguita la verifica a flessione delle travi principali oblique di copertura e la verifica a trazione/compressione delle catene lignee orizzontali.

Nelle verifiche con il metodo degli stati limite i valori di calcolo delle resistenze del materiale devono essere ricavati partendo dai rispettivi valori caratteristici riportati nella tabella secondo UNI EN 1194:2000. Il valore di calcolo  $X_d$  di una proprietà del materiale come

prescritto dalla normativa D.M. 14 Gennaio 2008 cap. 4.4.6, viene determinato mediante la seguente relazione:

$$X_d = \frac{K_{mod} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

Affinché le verifiche siano soddisfatte deve risultare:

$$X_d \geq S_d.$$

$K_{mod}$  è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. In accordo a quanto previsto dall'Eurocodice 5, se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico, è opportuno scegliere un valore di  $k_{mod}$  che corrisponda all'azione di minor durata. Per tale motivazione, per lo svolgimento delle verifiche degli elementi lignei, è stato assunto un valore  $k_{mod} = 0.8$ , relativo ai carichi di media durata, quale il carico da neve.

Considerando tale valore del coefficiente correttivo e un coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.45, per gli elementi in legno lamellare incollato, si ottengono i seguenti valori di calcolo per le strutture in legno lamellare:

- LEGNO GL24C:

Flessione	$f_{m,d} = 132.4 \text{ Kg/cm}^2$
Trazione parallela	$f_{t,0,d} = 77.24 \text{ Kg/cm}^2$
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,d} = 1.93 \text{ Kg/cm}^2$
Compressione parallela	$f_{c,0,d} = 115.86 \text{ Kg/cm}^2$
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,d} = 13.24 \text{ Kg/cm}^2$
Taglio	$f_{v,d} = 12.14 \text{ Kg/cm}^2$

### 5.2.1 VERIFICA TRAVE

Secondo la normativa D.M. 14 Gennaio 2008 cap. 4.4.8.1.6, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni per la verifica a flessione:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (1)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (2)$$

Dove

-  $\sigma_{m,y,d}$  e  $\sigma_{m,z,d}$  sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani  $x_z$  e  $x_y$  determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione;

-  $f_{m,y,d}$  e  $f_{m,z,d}$  sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente  $k_h$ .

Considerando le sollecitazioni ricavate manualmente valutando solo i carichi verticali, le due relazioni si semplificano in una sola condizione di verifica dal momento che si annulla il termine  $\sigma_{m,z,d}$ . La verifica risulta pertanto essere:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (3)$$

Il coefficiente moltiplicativo  $k_h$ , per elementi di legno lamellare sottoposti a flessione che presentino rispettivamente un'altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 600 mm, viene così definito:

$$k_h = \min \left[ \left( \frac{600}{h} \right)^{0,1} ; 1,1 \right] \quad (4)$$

con  $h$ , in millimetri, altezza della sezione trasversale dell'elemento inflesso oppure il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione. Pertanto il valore caratteristico  $f_{m,k}$  deve essere incrementato per il coefficiente moltiplicativo  $k_h$ .

Infine il valore da adottare per il coefficiente  $k_m$ , che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, è da normativa pari a 0.7 per sezioni trasversali rettangolari.

Dall'analisi statica della struttura eseguita all'interno del programma ENG, in seguito alla fattorizzazione delle azioni secondo la combinazione agli stati limite ultimi SLU prevista dalla Normativa vigente, è stato determinato un momento flettente massimo in mezzeria pari a  $M = 26370 \text{ kg*cm}$ .

Il coefficiente moltiplicativo  $k_h$ , per l'elemento considerato risulta pari a:

$$k_h = \min \left[ \left( \frac{600}{180} \right)^{0,1} ; 1,1 \right] = 1,1$$

Sulla base delle azioni sollecitanti determinate e delle caratteristiche della sezione si calcolano:



$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{26370}{\frac{15 \cdot 18^2}{6}} = 32.6 \text{ kg/cmq}$$

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot x_k \cdot k_h}{\gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 240 \cdot 1,1}{1,45} = 145.6 \text{ kg/cmq}$$

La verifica a flessione delle travi principali di copertura risulta soddisfatta.

## 5.2.2 VERIFICA CATENE

Le catene risultano sollecitate rispettivamente a trazione, quella inferiore, e a compressione, quella superiore.

### 5.2.2.1 Verifica a trazione

In accordo a quanto previsto nel paragrafo 4.4.8.1.1 NTC08, in caso di trazione parallela alla fibratura deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

dove

$\sigma_{t,0,d}$  è la tensione di calcolo a trazione parallela alla fibratura calcolata sulla sezione netta;

$f_{t,0,d}$  è la corrispondente resistenza di calcolo, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente  $k_h$ , definito in precedenza.

