

# COMUNE DI FIRENZE

## PIANO DI RECUPERO EX AREA FIAT NOVOLI - FIRENZE

### REALIZZAZIONE SPAZI ATTREZZATI PER IL PARCO PUBBLICO PROGETTO ESECUTIVO

PROPRIETA'

#### **Immobiliare Novoli SpA**

Piazza Giovanni Spadolini, 11  
50127 Firenze (FI)  
tel +39055 4376631  
fax +39055 4369299

R.U.P.

#### **Ing. Luigi Stefano Carosella**

P.zza G. Spadolini 11 50127 Firenze (FI)  
tel +39 055 4376631 fax +39 055 4369299  
gino.carosella@novoli.com

PROGETTO ESECUTIVO ARCHITETTONICO

#### **Ing. Benedetta Giachi**

P.zza G. Spadolini 11 50127 Firenze (FI)  
tel +39 055 4376631 fax +39 055 4369299  
benedetta.giachi@novoli.com

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

#### **Ing. Emiliano Colonna**

**Fabrica Progetti**  
Via Giorgio Pasquali, 14  
50135 - Firenze  
tel. +39 055 66 22 25  
www.fabricaprogetti.it



PROGETTO ESECUTIVO IMPIANTI

#### **Ing. Paolo Bonacorsi**

**M&E srl**  
Via Giovanni da Cascia 15  
50127 - Firenze  
tel. +39 055 334071  
fax +39 055 364841  
email postmaster@meesrl.com



01 REVISIONE A SEGUITO DELLA CONFERENZA DI SERVIZI DEL 21/06/2022

15/09/2022

00 EMISSIONE

REV.

ELABORATO

SCALA

-

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

22070E-R-01

File 22070E-R-01 - Relazione sulle strutture.doc

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

---

### INDICE

<b>1. RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA.....</b>	<b>3</b>
<b>1.1 PREMESA.....</b>	<b>3</b>
<b>1.2 OBIETTIVI .....</b>	<b>3</b>
<b>1.3 INQUADRAMENTO DELL'AREA .....</b>	<b>3</b>
<b>1.4 INQUADRAMENTO NORMATIVO DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI.....</b>	<b>4</b>
<b>1.5 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>1.6 NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>2. RELAZIONE DI CALCOLO.....</b>	<b>6</b>
<b>2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE.....</b>	<b>6</b>
<b>2.2 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO .....</b>	<b>6</b>
<b>2.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>8</b>
<b>2.4 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....</b>	<b>10</b>
2.4.1 MODELLO GEOLOGICO.....	10
2.4.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO .....	11
2.4.3 CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	11
2.4.4 LIQUEFAZIONE .....	11
2.4.5 OPERE DI FONDAZIONE.....	11
<b>2.5 ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>12</b>
2.5.1 CARICHI PERMANENTI E SOVRACCARICHI D'USO.....	12
2.5.2 CARICO NEVE .....	14
2.5.3 AZIONE DEL VENTO.....	15
2.5.4 AZIONE SISMICA .....	19
<b>2.6 COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI CALCOLO .....</b>	<b>20</b>
2.6.1 COMBINAZIONI DI CARICO STATICHE.....	20
2.6.2 COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE .....	21
<b>2.7 STATI LIMITE CONSIDERATI.....</b>	<b>22</b>
<b>2.8 MODELLAZIONE NUMERICA, ANALISI E VERIFICHE .....</b>	<b>23</b>
<b>2.9 NUOVE COSTRUZIONI .....</b>	<b>23</b>
2.9.1 MODELLO DI CALCOLO.....	23
2.9.2 RISULTATI E VERIFICHE .....	27

## 1. RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA

### 1.1 PREMESSA

L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione di uno Chalet e di un pergolato a servizio degli spazi attrezzati nel parco pubblico dell'area ex Fiat Novoli, a Firenze (FI). Le opere saranno ubicate nella parte nord del parco, lungo Viale Guidoni.

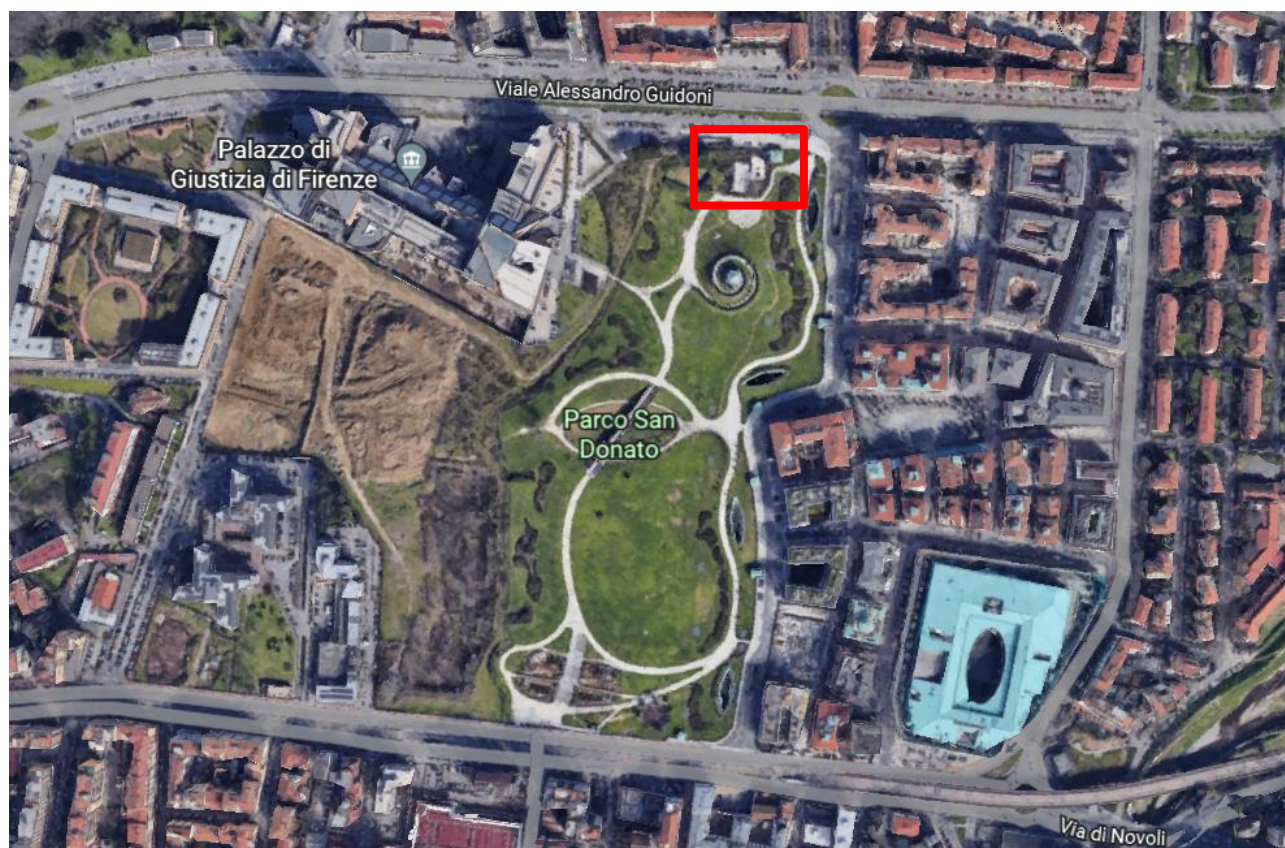
Il presente documento illustra i calcoli relativi al progetto delle strutture in elevazione.

### 1.2 OBIETTIVI

Lo scopo del progetto è quello di configurare gli spazi rispondenti alle esigenze dell'Amministrazione Comunale relativamente al completamento delle dotazioni del parco San Donato con funzioni quali servizi igienici, punti di ristoro e area giochi recintata. Le opere rientrano nell'ambito della Variante al Piano di Recupero di Completamento dell'area (delibera n. 2019/G/00374 del 02/08/2019).

### 1.3 INQUADRAMENTO DELL'AREA

L'area oggetto di intervento si colloca nel Comune di Firenze, all'interno del parco San Donato dell'area ex Fiat di Novoli.



**Figura 1 - Localizzazione dell'area di intervento**

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

Come precedentemente detto, lo chalet e il pergolato rientrano tra le opere di urbanizzazione secondaria disposte nella Variante al Piano di Recupero di Completamento dell'area, approvato dal Consiglio Comunale in data 02/08/2019 con delibera n. 2019/G/00374.

### 1.4 INQUADRAMENTO NORMATIVO DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI

L'intervento si caratterizza come **nuova costruzione**, ai sensi dei capitoli 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4 del D.M. 17/1/2018.

### 1.5 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale attribuita alle opere di progetto, intesa come numero di anni nel quale le strutture devono poter essere usate allo scopo alle quali sono destinate, è pari a **50 anni**, con riferimento alla Tab. 2.4.I [1] sotto riportata:

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 2 - Tabella 2.4.I [1] – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzione

Lo chalet e il pergolato sono stati inoltre collocati in **classe d'uso II**, categoria che comprende costruzioni per cui sono previsti normali affollamenti.

Il coefficiente d'uso della costruzione è dunque pari a  $C_U = 1$ , in accordo alla Tab.2.4.II [1].

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 3- Tabella 2.4.II [1] – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzione

Il periodo di riferimento per l'azione sismica è quindi fissata a  $V_R = V_N \times C_U = 50$  anni.

VITA NOMINALE $V_N$	VALORI DI $V_R$			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
$\leq 10$	35	35	35	35
$\geq 50$	$\geq 35$	$\geq 50$	$\geq 75$	$\geq 100$
$\geq 100$	$\geq 70$	$\geq 100$	$\geq 150$	$\geq 200$

Figura 4 - Tabella C2.4.I [2] – Intervalli di valori attribuiti a  $V_R$  al variare di  $V_N$  e  $C_U$

## **1.6 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le analisi, le valutazioni e i calcoli contenuti nella presente relazione sono conformi alle normative e linee guida elencate nel seguito:

- [1] D.M. 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- [2] Circolare 21 gennaio 2019, N.7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Laddove si faccia esplicito riferimento ad un punto del D.M. 2018, si riporta l'identificativo numerico di quel punto, mentre per ogni riferimento alla Circolare l'identificativo numerico corrispondente è preceduto dall'abbreviazione “C”.

## 2. RELAZIONE DI CALCOLO

### 2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

La struttura portante dello Chalet avrà un ingombro in pianta pari a 11,7 x 9,3 m circa e si eleverà per un piano fuori terra. I pilastri verranno realizzati in acciaio, mentre gli elementi di copertura (travi e tavolato) saranno in legno. Tutte le unioni delle travi in legno sono state schematizzate con cerniere, ad eccezione dei nodi al piede dei pilastri, che risultano incastrati.

Vista la modesta dimensione della struttura, questa è stata progettata per rimanere in campo elastico, trascurando la capacità dissipativa a favore di sicurezza. La struttura risulta regolare in altezza poiché mono-piano.

Per il progetto degli elementi in legno dello Chalet è stata considerata la seguente classe di servizio:

- Travi: Ambiente interno con umidità media → classe 2

La struttura del pergolato esterno, posto in prossimità dello Chalet, avrà un ingombro in pianta pari a 11,7 x 5,9 m circa. Tutti gli elementi saranno realizzati in legno; le unioni delle travi sono state schematizzate con cerniere, mentre i nodi al piede dei pilastri risultano incastrati in una delle due direzioni principali.

La classe di servizio utilizzata per gli elementi in legno del pergolato è la seguente:

- Pilastri, travi, travetti: Ambiente esterno esposto alle intemperie → classe 3

### 2.2 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO

La struttura dello Chalet presenterà pilastri in acciaio costituiti da scatolari 200x200 mm, travi principali in legno di sezione 20x40 cm e travi secondarie in legno di sezione 20x32 cm.

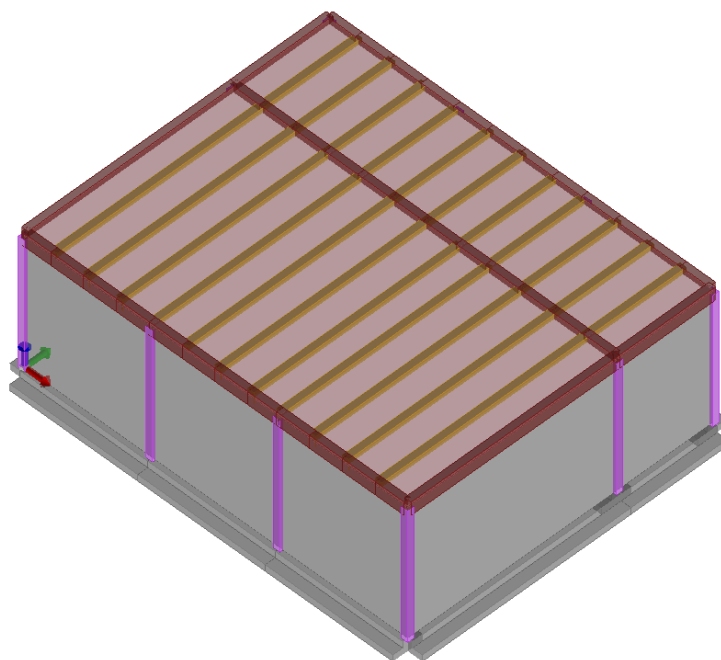
In copertura verrà realizzato un piano rigido tramite un doppio tavolato in legno. Le strutture di fondazione saranno travi rovesce in c.a., sulle quali si installeranno i pilastri in acciaio.

La struttura del pergolato, invece, presenterà pilastri in legno di sezione 16x16 cm, travi in legno di sezione pari a quella dei pilastri, e un doppio ordine di travetti in legno 8x8 cm. Non saranno presenti elementi di chiusura in copertura, poiché verrà fatta crescere vegetazione rampicante che si installerà sulle travi e sui travetti.

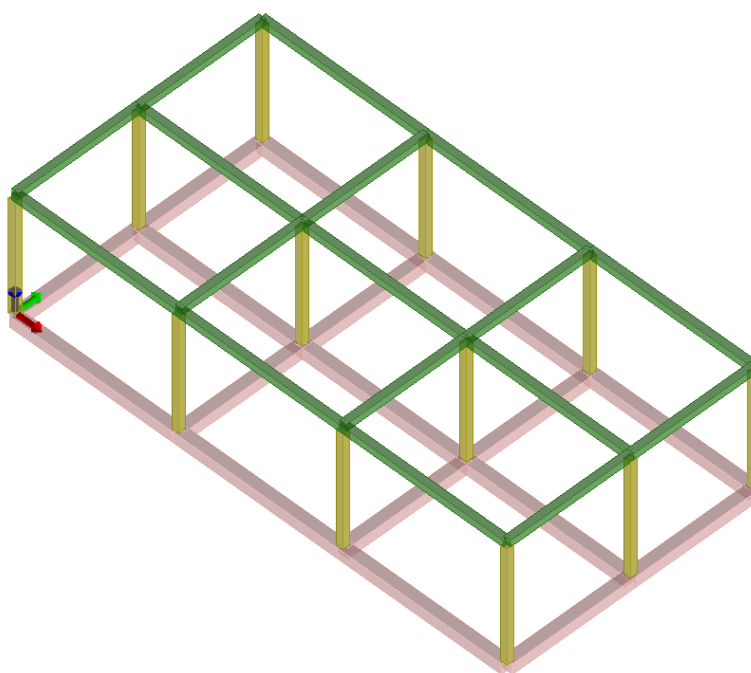
Le fondazioni saranno realizzate tramite cordoli in c.a. 25x25 cm; i pilastri saranno collegati agli elementi di fondazione tramite apposite piastre metalliche zincate.

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

---



**Figura 5 - Modello tridimensionale dello Chalet**



**Figura 6 - Modello tridimensionale del pergolato**



## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### 2.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### Conglomerato cementizio

##### Calcestruzzo per magrone

classe **C16/20**  $f_{ck} = 16 \text{ N/mm}^2$

classe di consistenza S3

$d_{max}$  inerte 40 mm

##### Calcestruzzo per fondazioni

classe **C25/30**  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

classe di consistenza S4

classe di esposizione XC2

$d_{max}$  inerte 20 mm

#### Acciaio di armatura

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

classe **B450C**  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

#### Legno lamellare

##### Legno lamellare pilastri, travi e travetti

**GL24h - UNI 1194**  $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$

$f_{t0,k} = 19,2 \text{ N/mm}^2$

$f_{t90,k} = 0,5 \text{ N/mm}^2$

#### Legno massiccio

##### Legno massiccio tavolato di copertura

**C14 - UNI EN 338**  $f_{m,k} = 14 \text{ N/mm}^2$

$f_{t0,k} = 7,2 \text{ N/mm}^2$

#### Acciaio da carpenteria metallica

##### Acciaio per pilastri Chalet

**S275JR - UNI EN 10025-2**  $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

##### Bulloni e tirafondi non precaricati

classe **8.8** - UNI EN 15048-1:2007  $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

bullone EN ISO 4017; dado EN ISO 4032  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$



## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

---

### Acciaio porta-pilastrini del Pergolato

**S235JR** - UNI EN 10025-2

$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$

$f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$

### **Inghisaggi**

Gli ancoraggi chimici dovranno essere realizzati con resina epossidica bicomponente.

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### 2.4 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Per la caratterizzazione del terreno di fondazione si è fatto riferimento alla seguente documentazione fornita dal Geol. Dario Senesi:

- “Progetto esecutivo per la realizzazione dello Chalet nell’ambito degli spazi attrezzati a servizio del parco San Donato nell’area ex Fiat Novoli – Relazione geologica”.

#### 2.4.1 MODELLO GEOLOGICO

Il modello geologico è schematizzabile nella presenza dei seguenti orizzonti principali:

- **Unità 0: Terreno di riporto** – Rappresentata da terreno di riporto, che dalle indagini eseguite risulta costituito da ghiaie eterometriche spesso in abbondante matrice sia sabbiosa che limoso-argillosa. Questi materiali sono presenti fino a quote comprese tra circa 44,0 – 44,5 m.s.l.m.
- **Unità 1: Limo e argilla** - Costituita in prevalenza da limo con argilla e da argilla con limo a tratti sabbiosi, con all’interno passaggi di ghiaia. Il comportamento nel complesso è di tipo coesivo. L’unità raggiunge una quota compresa tra 41,5 – 42 m.s.l.m.
- **Unità 2: Ghiaie eterometriche** - Costituita da ghiaie con ciottoli in matrice limoso-argillosa, con comportamento granulare. L’unità è stata rilevata fino alla quota compresa tra 36 e 37 m.s.l.m.
- **Unità 3 e 3a: Argilla e limo** -. L’unità 3 è costituita da argille con limo a tratti debolmente sabbiose, a tratti debolmente ghiaiose. Il tratto è stato rilevato fino a circa 26 m.s.l.m. L’unità 3a, invece, è rappresentata da limi sabbiosi, presenti al di sopra dell’unità 3 (tra 30 e 33 m.s.l.m.).

Unità	Litologia	Spessore medio (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_{uk}$ (Kpa)	$\varphi$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	M (kPa)
0	Terreno di riporto	3,00	20,50	-	31	-	-	20000
1	Limo e argilla	3,00	20,00	130,00	-	25	23	11000
2	Ghiaie eterometriche	5,00	21,00	-	34	-	-	40000
3a	Limi sabbiosi	3,00	20,00	120,00	-	-	-	10000
3b	Argille e limi	7,00	19,50	-	29	-	-	16000

Tabella 1 - Parametrizzazione fisico-meccanica del terreno di fondazione

Nella tabella sono riportati i seguenti parametri:

$\gamma$  peso di volume

$c_{uk}$  coefficiente di coesione in condizioni non drenate

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

---

$c'$  coefficiente di coesione in condizioni drenate

$\varphi$  angolo di attrito interno

$\varphi'$  angolo di attrito interno efficace

M modulo edometrico

Il livello della falda è individuato alla quota di 36-37 m.s.l.m.

### 2.4.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Il substrato dell'area è riconducibile alle categorie definite nella Tab. 3.2.II delle NTC 2018; pertanto è stata individuata la categoria del suolo di fondazione mediante l'approccio semplificato (v. § 3.2.3 delle NTC 2018) basato sulla classificazione del sottosuolo in funzione delle condizioni stratigrafiche e dalla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ( $V_{s,eq}$ ). Come si evince dalla relazione geologica, il sottosuolo è ascrivibile alla **categoria C** della Tab. 3.2.II [1].

### 2.4.3 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Dal punto di vista topografico il sito di intervento, sostanzialmente pianeggiante, trova la migliore corrispondenza con la **categoria T1** (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15^\circ$ ).

### 2.4.4 LIQUEFAZIONE

Ai sensi del punto 7.11.3.4.1 di [1], *“il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione”*.

Nel caso in esame, come riportato nel documento “Progetto esecutivo per la realizzazione dello Chalet nell'ambito degli spazi attrezzati a servizio del parco San Donato nell'area ex Fiat Novoli – Relazione geologica” redatto dal Geol. Dario Senesi, i terreni investigati non sono suscettibili a fenomeni di liquefazione.

### 2.4.5 OPERE DI FONDAZIONE

Come descritto al §2.2 le fondazioni dello Chalet saranno realizzate con travi rovesce in c.a., mentre quelle del pergolato tramite cordoli in c.a. 25x25 cm.

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### 2.5 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano nei paragrafi seguenti le specifiche relative alle azioni agenti sulla costruzione.

I sovraccarichi d'uso sono conformi a quanto previsto dal § 3.1.4. [1] della normativa vigente.

Le azioni di progetto del sisma, del vento e della neve sono calcolate secondo quanto specificato, rispettivamente dal §3.3, §3.4 e §3.2 [1].

#### 2.5.1 CARICHI PERMANENTI E SOVRACCARICHI D'USO

- Peso specifico dei materiali da costruzione**

Acciaio da carpenteria	G1	7850 daN/m <sup>3</sup>
Calcestruzzo armato ordinario C30/37	G1	2500 daN/m <sup>3</sup>

- Solai di nuova costruzione, stato di progetto**

##### Copertura Chalet

Travi in legno	G1	*
Fotovoltaico con zavorre	G2	30 daN/m <sup>2</sup>
Pavimentazione di graniglia	G2	100 daN/m <sup>2</sup>
Coibente e guaina impermeabilizzante	G2	10 daN/m <sup>2</sup>
Massetto pendenziato (sp. medio 15 cm, 1000 kg/m <sup>3</sup> )	G2	150 daN/m <sup>2</sup>
Doppio tavolato in legno	G2	20 daN/m <sup>2</sup>
Controsoffitto	G2	20 daN/m <sup>2</sup>
Totale pesi permanenti strutturali	tot. G1	*
Totale pesi permanenti strutturali	tot. G2	330 daN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico d'uso – Neve	Qk	80 daN/m <sup>2</sup>

\* Il peso proprio (G1) della copertura è rappresentato dalle travi in legno. Queste sono state modellate su ProSap e considerate direttamente nel peso proprio della struttura e nelle combinazioni di carico. A livello di definizione del solaio, quindi, è stato inserito un valore infinitesimale per la categoria G1, in modo tale da non considerare due volte il medesimo contributo.

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

---

### **Pergolato**

La struttura del pergolato non presenta una falda di copertura, poiché al di sopra delle travi e dei travetti non verrà installato niente al di fuori della vegetazione rampicante. Tuttavia, è stato considerato a favore di sicurezza un carico neve pari al 50% per tenere conto di eventuali nevicate tardive, quando le piante saranno già coperte di foglie ed in grado di trattenere parte della neve. Nel modello strutturale, quindi, è stato considerato oltre al suddetto sovraccarico anche il peso proprio dei travetti (G1) e quello della vegetazione (G2). Il peso proprio delle travi non è stato inserito nel solaio, poiché gli elementi sono stati direttamente modellati, evitando così di considerare due volte il medesimo contributo.

Travetti in legno (doppio ordine 8x8 cm, i=90 cm)	G1	6 daN/m <sup>2</sup>
<u>Vegetazione rampicante</u>	<u>G2</u>	<u>3 daN/m<sup>2</sup></u>
Totale pesi permanenti strutturali	tot. G1	6 daN/m <sup>2</sup>
Totale pesi permanenti strutturali	tot. G2	3 daN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico d'uso – Neve	Qk	80x0,5 = 40 daN/m <sup>2</sup>

Essendoci un doppio ordine di travetti, il solaio è stato inserito nel modello strutturale come bidirezionale. Quota parte del solaio, quindi, scaricherà sulle travi ordite in direzione X e quota parte su quelle in direzione Y.

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### 2.5.2 CARICO NEVE

Il carico neve è stato calcolato conformemente a quanto previsto dal § 3.4 della normativa [1].

- Zona Neve = II
- Periodo di ritorno,  $T_r = 50$  anni
- $C_{tr} = 1$  per  $T_r = 50$  anni
- $C_e$  (coeff. di esposizione al vento) = 1,00
- Valore caratteristico del carico al suolo =  $q_{sk} C_e C_{tr} = 100 \text{ daN/mq}$

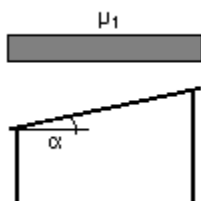
#### Copertura ad una falda (Chalet):

Angolo di inclinazione della falda  $\alpha = 0,0^\circ$

- Copertura piana  $W = 9,28 \text{ m}$ ,  $L = 11,66 \text{ m} \rightarrow L_c = 11,2$ ,  $C_{ef} = 1,00$

$$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 80 \text{ daN/m}^2$$

Schema di carico:



#### Pergolato:

Come descritto al §2.5.1 è stato considerato a favore di sicurezza un carico neve pari al 50% per tenere conto di eventuali nevicate tardive, quando le piante saranno già coperte di foglie.

$$Q_{\text{neve, pergolato}} = 80 \text{ daN/m}^2 \times 0,5 = 40 \text{ daN/m}^2$$

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### 2.5.3 AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento è stata calcolata conformemente a quanto previsto dal § 3.3 della normativa [1].

- Zona vento = 3

Velocità base della zona,  $V_{b.o} = 27 \text{ m/s}$  (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona,  $A_o = 500 \text{ m}$  (Tab. 3.3.I)

- Altitudine del sito,  $A_s = 50 \text{ m}$

Velocità di riferimento,  $V_b = 27,00 \text{ m/s}$  ( $V_b = V_{b.o}$  per  $A_s \leq A_o$ )

Periodo di ritorno,  $T_r = 50 \text{ anni}$  ( $C_r = 1$  per  $T_r = 50 \text{ anni}$ )

- Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto,  $V_r = V_b C_r = 27,00 \text{ m/s}$

- Classe di rugosità del terreno: B [Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Esposizione: Cat. IV - Entroterra fino a 500 m di altitudine ( $K_r = 0,22$ ;  $Z_o = 0,30 \text{ m}$ ;  $Z_{min} = 8 \text{ m}$ )

- Pressione cinetica di riferimento,  $q_b = 46 \text{ daN/mq}$

### Chalet

Coefficiente dinamico,  $C_d = 1,00$

Altezza di gronda della costruzione,  $z_1 = 4,00 \text{ m}$

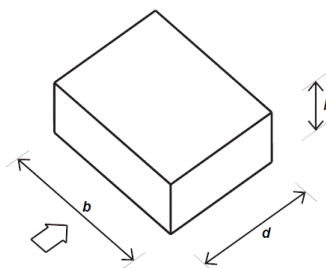
Altezza di colmo della costruzione,  $z_2 = 4,00 \text{ m}$

Coefficiente di topografia,  $C_t = 1,00$

Coeff. di esposizione minimo,  $C_{e,min} = 1,63$

Coeff. di esposizione alla gronda,  $C_{e,gronda} = 1,63$

Coeff. di esposizione al colpo,  $C_{e,colmo} = 1,63$



### CALCOLO DELLA PRESSIONE DEL VENTO SULLE PARETI VERTICALI

#### Calcolo del coefficiente di pressione esterna

	lung. Parete (m)	h parete (m)	h/d	Nota: dimensioni comprensive degli elementi di finitura (pacchetti architettonici in facciata etc.)
lato b	12,40	4,00	0,32	
lato d	10,00	4,00	0,40	



## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### Caso 1 - Vento incidente sul lato b

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$c_{pe} = 0,73$	$c_{pe} = -0,76$	$c_{pe} = -0,36$

### Caso 2 - Vento incidente sul lato d

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$c_{pe} = 0,74$	$c_{pe} = -0,82$	$c_{pe} = -0,38$

## Calcolo del coefficiente di pressione

$$C_p = C_{pi} + C_{pe}$$

con  $C_{pi} = 0,9 \times C_{pe}$  (caso 2b → Edifici con superficie dominante, in cui l'area delle aperture sulla superficie dominante sia pari ad almeno il triplo dell'area delle aperture sulle altre superfici, come riportato al §C3.3.8.5 di [2]).

### Caso 1 - Vento incidente sul lato b

$$c_e = 1,63$$

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$c_{pe} = 0,73$	$c_{pe} = -0,76$	$c_{pe} = -0,36$
$c_{pi} = 0,66$	$c_{pi} = -0,68$	$c_{pi} = -0,33$
<b><math>c_p = 1,39</math></b>	<b><math>c_p = -1,44</math></b>	<b><math>c_p = -0,69</math></b>

### Caso 2 - Vento incidente sul lato d

$$c_e = 1,63$$

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$c_{pe} = 0,74$	$c_{pe} = -0,82$	$c_{pe} = -0,38$
$c_{pi} = 0,66$	$c_{pi} = -0,68$	$c_{pi} = -0,33$
<b><math>c_p = 1,40</math></b>	<b><math>c_p = -1,50</math></b>	<b><math>c_p = -0,71</math></b>

## Calcolo della pressione del vento sulle pareti verticali

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

### - Vento incidente sul lato b

Faccia sopravento	<b><math>p = 1,04 \text{ kN/m}^2</math></b>	pressione
Facce laterali	<b><math>p = -1,07 \text{ kN/m}^2</math></b>	depressione
Faccia sottovento	<b><math>p = -0,52 \text{ kN/m}^2</math></b>	depressione

### - Vento incidente sul lato d

Faccia sopravento	<b><math>p = 1,04 \text{ kN/m}^2</math></b>	pressione
-------------------	---	-----------

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

Facce laterali	$p = -1,12 \text{ kN/m}^2$	depressione
Faccia sottovento	$p = -0,53 \text{ kN/m}^2$	depressione

### CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO SU COPERTURA PIANA ( $-5^\circ < \alpha < 5^\circ$ )

#### Calcolo del coefficiente di pressione esterna

Altezza copertura	4,0 m
Altezza parapetti	0,0 m
Altezza di riferimento = $H_{\text{copertura}} + H_{\text{parapetti}}$	4,0 m

#### Coefficienti globali $c_{pe}$

Fascia sopravvento [profondità = $\min(b/2; h)$ ]	Zona sottovento
$c_{pe,A} = -0,80$	$c_{pe,B} = 0,20$ (*)

(\*) sono da considerare sia il valore positivo +0,2 che il negativo -0,2

#### Calcolo del coefficiente di pressione

$$C_p = C_{pi} + C_{pe}$$

con  $C_{pi} = 0,9 \times C_{pe}$  (caso 2b → Edifici con superficie dominante, in cui l'area delle aperture sulla superficie dominante sia pari ad almeno il triplo dell'area delle aperture sulle altre superfici, come riportato al §C3.3.8.5 di [2]).

Zona sopravvento	Zona sottovento - Caso 1	Zona sottovento - Caso 2
$c_{pe} = -0,80$	$c_{pe} = -0,20$	$c_{pe} = 0,20$
$c_{pi} = -0,72$	$c_{pi} = -0,18$	$c_{pi} = 0,18$
$c_p = -1,52$	$c_p = -0,38$	$c_p = 0,38$

#### Calcolo della pressione del vento su copertura piana

$$p = q_r \times c_e \times c_p \times c_d$$

Fascia sopravvento	$p = -1,13 \text{ kN/m}^2$	sollevamento
Fascia sottovento	$p = -0,28 \text{ kN/m}^2$	sollevamento
Fascia sottovento	$p = 0,28 \text{ kN/m}^2$	pressione

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

---

### Pergolato

Nel pergolato non sono presenti elementi di falda o pareti perimetrali verticali. Tuttavia è stato considerato il contributo dell'azione del vento incidente sulla superficie delle travi e dei pilastri. I contributi sono stati calcolati in accordo con il §C3.3.8.6.1 della normativa [2], ed applicati come carichi uniformemente distribuiti lungo gli sviluppi lineari degli elementi.