Nel presente caso la catena si compone di due travi accoppiate di sezione rettangolare e dimensioni pari a 4x20 cm, imbullonate alle travi principali di copertura con 3 bulloni Ø20.

Dalle analisi svolte risulta una sollecitazione massima di trazione pari a 301 kg; l'area netta della sezione resistente è determinabile come:

$$A_n = 2 * [(4x20) - (3 * A_f)] = 2 * [(4x20) - (3 * 3.46)] = 139.24 \text{ cmq}$$

Dove  $A_f$  rappresenta l'area del foro del bullone.

La tensione parallela alla fibratura risulta quindi pari a:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A_n} = \frac{301}{139.24} = 2.16 \text{ kg/cmq}$$

Il coefficiente moltiplicativo  $k_h$ , per l'elemento considerato risulta pari a:

$$k_h = \min \left[ \left( \frac{600}{200} \right)^{0,1}; 1,1 \right] = 1.1$$

da cui si ottiene:

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot x_k \cdot k_h}{\gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 140 \cdot 1,1}{1,45} = 84.97 \text{ kg/cmq}$$



Lo sforzo di trazione ottenuto per l'elemento risulta ampiamente inferiore al limite di resistenza; la verifica a trazione parallela alla fibratura della catena inferiore risulta soddisfatta ai sensi della Normativa vigente.

#### 5.2.2.2 Verifica a compressione

In accordo a quanto previsto nel paragrafo 4.4.8.1.3 NTC08, in caso di compressione parallela alla fibratura deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

dove

$\sigma_{c,0,d}$  è la tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura;

$f_{c,0,d}$  è la corrispondente resistenza di calcolo.

Nel presente caso la catena si compone di due travi accoppiate di sezione rettangolare e dimensioni pari a 4x20 cm, imbullonate alle travi principali di copertura con 3 bulloni Ø20.

Dalle analisi svolte risulta una sollecitazione massima di compressione pari a 491 kg; l'area netta della sezione resistente è determinabile come:

$$A_n = 2 * [(4x20) - (3 * A_f)] = 2 * [(4x20) - (3 * 3.46)] = 139.24 \text{ cmq}$$

Dove  $A_f$  rappresenta l'area del foro del bullone.

La tensione di compressione parallela alla fibratura risulta quindi pari a:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A_n} = \frac{491}{139.24} = 3.53 \text{ kg/cmq}$$

Il coefficiente moltiplicativo  $k_h$ , per l'elemento considerato risulta pari a:

$$k_h = \min \left[ \left( \frac{600}{200} \right)^{0.1}; 1,1 \right] = 1.1$$

da cui si ottiene:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot x_k \cdot k_h}{\gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 210 \cdot 1,1}{1,45} = 127.44 \text{ kg/cmq}$$

Lo sforzo di compressione a cui è soggetto l'elemento risulta ampiamente inferiore al limite di resistenza; la verifica a compressione parallela alla fibratura della catena superiore risulta soddisfatta ai sensi della Normativa vigente.



RELAZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE		
Data stampa: 02/08/2012	Relazione progetto definitivo	19 di 20

### **5.3 Verifiche agli stati limite di esercizio**

#### **5.3.1 VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN LEGNO LAMELLARE**

La verifica di deformazione delle travi si ottiene confrontando i valori della freccia determinati dall'analisi nella condizione SLE rara della trave di luce maggiore, con i valori limite ammissibili di deformazione, pari a 1/300 della luce degli elementi, in accordo con quanto prescritto dal DM 14 Gennaio 2008.

Di seguito si riporta uno schema riassuntivo delle verifiche svolte, che risultano tutte soddisfatte.

<b>VERIFICA A DEFORMAZIONE</b>				
<b>TRAVE</b>	<b>LUCE (cm)</b>	<b>VALORE LIMITE (cm)</b>	<b>FRECCIA SLE rare</b>	<b>STATO</b>
Tr. Obliqua	500	1.67	0.57	Verificato



RELAZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE		
Data stampa: 02/08/2012	Relazione progetto definitivo	20 di 20

## 6 CONCLUSIONI

In considerazione delle verifiche effettuate nel presente documento e delle caratteristiche dei materiali adottati per la costruzione del manufatto in esame, si ritiene che lo stesso soddisfi ai requisiti richiesti dalla normativa.

*Il tecnico incaricato*

*Ing. Nicola Somà*