$S$  = superficie delimitata dal contorno degli elementi

$S_p$  = la superficie della parte piena degli elementi

$\varphi = S_p/S = 1,0$  (trave piena, pilastro pieno)

Per  $0,8 \leq \varphi \leq 1,0 \rightarrow C_p = 2,4 - \varphi = 1,40$

### **Pressione del vento sulla faccia dell'elemento**

Pressione cinetica di riferimento	$q_r =$	0,46 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di esposizione	$C_e =$	1,63
Coefficiente di pressione	$C_p =$	1,40
Coefficiente dinamico	$C_d =$	1

### Vento incidente sull'anima della trave/pilastro

$$p = q_r C_e C_p C_d = 1,04 \text{ kN/m}^2$$

$$h_{tr,m} (m) = 0,16 \quad \quad \quad \mathbf{P = 0,17 \text{ kN/m}}$$

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### 2.5.4 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento VR.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

$T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

#### Dati relativi al sito

Comune di Firenze - Parco San Donato, Longitudine = **11,2287**; Latitudine = **43.7947**

Categoria di sottosuolo: **C**

Condizione topografica: **T1**

#### Dati relativi alla struttura in oggetto:

Vita nominale: **> 50 anni**

Classe d'uso: **II**

Periodo di riferimento: **50 anni**

Smorzamento: **5%**

Fattore di comportamento per edificio regolare in altezza e in pianta [SLV]:  $q_{ND}=1,50$

Fattore di comportamento [SLD]:  $q_{ND}=1,00$

In considerazione di quanto sopra i parametri per le forme spettrali sono riportati nella tabella sottostante:

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$	$T_c^*$ [s]
Operatività	30	0,047	2,552	0,250
Danno	50	0,056	2,587	0,267
Salvaguardia Vita	475	0,131	2,409	0,300
Prevenzione Collasso	975	0,167	2,387	0,310

**Tabella 2 - Parametri di pericolosità sismica**

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

Vn [anni]	Cu	Vr [anni]
50	1	50

Tabella 3 - Periodo di riferimento per l'azione sismica

## 2.6 COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI CALCOLO

Secondo il metodo degli stati limite, le azioni sulla costruzione devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico più gravose ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

### 2.6.1 COMBINAZIONI DI CARICO STATICHE

Le verifiche allo stato limite ultimo e di esercizio sono state condotte adottando le combinazioni di carico delle azioni riportate di seguito, in conformità al § 2.5.3 [1]. I valori dei vari coefficienti sono stati scelti secondo quanto indicato dalle Tabelle 2.5.I e 2.6.I [1].

SLU – fondamentale:  $g_{G1} \cdot G_1 + g_{G2} \cdot G_2 + g_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum y_{0i} \cdot Q_{ki}$

SLE – caratteristica rara:  $G_1 + G_2 + Q_{k1}$

SLE – quasi permanente:  $G_1 + G_2 + \sum y_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:  $G_1$  peso proprio di tutti gli elementi strutturali;  
 $G_2$  peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;  
 $Q_{ki}$  valore caratteristico delle azioni variabili;  
 $y_{Gi}$  coefficiente parziale di sicurezza per le azioni permanenti = 1,3;  
 $y_{Qi}$  coefficiente parziale di sicurezza per le azioni variabili = 1,5;  
 $\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione.

I valori dei vari coefficienti di combinazione  $\psi_{2i}$  sono scelti in base alla destinazione d'uso dei solai secondo quanto indicato dalle NTC nella Tabella 2.5.1.

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 7: Valori dei coefficienti di combinazione, rif. [1].

Nel caso in esame, al solaio di copertura sono associate le azioni variabili del sovraccarico della neve (a quota  $< 1000$  m s.l.m.); a questa azione corrisponde un coefficiente di combinazione nullo, pertanto nella combinazione sismica sono stati considerati solo i carichi rappresentati dalle masse strutturali e dai carichi permanenti del pacchetto solaio.

Le combinazioni allo stato limite di esercizio sono quelle decisive per il dimensionamento degli elementi inflessi in legno, in quanto la verifica di deformabilità risulta più severa di quella di resistenza. La freccia a breve termine è calcolata con la combinazione SLE rara, mentre quella a lungo termine con la combinazione SLE quasi permanente.

### 2.6.2 COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE

Le verifiche in zona sismica devono essere effettuate per la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre azioni:

$$E + G_1 + G_2 + \sum y_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove: E azione sismica per lo stato limite in esame;  
 $G_1$  peso proprio di tutti gli elementi strutturali;  
 $G_2$  peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;  
 $\Psi_{2i}$  coefficiente di combinazione;  
 $Q_{ki}$  valore caratteristico della azione variabile

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum y_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:  $\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile  $Q_i$  definito come "la media della distribuzione temporale dell'intensità".

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### 2.7 STATI LIMITE CONSIDERATI

Per gli edifici in classe d'uso II in zona sismica è richiesta la verifica di resistenza agli stati limite ultimi di salvaguardia della Vita (SLV) e la verifica di rigidezza agli stati limite di operatività (SLO).

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

Figura 8 - Tab.3.III delle NTC18 [1]



## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### 2.8 MODELLAZIONE NUMERICA, ANALISI E VERIFICHE

Lo chalet e il pergolato sono stati discretizzati tramite modelli di calcolo agli elementi finiti al fine di valutarne la sicurezza strutturale.

La caratterizzazione meccanica dei materiali è conforme a quanto riportato al §2.3. I carichi applicati alla struttura sono inoltre quelli indicati al §2.5 combinati secondo quanto specificato al §2.6.

### 2.9 NUOVE COSTRUZIONI

#### 2.9.1 MODELLO DI CALCOLO

Le sollecitazioni negli elementi strutturali sono state ricavate attraverso due modelli distinti agli elementi finiti delle strutture dello chalet e del pergolato, utilizzando il codice di calcolo PRO\_SAP PROfessional Structural Analysis:

Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2018-07-183)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Dati utente finale:	Fabrica Progetti S.r.l.
Codice Licenza:	Licenza dsi6240

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <a href="http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm">http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm</a>

I modelli sono stati realizzati utilizzando elementi di tipo "trave" per travi e pilastri ed elementi del tipo "shell" per le pareti. Ogni elemento trave è individuato dal nodo iniziale e dal nodo finale. Ogni elemento shell è individuato dai nodi I, J, K, L.

Agli elementi lineari e bidimensionali del modello sono state assegnate le proprietà meccaniche e geometriche delle sezioni prescelte e le condizioni di vincolo stabilite.

01	Emissione	GC	EC	EC	Elaborato	Pagina
ED.	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato	<b>22070E-R-01</b>	23/53

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

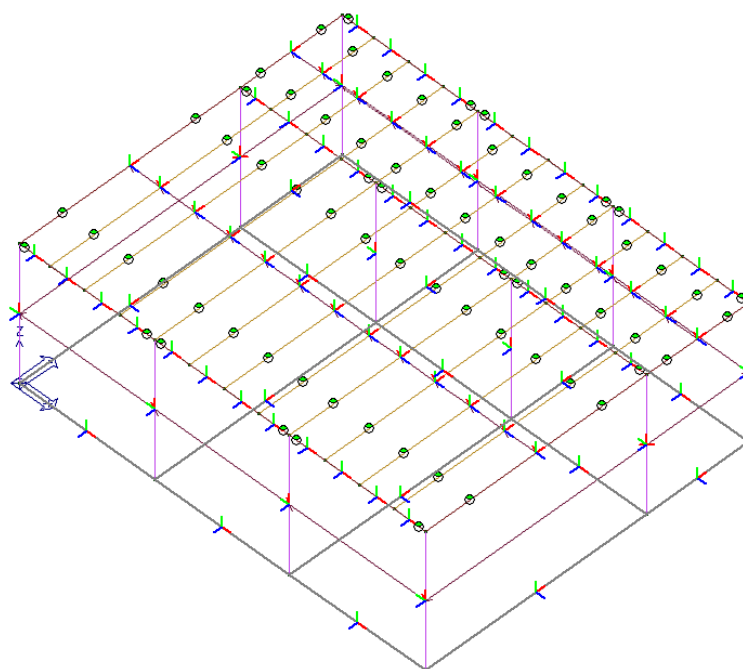


Figura 9 - Vista assonometrica del modello numerico dello Chalet

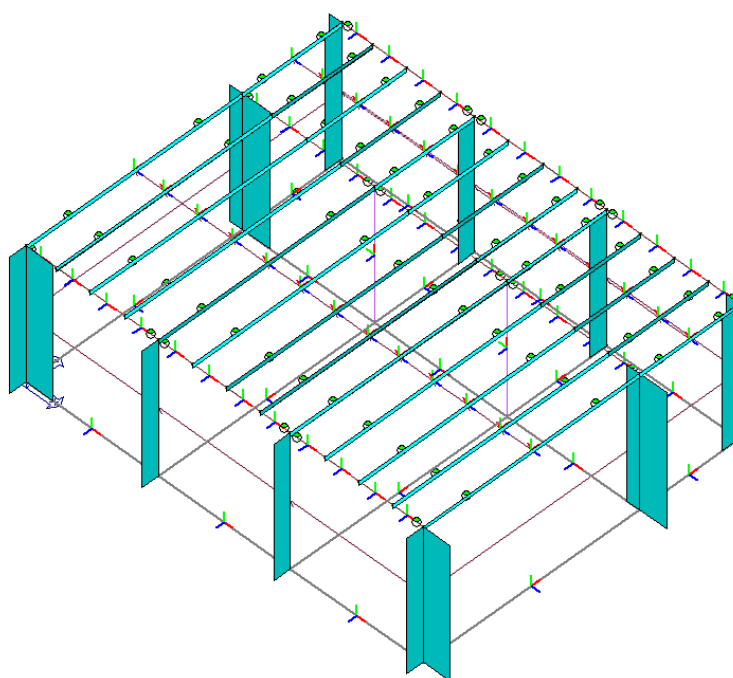


Figura 10 - Modello agli elementi finiti, assegnazione solai e pareti di tamponamento (Chalet)

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

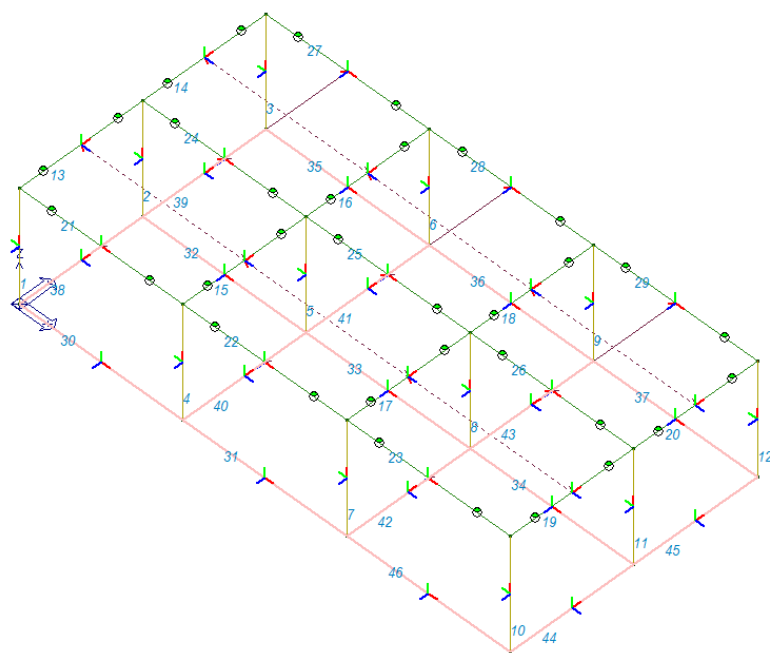


Figura 11 - Vista assonometrica del modello numerico del pergolato

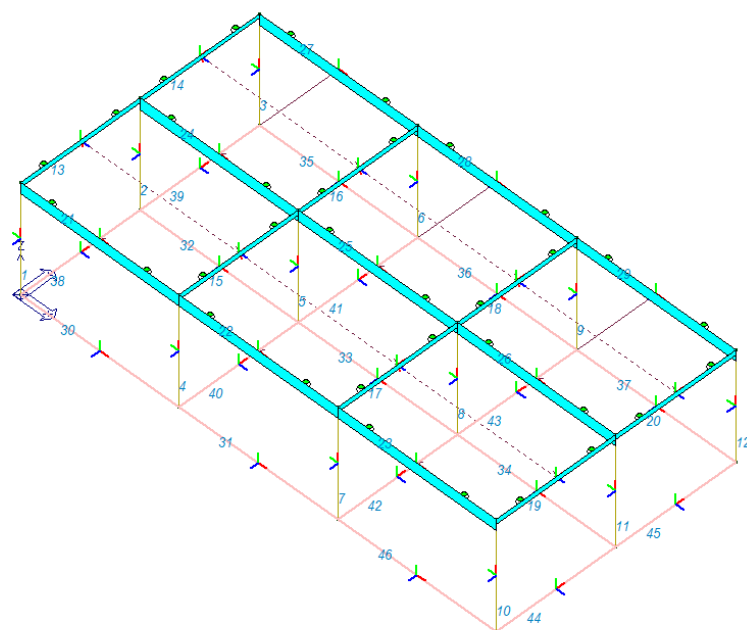


Figura 12 - Modello agli elementi finiti, assegnazione solai e pareti di tamponamento (pergolato)

## **RELAZIONE SULLE STRUTTURE**

---

### **Informazioni generali sull'elaborazione e accettabilità dei risultati**

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

### **Comportamento strutturale**

**Il fabbricato di nuova costruzione è stato progettato con comportamento non dissipativo.**

---

01	Emissione	GC	EC	EC	<i>Elaborato</i>	<i>Pagina</i>
ED.	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato	<b>22070E-R-01</b>	26/53

---



## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

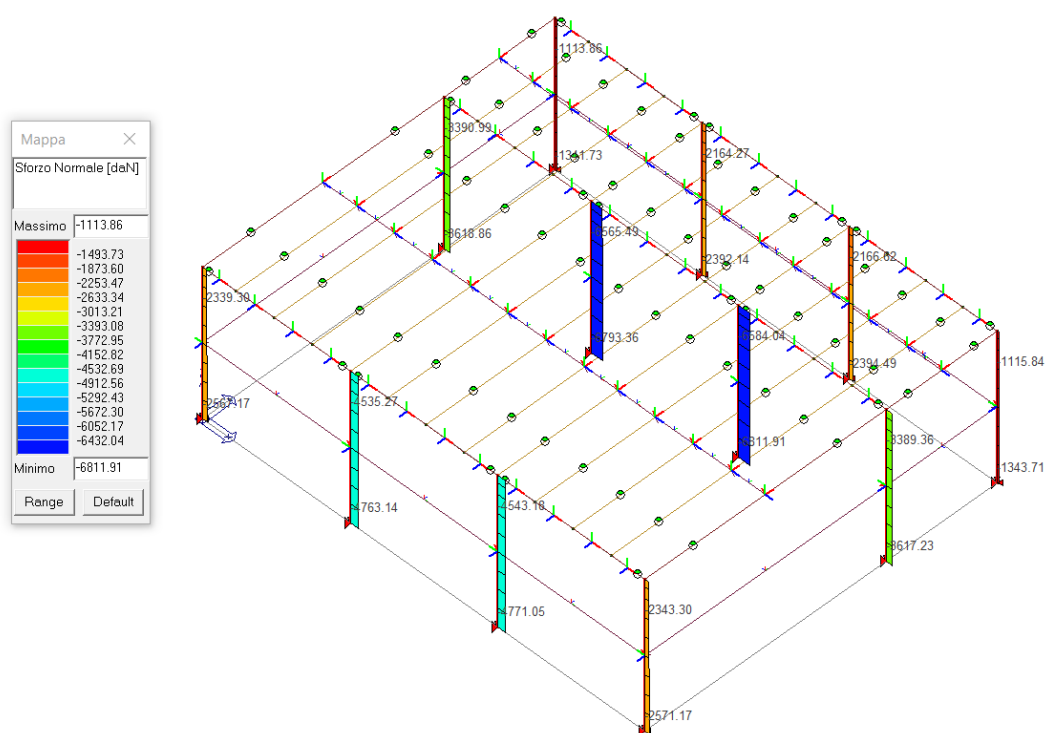


Figura 14 – Massimo sforzo normale agli SLV nei pilastri in acciaio

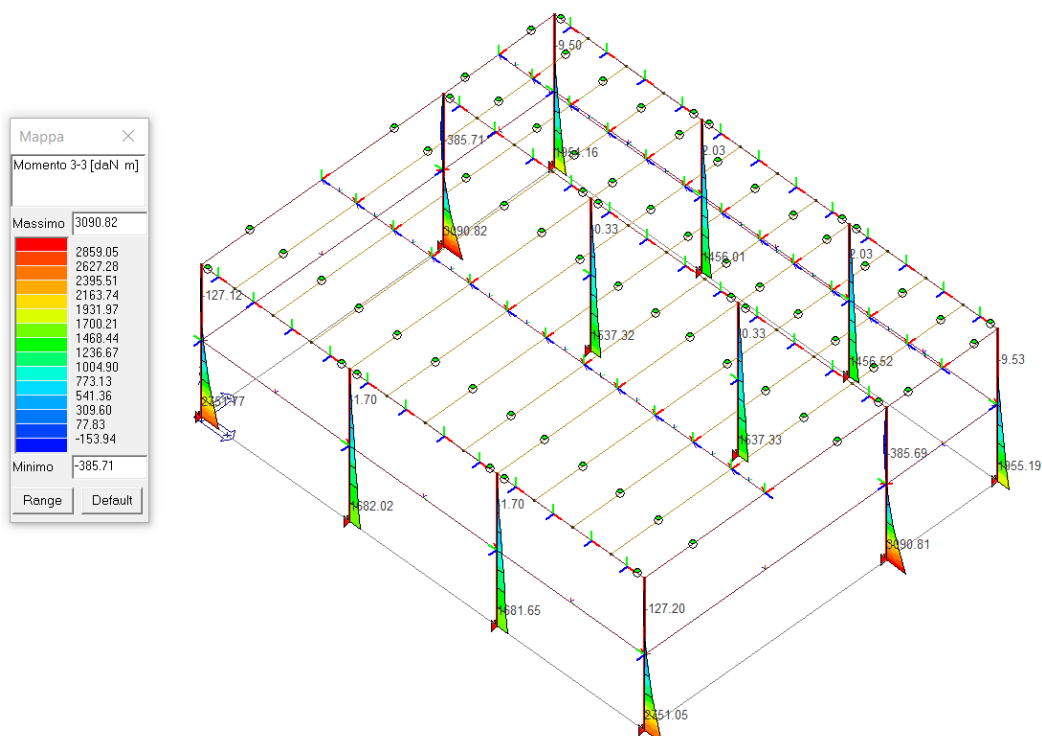


Figura 15 – Massimo momento M3 agli SLU nei pilastri in acciaio



A 3D perspective view of a 2D hexagonal lattice. The lattice is represented by a grid of points connected by lines. Vertical cylinders are placed at the lattice points. Arrows are shown at the points, indicating a vector field. The cylinders are colored cyan. The lattice lines are colored red and blue. The arrows are colored green and blue. A double-headed arrow is shown at the bottom left, indicating a direction of movement or force.

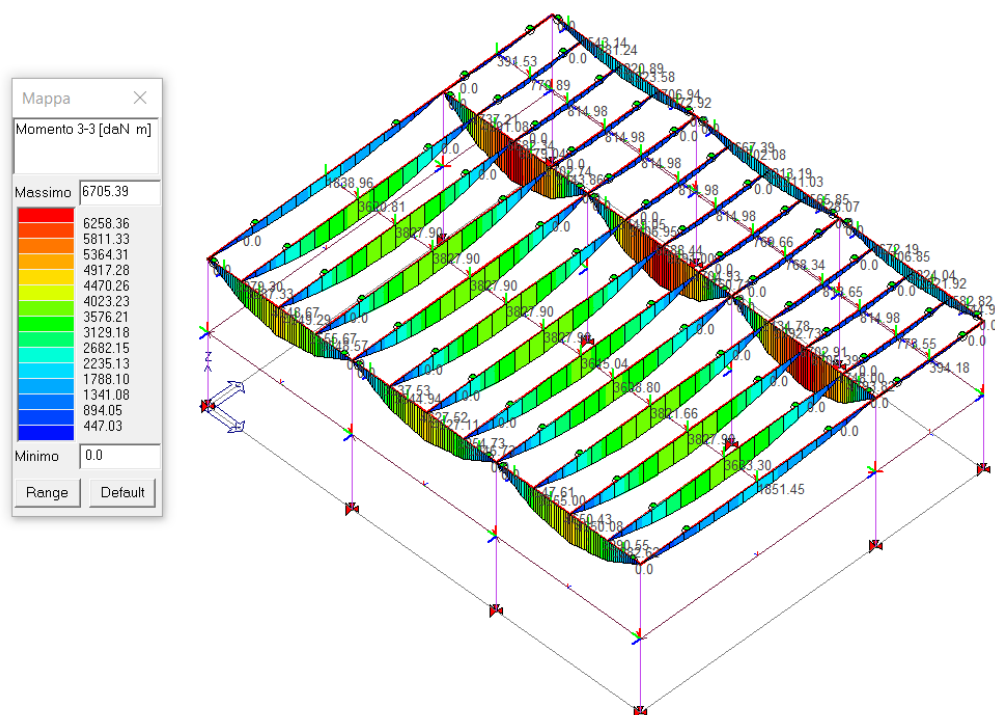
**Figura 17 - Stato di progetto dei pilastri**



## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### Travi in legno

Le travi principali di copertura sono in legno lamellare e presentano una sezione 20x40 cm, mentre quelle secondarie hanno sezione 20x32 cm. Al fine di identificare le sollecitazioni agenti sulle travi, si riportano le mappe esportate dal software.



**Figura 18 – Massimo momento flettente  $M_3$  agli SLU nelle travi in legno**

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

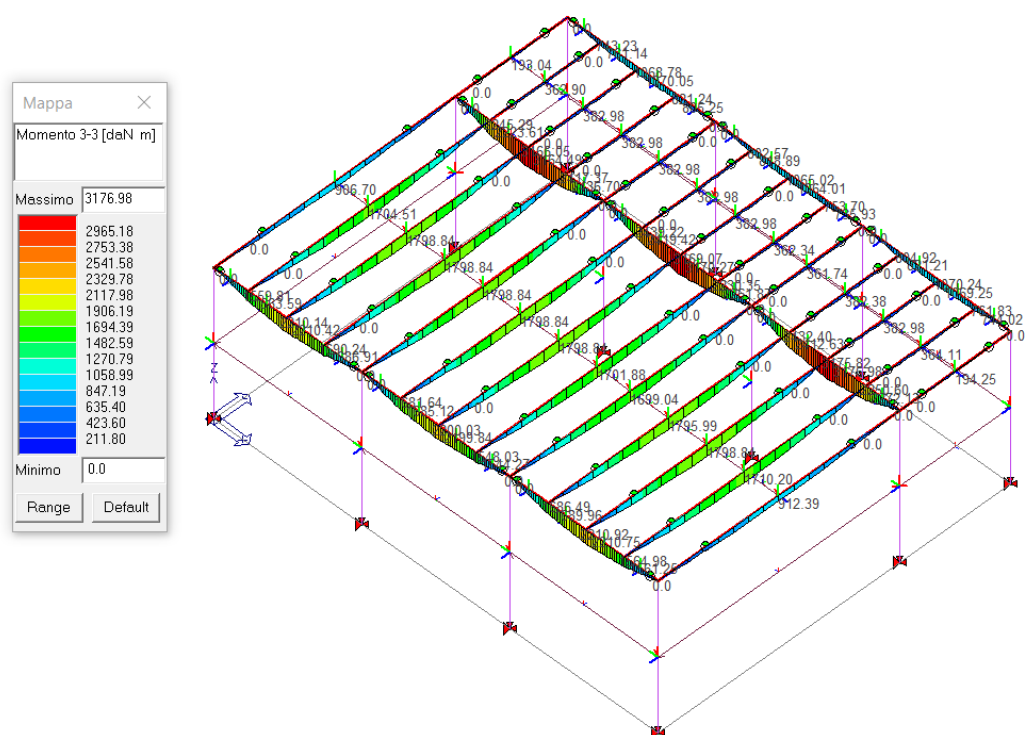


Figura 19 - Massimo momento flettente  $M_3$  agli SLV nelle travi in legno

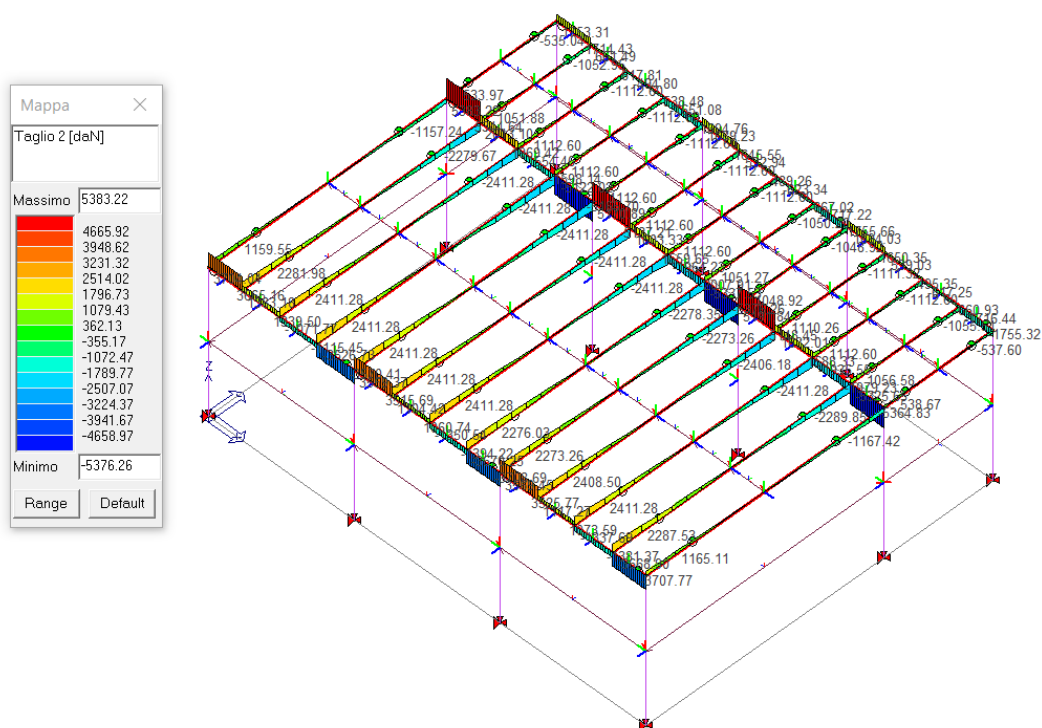
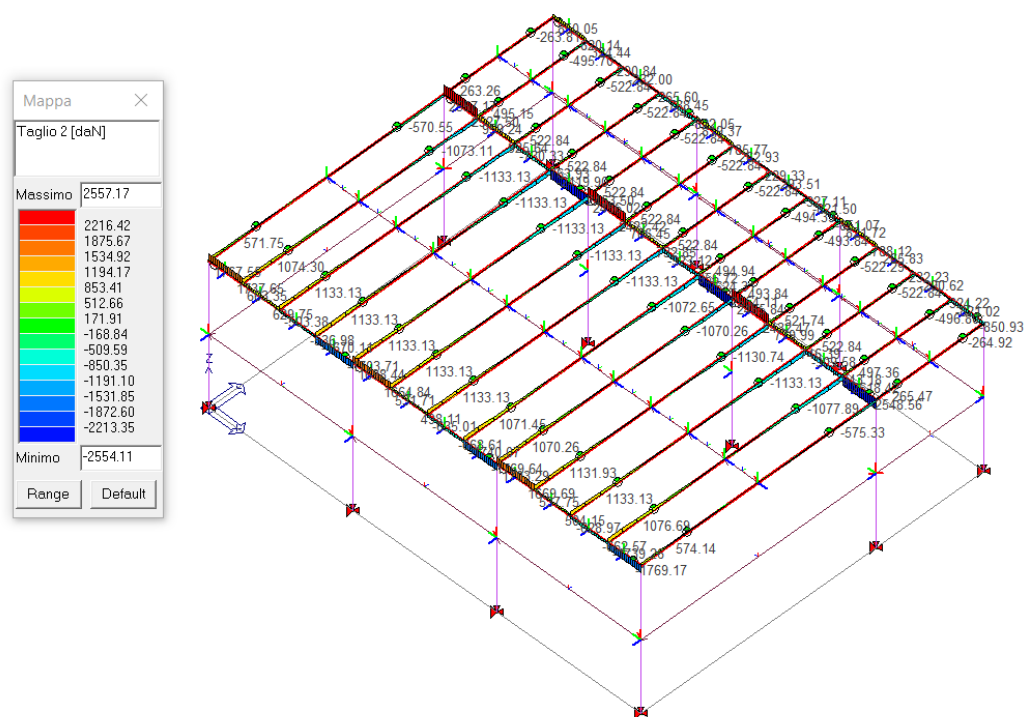


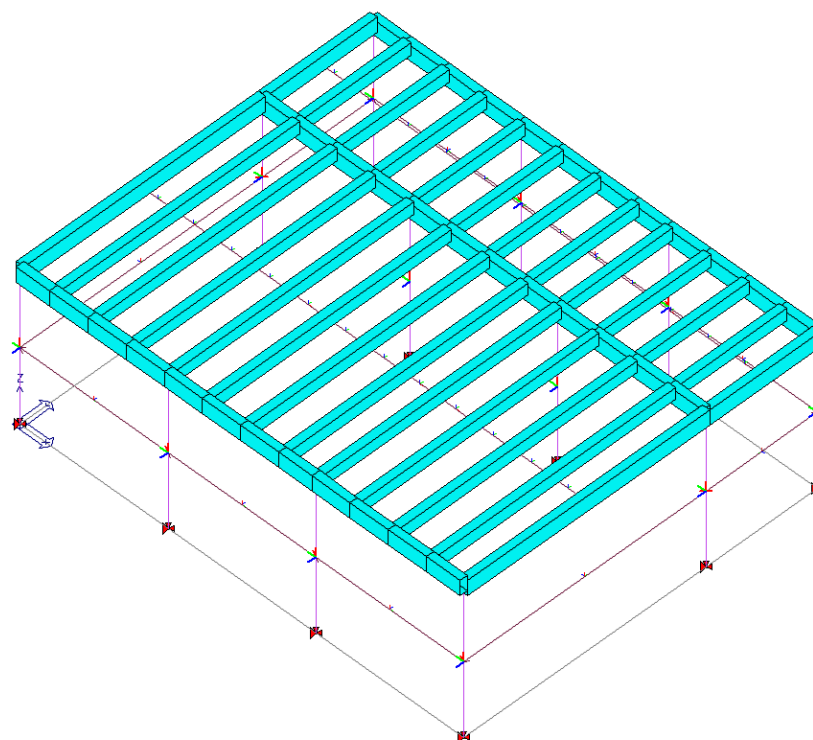
Figura 20 – Massimo taglio  $V_2$  agli SLU nelle travi in legno

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE



**Figura 21 – Massimo taglio V2 agli SLV nelle travi in legno**

Le verifiche delle travi agli SLU risultano soddisfatte come è possibile vedere dalla seguente schermata (colorazione ciano per elementi verificati).



**Figura 22 - Stato di progetto SLU delle travi**

01	Emissione	GC	EC	EC	Elaborato	Pagina
ED.	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato	<b>22070E-R-01</b>	32/53

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

Si riporta di seguito il relativo tasso di sfruttamento.

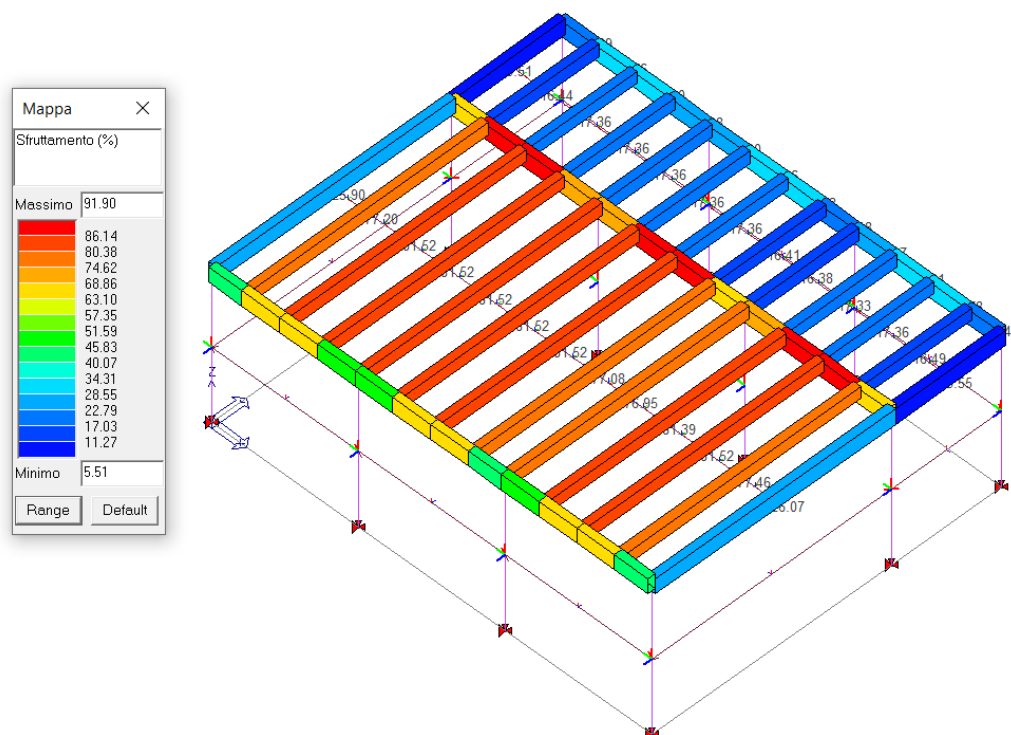


Figura 23 – Tasso di sfruttamento delle travi in legno

### VERIFICHE DELLA FRECCIA – SLE (CHALET)

Per la verifica della freccia PRO\_SAP non mostra una freccia in cm, bensì una freccia normalizzata; nella mappa viene indicata “freccia·1000/L”. La freccia normalizzata limite è:

per  $L/300 \rightarrow 1000/300 = 3,33$  (freccia a breve termine)

per  $L/200 \rightarrow 1000/200 = 5$  (freccia a lungo termine)

Di seguito sono riportate le mappature delle travi ordite in direzione Y. Le travi in direzione X (tutte di sezione 20x40 cm) nel modello di calcolo vengono suddivise in più elementi “trave”, data l’intersezione con le travi in Y. Poiché il programma effettua la verifica della freccia sul singolo concio di suddivisione e, quindi, su una lunghezza ridotta rispetto alla totalità dell’elemento, le verifiche di deformabilità di queste travi sono state effettuate per via analitica e riportate dopo le seguenti mappature.

La freccia a breve termine risulta avere un coefficiente di 2,59, inferiore a 3,33; quella a lungo termine invece ha un coefficiente di 3,14, inferiore a 5. Le verifiche sono quindi soddisfatte.

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

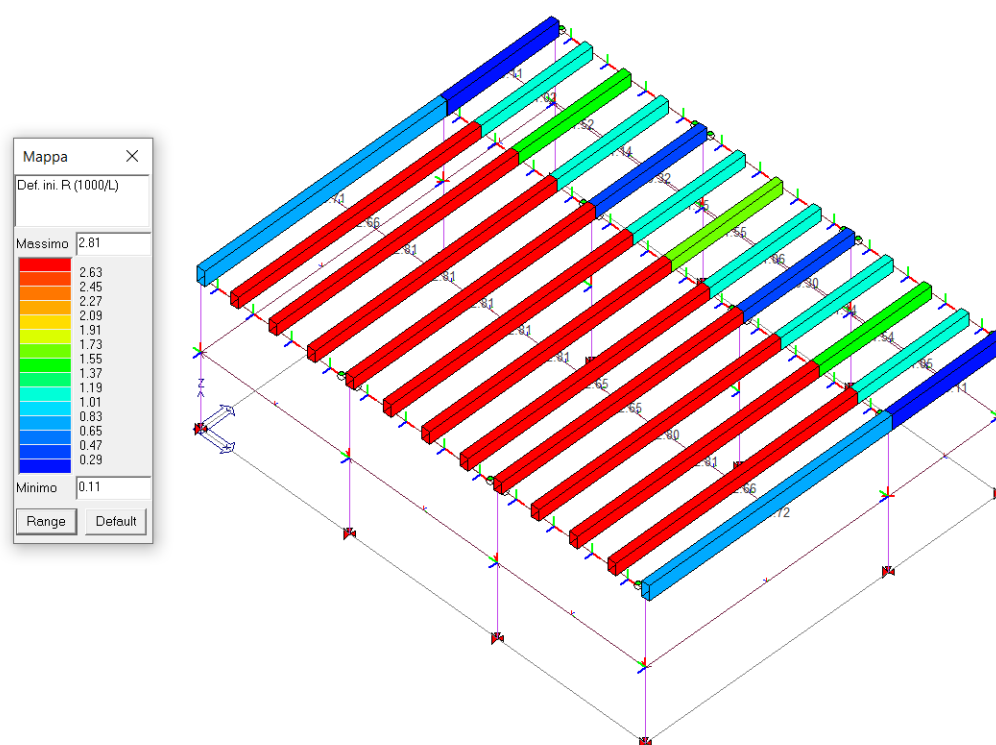


Figura 24 - Verifica della freccia a breve termine (SLE rara) per travi in direzione X

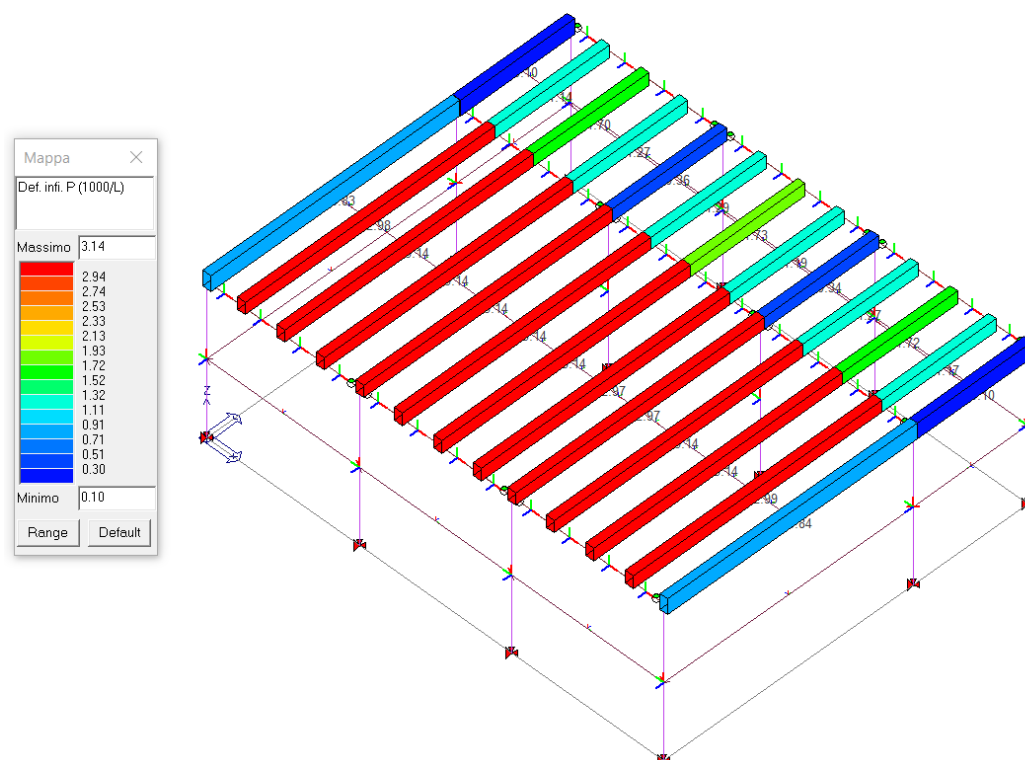


Figura 25 - Verifica della freccia a lungo termine (SLE quasi permanente) per travi in direzione X

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### VERIFICA ANALITICA DELLA FRECCIA PER LA TRAVE 20X40 cm

La verifica è stata condotta per una trave posta nell'allineamento centrale in direzione X, poichè avente un'area di influenza maggiore.

STRUTTURA:		SOLAIO COPERTURA
TIPOLOGIA:		TRAVI PRINCIPALI
MATERIALE:		LEGNO LAMELLARE
DIMENSIONI:		20x40
CLASSE DI SERVIZIO:		1 - amb. chiuso e riscaldato
Dati generali		
Resistenza	K <sub>mod</sub>	0,8 -
Deformabilità	K <sub>def</sub>	0,6 -
coefficiente di sicurezza	γ <sub>m</sub>	1,45 -
fattore di confidenza	FC	1
Dati legno		GL24h
Modulo elastico medio	E <sub>0,m</sub>	11500 N/mm²
Modulo elastico caratteristico	E <sub>0,k</sub>	9600 N/mm²
Modulo di taglio medio	G <sub>m</sub>	650 N/mm²
Fattore di correzione a taglio	χ	1,2 -
Resistenza a flessione	f <sub>m</sub>	24 N/mm²
Resistenza a taglio	f <sub>v,k</sub>	3,5 N/mm²
Massa volumica caratteristica	ρ <sub>k</sub>	385 kg/m³
Massa volumica media	ρ <sub>m</sub>	420 kg/m³
Dati geometrici sezione		
Inclinazione	α	0 °
Base	b	20 cm
Altezza	h	40 cm
Area	A	800 cm²
Modulo di resistenza asse y	W <sub>y</sub>	5 333 cm³
Modulo di resistenza asse z	W <sub>z</sub>	2 667 cm³
Momento d'inerzia asse y	J <sub>y</sub>	106 667 cm⁴
Momento d'inerzia asse z	J <sub>z</sub>	26 667 cm⁴
Dati trave		
Luce	L	3,89 m
interasse	i	4,64 m
Analisi dei carichi		
Peso proprio trave	G <sub>1</sub>	0,07 kN/m²
Peso tavolato+travi secondarie	G <sub>1</sub>	0,31 kN/m²
Peso pacchetto solaio P1	G <sub>2</sub>	3,30 kN/m²
Somma carichi permanenti	G <sub>1-2</sub>	3,68 kN/m²
Carico accidentale 1	Q <sub>k,1</sub>	0,80 kN/m²
coeff.combinazione	ψ <sub>0,1</sub>	0,5 -
coeff.combinazione	ψ <sub>2,1</sub>	0 -
Carico accidentale 2	Q <sub>k,2</sub>	0,28 kN/m²
coeff.combinazione	ψ <sub>0,2</sub>	0,6 -
coeff.combinazione	ψ <sub>2,2</sub>	0 -
Combinazioni di carico		
carico SLE permenente	g <sub>k</sub>	17,07 kN/m
carico SLE accidentale 1	q <sub>k,1</sub>	3,71 kN/m
carico SLE accidentale 2	q <sub>k,2</sub>	1,30 kN/m
carico SLE - Comb. Rara	g <sub>k</sub> +q <sub>k1</sub>	20,78 kN/m
carico SLE - Comb. Quasi Permanente	g <sub>k</sub> +ψ <sub>2,i</sub> q <sub>ki</sub>	17,07 kN/m
carico SLU	1,3*g <sub>k</sub> +1,5*q <sub>k</sub>	28,93 kN/m

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

SCHEMA STATICO: TRAVE APPOGGIATA CON CARICO DISTRIBUITO				
VERIFICA A FRECCIA (SLE)				
freccia istantanea carichi permanenti	$f_{0,g,y}$	4,89 mm		
freccia istantanea carichi accidentali	$f_{0,q1,y}$	1,1 mm		
freccia istantanea carichi accidentali	$f_{0,q2,y}$	0,4 mm		
freccia istantanea carichi permanenti	$f_{0,g,z}$	0,0 mm		
freccia istantanea carichi accidentali	$f_{0,q1,z}$	0,0 mm		
freccia istantanea carichi accidentali	$f_{0,q2,z}$	0,0 mm		
Freccia a breve termine asse forte	$f_{0,y}$	6,2 mm		
Freccia a breve termine asse debole	$f_{0,z}$	0,0 mm		
Freccia a lungo termine asse forte	$f_{\infty,y}$	8,9 mm		
Freccia a lungo termine asse debole	$f_{\infty,z}$	0,0 mm		
Freccia a breve termine totale	$f_0$	6,2 mm	48%	
Freccia a lungo termine totale	$f_{\infty}$	8,9 mm	46%	
Freccia a breve termine max L/300	$f_{0,max}$	12,97 mm	ok	
Freccia a lungo termine max L/200	$f_{\infty,max}$	19,5 mm	ok	

Le verifiche risultano soddisfatte.



## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI - PERGOLATO

#### Pilastri in legno

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni sui pilastri e il rispettivo tasso di sfruttamento, avendo scelto elementi in legno lamellare di sezione 16x16 cm.

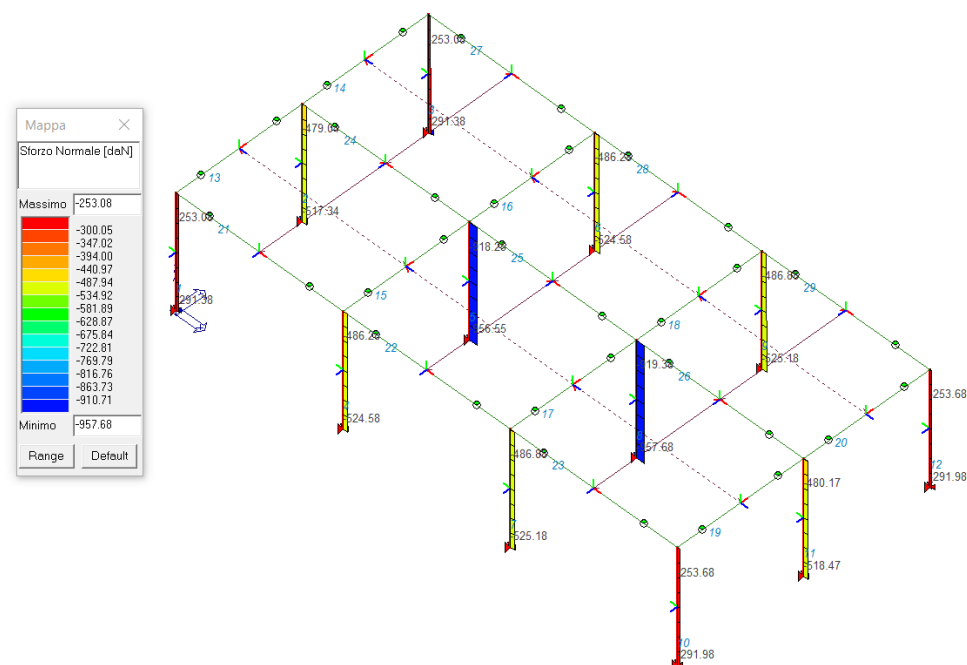


Figura 26 - Massimo sforzo normale agli SLU nei pilastri in legno

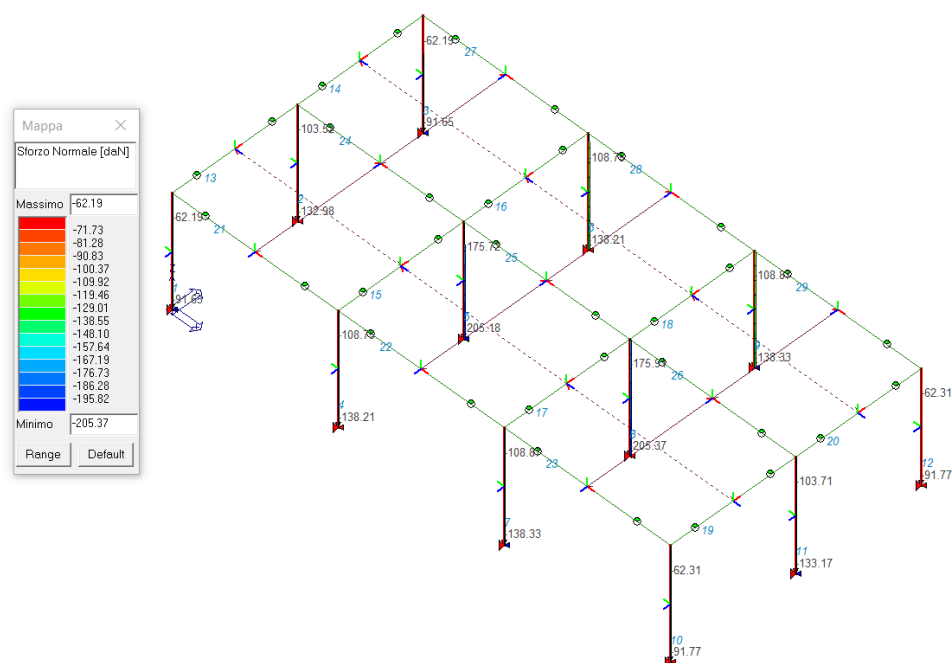


Figura 27 - Massimo sforzo normale agli SLV nei pilastri in legno

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

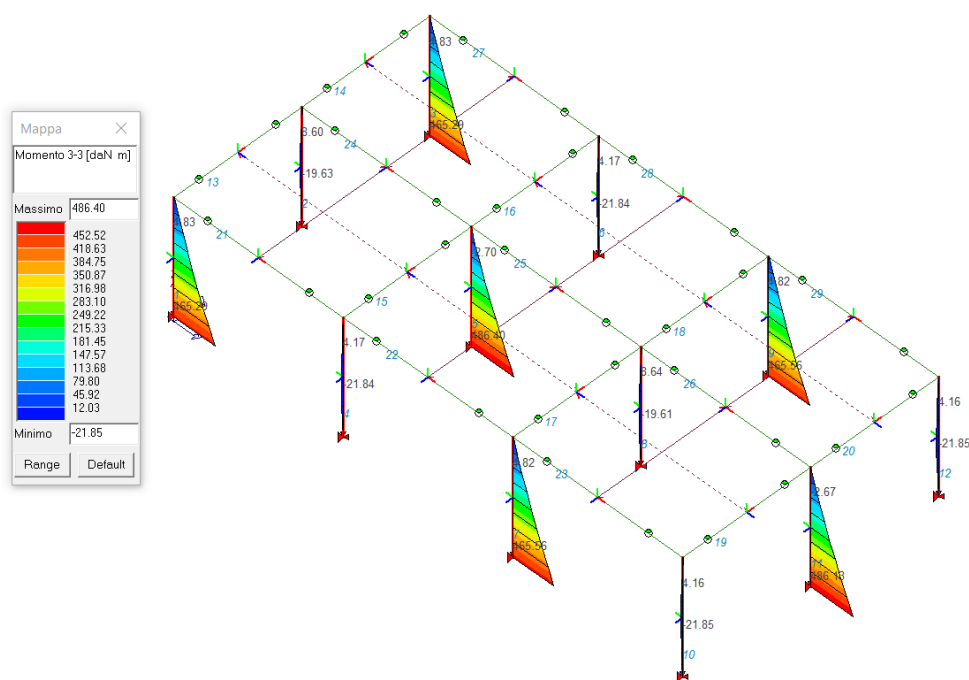


Figura 28 - Massimo momento M3 agli SLU nei pilastri in legno

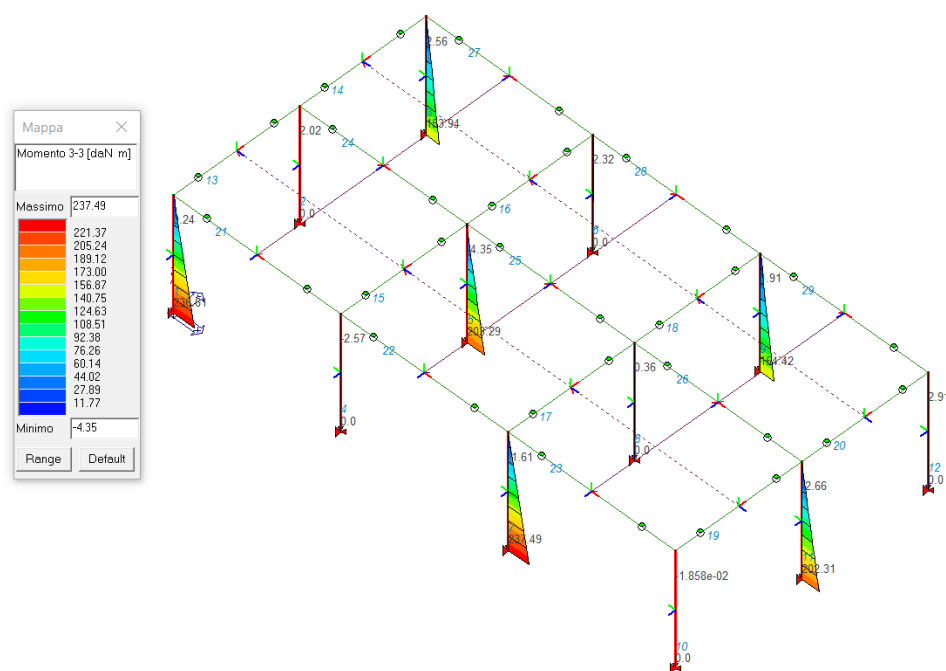


Figura 29 - Massimo momento M3 agli SLV nei pilastri in legno

Le verifiche di resistenza, stabilità e deformazione dei pilastri risultano soddisfatte, come è possibile vedere dalla schermata relativa allo stato di progetto (colorazione ciano per elementi verificati).

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

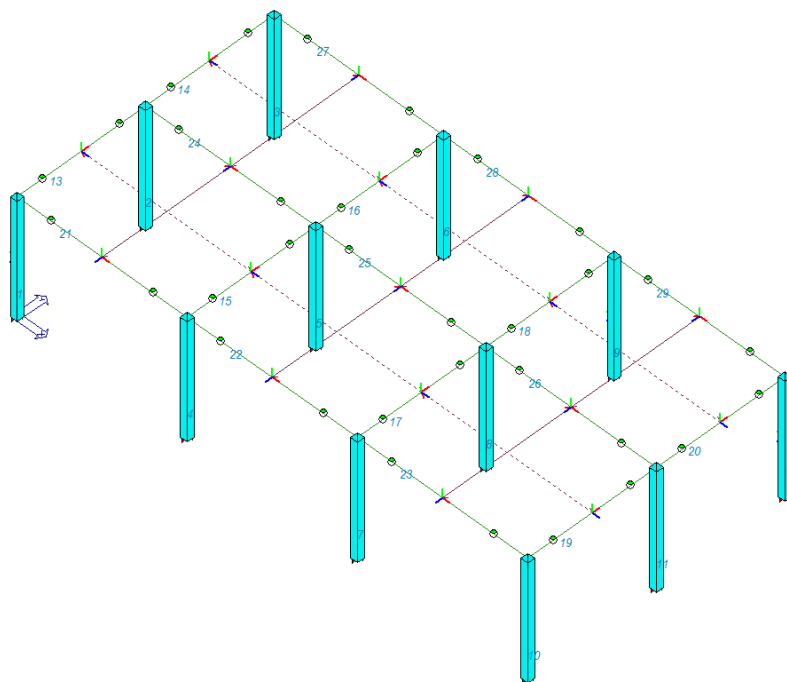


Figura 30 - Stato di progetto dei pilastri

Si riporta di seguito il relativo tasso di sfruttamento.

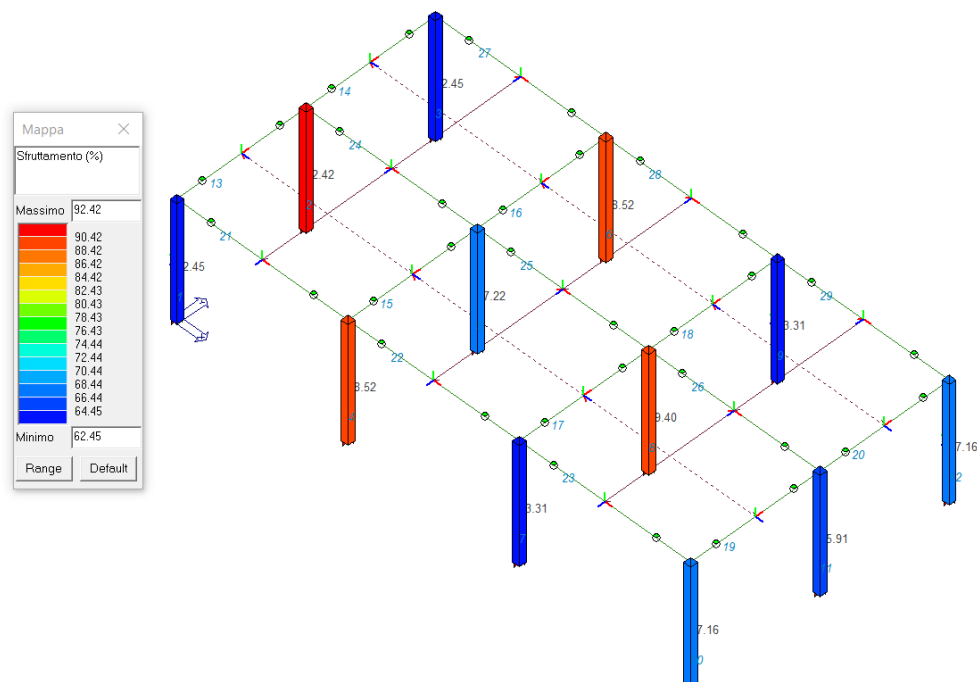


Figura 31 - Tasso di sfruttamento dei pilastri in legno

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### Travi in legno

Le travi di copertura sono in legno lamellare e presentano una sezione 16x16 cm. E' inoltre presente un doppio ordine di travetti 8x8 cm, per i quali sono riportate le verifiche per via analitica. Nel modello di calcolo sono stati considerati come carico gravante in copertura, e quindi non direttamente modellati. Di seguito si riportano le mappature relative alle travi 16x16 cm.

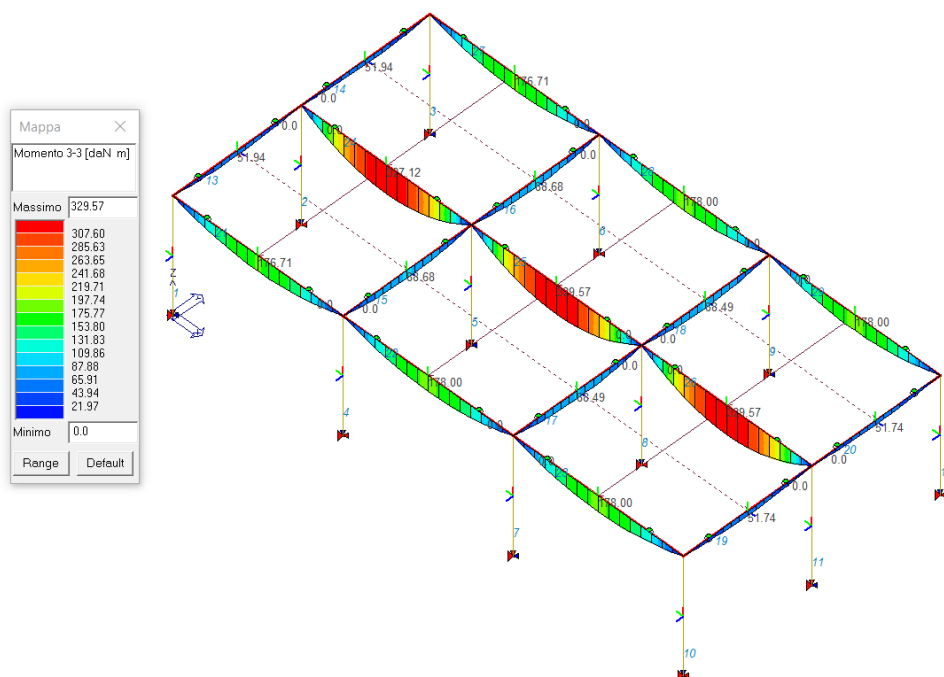


Figura 32 - Massimo momento flettente  $M_3$  agli SLU nelle travi in legno

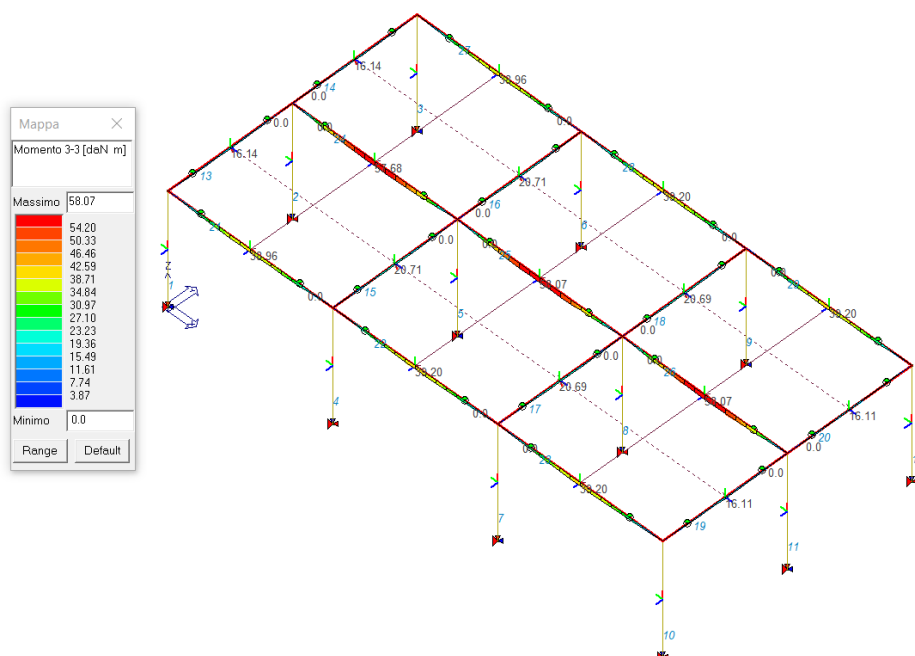


Figura 33 - Massimo momento flettente  $M_3$  agli SLV nelle travi in legno

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

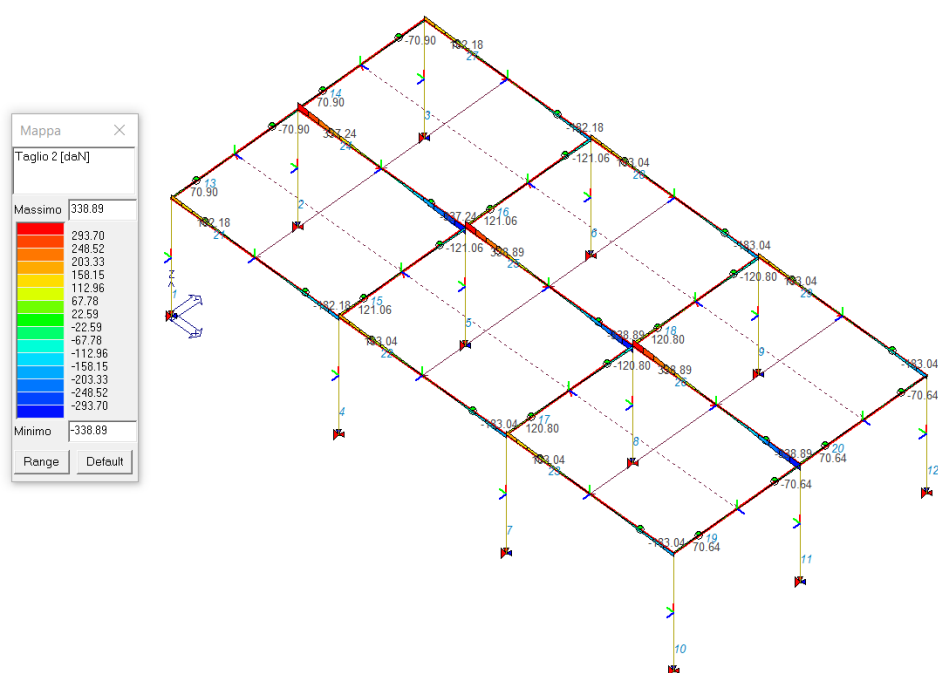


Figura 34 - Figura 20 – Massimo taglio V2 agli SLU nelle travi in legno

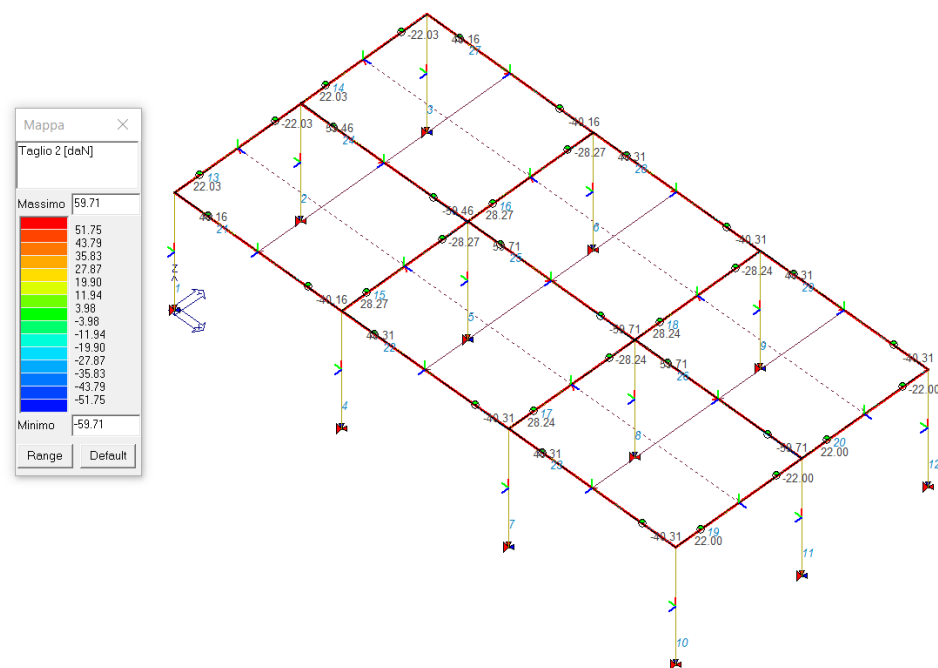


Figura 35 - Figura 20 – Massimo taglio V2 agli SLV nelle travi in legno

Le verifiche delle travi agli SLU risultano soddisfatte come è possibile vedere dalla seguente schermata (colorazione ciano per elementi verificati).

01	Emissione	GC	EC	EC	Elaborato	Pagina
ED.	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato	22070E-R-01	41/53

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

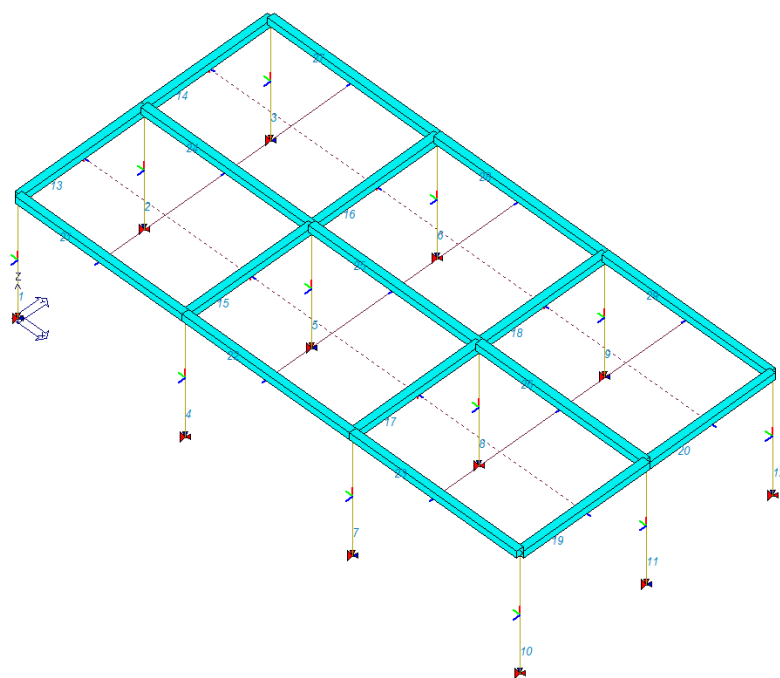


Figura 36 - Stato di progetto SLU delle travi

Si riporta di seguito il relativo tasso di sfruttamento.

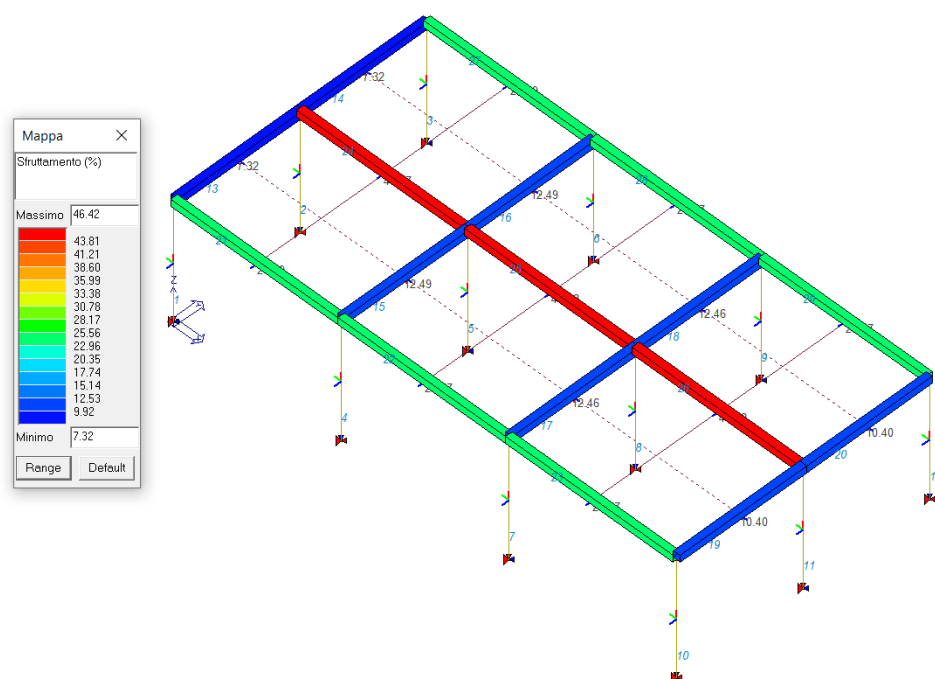


Figura 37 - Tasso di sfruttamento delle travi in legno

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### VERIFICHE DELLA FRECCIA – SLE (PERGOLATO)

Si riportano le verifiche delle frecce, a breve e a lungo termine, delle travi in legno del pergolato. Come precedentemente detto per le travi dello chalet, i limiti da rispettare sono i seguenti:

per  $L/300 \rightarrow 1000/300 = 3,33$  (freccia a breve termine)

per  $L/200 \rightarrow 1000/200 = 5$  (freccia a lungo termine)

I coefficienti delle frecce a breve e lungo termine (1,49 e 1,15) risultano inferiori a 5. Le verifiche sono quindi soddisfatte.

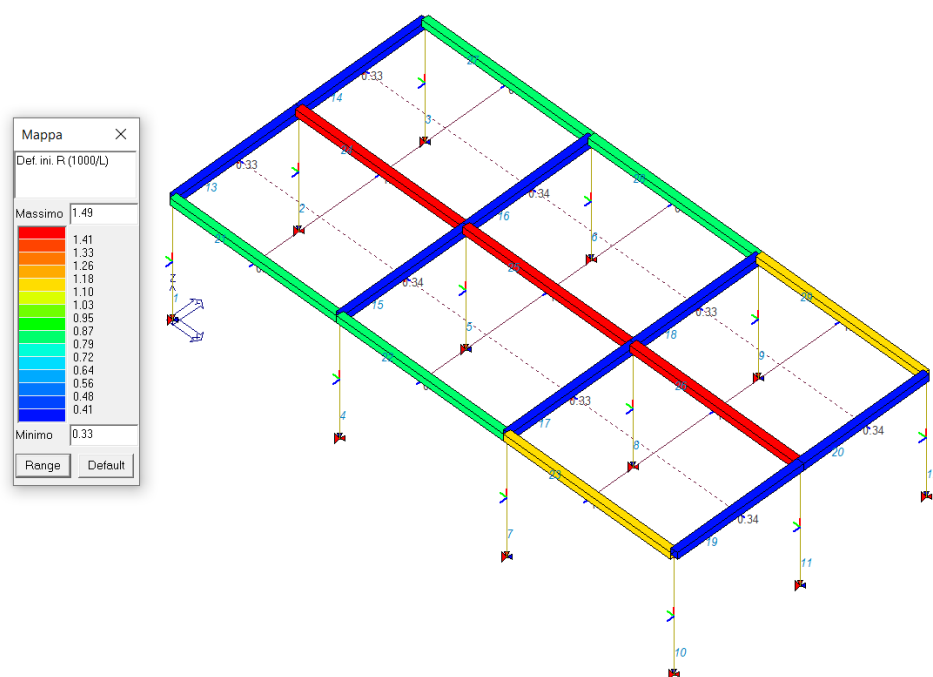


Figura 38 - Verifica della freccia a breve termine (SLE rara) delle travi in legno

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

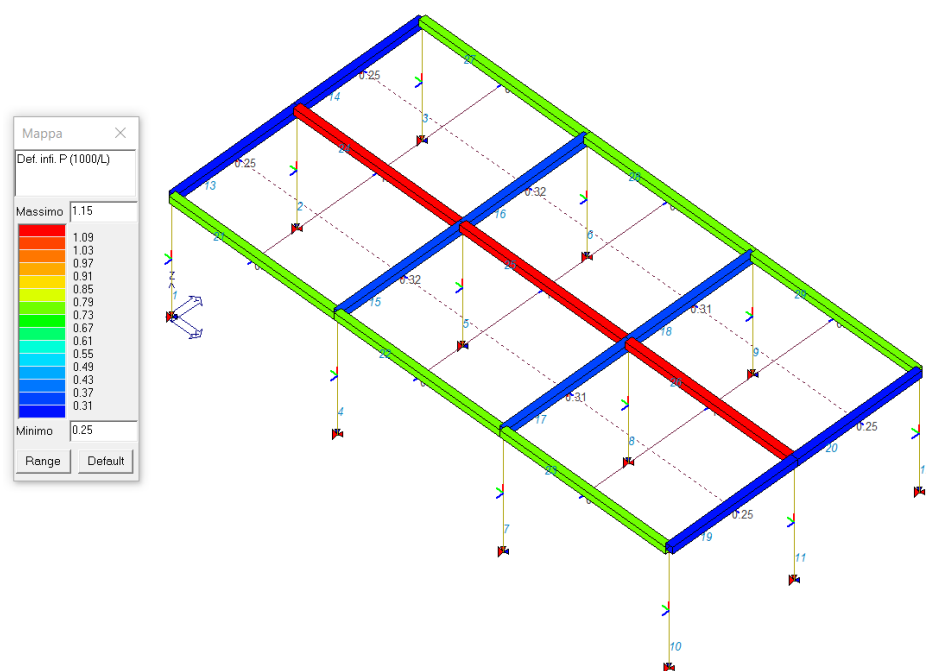


Figura 39 - Verifica della freccia a lungo termine (SLE quasi permanente) delle travi in legno



## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### VERIFICA ANALITICA DEI TRAVETTI 8X8 CM DEL PERGOLATO

STRUTTURA:		COPERTURA	
TIPOLOGIA:		TRAVE SECONDARIA	
MATERIALE:		LEGNO LAMELLARE	
DIMENSIONI:		8x8	
CLASSE DI SERVIZIO:		3 - amb. esterno esposto	
Dati generali			
Resistenza	K <sub>mod</sub>	0,8 -	
Deformabilità	K <sub>def</sub>	2 -	
coefficiente di sicurezza	γ <sub>m</sub>	1,45 -	
fattore di confidenza	FC	1	
Dati legno		GL24h	
Modulo elastico medio	E <sub>0,m</sub>	11500 N/mm <sup>2</sup>	
Modulo elastico caratteristico	E <sub>0,k</sub>	9600 N/mm <sup>2</sup>	
Modulo di taglio medio	G <sub>m</sub>	650 N/mm <sup>2</sup>	
Fattore di correzione a taglio	χ	1,2 -	
Resistenza a flessione	f <sub>m</sub>	24 N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza a taglio	f <sub>v,k</sub>	3,5 N/mm <sup>2</sup>	
Massa volumica caratteristica	ρ <sub>k</sub>	385 kg/m <sup>3</sup>	
Massa volumica media	ρ <sub>m</sub>	420 kg/m <sup>3</sup>	
Dati geometrici sezione			
Inclinazione	α	0 °	
Base	b	8 cm	
Altezza	h	8 cm	
Area	A	64 cm <sup>2</sup>	
Modulo di resistenza asse y	W <sub>y</sub>	85 cm <sup>3</sup>	
Modulo di resistenza asse z	W <sub>z</sub>	85 cm <sup>3</sup>	
Momento d'inerzia asse y	J <sub>y</sub>	341 cm <sup>4</sup>	
Momento d'inerzia asse z	J <sub>z</sub>	341 cm <sup>4</sup>	
Dati trave			
Luce	L	2,75 m	
interasse	i	0,90 m	
Analisi dei carichi			
Peso proprio trave	G <sub>1</sub>	0,03 kN/m <sup>2</sup>	
Peso copertura	G <sub>2</sub>	0,03 kN/m <sup>2</sup>	
Somma carichi permanenti	G <sub>1-2</sub>	0,06 kN/m <sup>2</sup>	
Carico accidentale 1	Q <sub>k,1</sub>	0,40 kN/m <sup>2</sup>	
coeff.combinazione	ψ <sub>0,1</sub>	0,5 -	
coeff.combinazione	ψ <sub>2,1</sub>	0 -	
Carico accidentale 2	Q <sub>k,2</sub>	0,08 kN/m	
coeff.combinazione	ψ <sub>0,2</sub>	0,6 -	
coeff.combinazione	ψ <sub>2,2</sub>	0,2 -	
Combinazioni di carico			
carico SLE permanente	g <sub>k</sub>	0,05 kN/m	
carico SLE accidentale 1	q <sub>k,1</sub>	0,36 kN/m	
carico SLE accidentale 2	q <sub>k,2</sub>	0,08 kN/m	
carico SLE - Comb. Rara	g <sub>k</sub> +q <sub>k1</sub>	0,46 kN/m	
carico SLE - Comb. Quasi Permanente	g <sub>k</sub> +ψ <sub>2,i</sub> q <sub>ki</sub>	0,07 kN/m	
carico SLU	1,3*g <sub>k</sub> +1,5*q <sub>k</sub>	0,68 kN/m	

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

Calcolo $k_{mod}$		
Classe di servizio	3 - amb. esterno esposto	
Tipologia carico	a) permanente	0,5
	b) lunga durata	0,55
	c) media durata	0,65
	d) breve durata	0,7
	comb. A $\gamma_{G1} * G_1$	0,04 kN/m <sup>2</sup>
	comb. B $\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2$	0,08 kN/m <sup>2</sup>
	comb. C $\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{K,1}$	0,68 kN/m <sup>2</sup>
	comb. D $\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{K,2} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{K,2}$	0,76 kN/m <sup>2</sup>
p/k <sub>mod</sub>	comb. A	0,08
	comb. B	0,15
	comb. C	1,05
	comb. D	1,08
Scelta coefficiente $k_{mod}$	$k_{mod}$	0,8

SCHEMA STATICO: TRAVE APPOGGIATA CON CARICO DISTRIBUITO			
VERIFICA A FRECCIA (SLE)			
freccia istantanea carichi permanenti	$f_{0,g,y}$	1,04 mm	
freccia istantanea carichi accidentali	$f_{0,q1,y}$	6,9 mm	
freccia istantanea carichi accidentali	$f_{0,q2,y}$	1,5 mm	
freccia istantanea carichi permanenti	$f_{0,g,z}$	0,0 mm	
freccia istantanea carichi accidentali	$f_{0,q1,z}$	0,0 mm	
freccia istantanea carichi accidentali	$f_{0,q2,z}$	0,0 mm	
Freccia a breve termine asse forte	$f_{0,y}$	8,9 mm	
Freccia a breve termine asse debole	$f_{0,z}$	0,0 mm	
Freccia a lungo termine asse forte	$f_{\infty,y}$	11,0 mm	
Freccia a lungo termine asse debole	$f_{\infty,z}$	0,0 mm	
Freccia a breve termine totale	$f_0$	8,9 mm	97%
Freccia a lungo termine totale	$f_{\infty}$	11,0 mm	80%
Freccia a breve termine max L/300	$f_{0,max}$	9,17 mm	ok
Freccia a lungo termine max L/200	$f_{\infty,max}$	13,8 mm	ok
VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE (SLU)			
Momento SLU	$M = qL^2/8$	0,58 kNm	
$M_y$	$M * \cos(\alpha)$	0,58 kNm	
$M_z$	$M * \sin(\alpha)$	0,00 kNm	
$\sigma_{legno,y}$	$M_y/W_y$	6,8 N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{legno,z}$	$M_z/W_z$	0,0 N/mm <sup>2</sup>	
$f_{md}$	$k_{mod} * f_{m}/\gamma_m$	13,2 N/mm <sup>2</sup>	
Verifica a flessione		0,51 < 1	ok
VERIFICA A TAGLIO (SLU)			
Taglio SLU	$T_z = qL/2$	0,85 kN	
$\tau_{z,d}$	$3/2 T_z/Ak_{cr}$	0,30 N/mm <sup>2</sup>	
$f_{vd}$	$k_{mod} * f_v/\gamma_m$	1,9 N/mm <sup>2</sup>	
Verifica a taglio		0,15 < 1	ok

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### VERIFICHE DI RIGIDEZZA

La verifica di rigidezza (RIG) è stata condotta con riferimento al § 7.3.6.1 delle NTC 2018, che per tamponature fragili richiede spostamenti di interpiano inferiori a **0,0050 h**.

Di seguito si riporta la mappa grafica riassuntiva nel caso più gravoso (combinazione SLD n.145 per lo Chalet, combinazione SLD n.124 per il pergolato), precisando che gli spostamenti relativi di piano sono stati moltiplicati per un fattore 1000/H, che deve risultare minore di **5**, in accordo alla formula 7.3.11a.

I valori calcolati risultano accettabili in funzione delle finiture dell'opera e pertanto la **verifica risulta soddisfatta**.

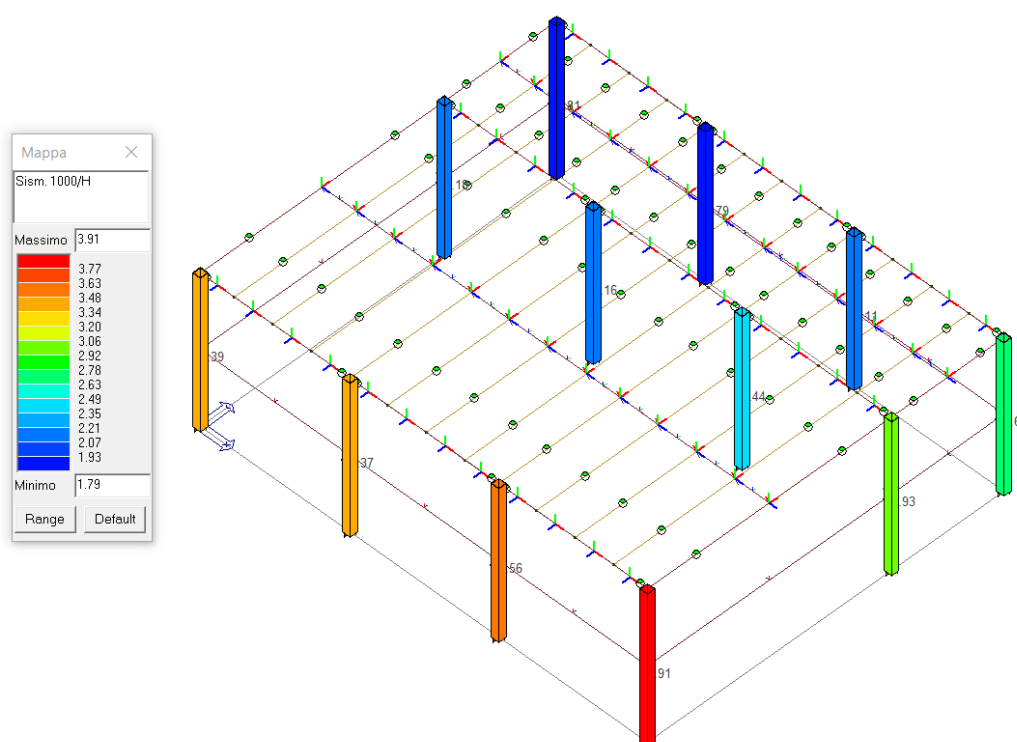


Figura 40 - Drift massimo 3,91 < 5 per lo Chalet (SLD)

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

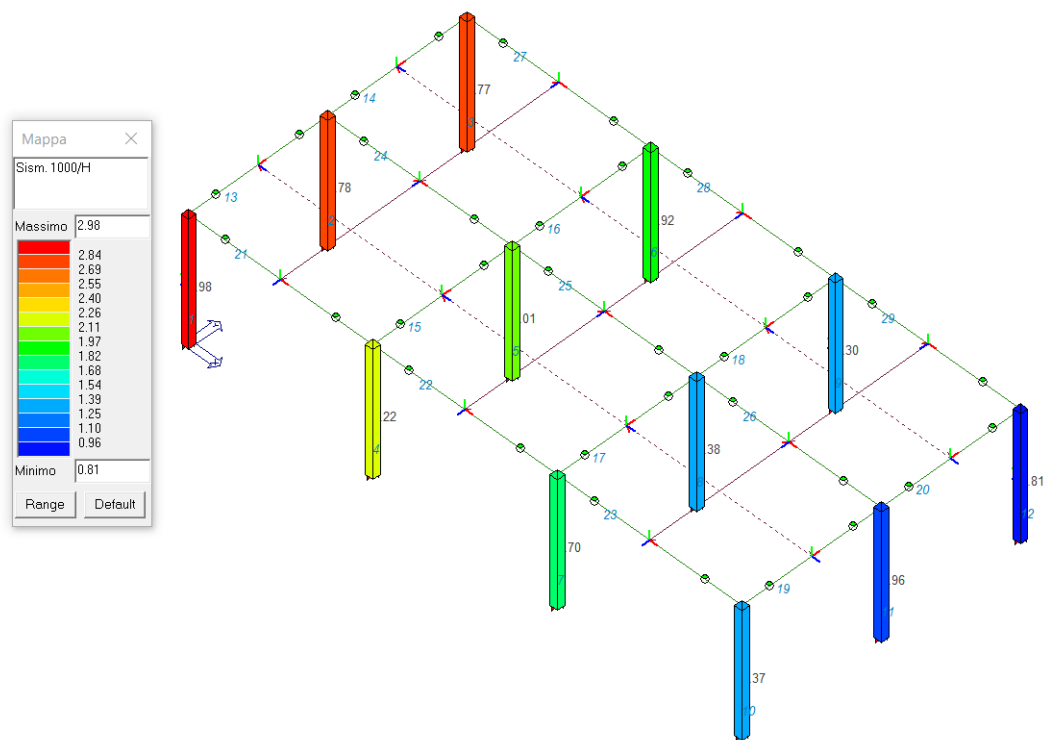


Figura 41 - Drift massimo 2,98 < 5 per il pergolato (SLD)

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### UNIONI ALLA BASE DEI PILASTRI IN ACCIAIO (CHALET)

I pilastri in acciaio dello Chalet (scatolari 200x200x10 mm) saranno collegati alle travi rovesce di fondazione tramite una piastra in acciaio e 12 tirafondi M16. La piastra avrà dimensioni 320x320 mm, spessore pari a 15 mm, oltre agli irrigidimenti di spessore 10 mm.

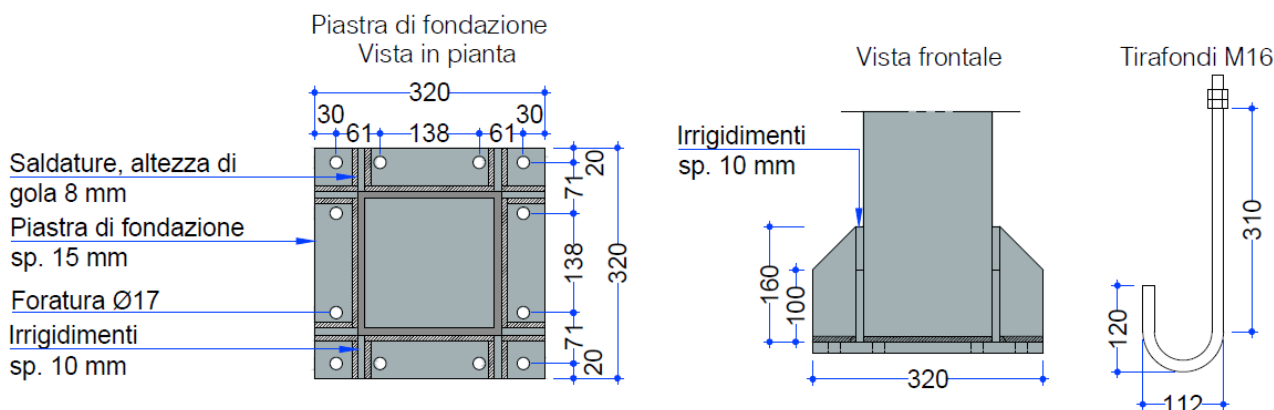


Figura 42 - Piastra di fondazione chalet

Per il dimensionamento e le verifiche dell'unione è stato studiato il pilastro maggiormente sollecitato. Si riportano di seguito le verifiche estrapolate dal fascicolo di calcolo.

#### Verifiche sui bulloni

##### 1-Taglio e trazione (comb. n.85)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_1$	VER
1	134.00	-139.60	1766.0	60222.1	0.0	42452.6	0.029325	Ok
2	134.00	-65.00	1725.0	60222.1	0.0	50463.7	0.028643	Ok
3	134.00	65.00	1653.5	60222.1	0.0	50463.7	0.027457	Ok
4	134.00	139.60	1612.6	60222.1	0.0	42452.6	0.026777	Ok
5	65.00	-139.60	1773.3	60222.1	0.0	42232.4	0.029446	Ok
6	65.00	139.60	1620.6	60222.1	5804.8	42232.4	0.125087	Ok
7	-65.00	-139.60	1789.2	60222.1	1761.4	42232.4	0.059501	Ok
8	-65.00	139.60	1638.0	60222.1	23130.9	42232.4	0.418417	Ok
9	-134.00	-139.60	1798.8	60222.1	10957.5	42452.6	0.214236	Ok
10	-134.00	-65.00	1758.6	60222.1	16667.3	50463.7	0.265118	Ok
11	-134.00	65.00	1688.6	60222.1	26617.3	50463.7	0.404793	Ok
12	-134.00	139.60	1648.5	60222.1	32327.1	42452.6	0.571293	Ok

##### 2-Trazione (comb. n.85)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_2$	VER
1	134.00	-139.60	0.0	42452.6	0.000000	Ok
2	134.00	-65.00	0.0	50463.7	0.000000	Ok
3	134.00	65.00	0.0	50463.7	0.000000	Ok
4	134.00	139.60	0.0	42452.6	0.000000	Ok
5	65.00	-139.60	0.0	42232.4	0.000000	Ok
6	65.00	139.60	5804.8	42232.4	0.137448	Ok
7	-65.00	-139.60	1761.4	42232.4	0.041706	Ok
8	-65.00	139.60	23130.9	42232.4	0.547705	Ok
9	-134.00	-139.60	10957.5	42452.6	0.258113	Ok

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

10	-134.00	-65.00	16667.3	50463.7	0.330284	Ok
11	-134.00	65.00	26617.3	50463.7	0.527455	Ok
12	-134.00	139.60	32327.1	42452.6	0.761488	Ok

### Legenda

$F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sul bullone  
 $F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto del bullone  
 $F_{t,Ed}$  forza di trazione agente sul bullone  
 $F_{t,Rd}$  resistenza a trazione di progetto del bullone  
 $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$   
 $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$   
 VER  $FV_i \leq 1$

### Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza  $a = s_c / 2^{0.5} = 5.657$ ) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm<sup>2</sup>.

#### Verifica formula (4.2.84) (comb. n.82)

Cordoni	Lung.[mm]	$n^{\wedge}$	$t^{\wedge}$	$t_{  }$	$FV_1$	VER <sub>1</sub>
Nerv. vert. lato inferiore zona destra esterno	52.0	-76.95	0.00	1.02	76.96	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona destra interno	52.0	-71.68	0.00	1.02	71.68	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona sinistra interno	52.0	-12.89	0.00	1.02	12.93	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona sinistra esterno	52.0	-7.61	0.00	1.02	7.68	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona inferiore esterno	52.0	-84.93	0.00	4.37	85.05	Ok
Profilo lato inferiore	200.0	-64.70	0.00	4.37	64.85	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona inferiore esterno	52.0	22.96	0.00	4.37	23.37	Ok
Profilo lato destro	200.0	-65.10	0.00	1.02	65.11	Ok
Profilo lato sinistro	200.0	43.76	0.00	1.02	43.78	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona inferiore interno	52.0	-81.84	0.00	4.37	81.96	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona inferiore interno	52.0	26.06	0.00	4.37	26.42	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona superiore interno	52.0	-47.39	0.00	4.37	47.59	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona superiore interno	52.0	60.51	0.00	4.37	60.66	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona superiore esterno	52.0	-44.30	0.00	4.37	44.51	Ok
Profilo lato superiore	200.0	43.37	0.00	4.37	43.59	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona superiore esterno	52.0	63.60	0.00	4.37	63.75	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona destra esterno	52.0	-24.00	0.00	1.02	24.02	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona destra interno	52.0	-18.72	0.00	1.02	18.75	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona sinistra interno	52.0	50.34	0.00	1.02	50.35	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona sinistra esterno	52.0	55.62	0.00	1.02	55.63	Ok

#### Verifica formula (4.2.85) (comb. n.82)

Cordoni	Lung.[mm]	$n^{\wedge}$	$t^{\wedge}$	$t_{  }$	$FV_2$	VER <sub>2</sub>
Nerv. vert. lato inferiore zona destra esterno	52.0	-76.95	0.00	1.02	76.95	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona destra interno	52.0	-71.68	0.00	1.02	71.68	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona sinistra interno	52.0	-12.89	0.00	1.02	12.89	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona sinistra esterno	52.0	-7.61	0.00	1.02	7.61	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona inferiore esterno	52.0	-84.93	0.00	4.37	84.93	Ok
Profilo lato inferiore	200.0	-64.70	0.00	4.37	64.70	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona inferiore esterno	52.0	22.96	0.00	4.37	22.96	Ok
Profilo lato destro	200.0	-65.10	0.00	1.02	65.10	Ok
Profilo lato sinistro	200.0	43.76	0.00	1.02	43.76	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona inferiore interno	52.0	-81.84	0.00	4.37	81.84	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona inferiore interno	52.0	26.06	0.00	4.37	26.06	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona superiore interno	52.0	-47.39	0.00	4.37	47.39	Ok

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

Nerv. orizz. lato sinistro zona superiore interno	52.0	60.51	0.00	4.37	60.51	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona superiore esterno	52.0	-44.30	0.00	4.37	44.30	Ok
Profilo lato superiore	200.0	43.37	0.00	4.37	43.37	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona superiore esterno	52.0	63.60	0.00	4.37	63.60	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona destra esterno	52.0	-24.00	0.00	1.02	24.00	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona destra interno	52.0	-18.72	0.00	1.02	18.72	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona sinistra interno	52.0	50.34	0.00	1.02	50.34	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona sinistra esterno	52.0	55.62	0.00	1.02	55.62	Ok

### Legenda

$n_{\perp}$  tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

$t_{\perp}$  tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

$\tau_{\parallel}$  tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq b_i \cdot f_{yk} \quad (b_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2 \quad b_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \text{ N/mm}^2)$$

### Verifiche a flessione piastra in zona compressa

#### Sezione parallela a X a filo della colonna (comb. n.118)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 6,97 \text{ N/mm}^2$
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 2231,89 \text{ N/mm}$
Lunghezza sbalzo	$L_s = 60,0 \text{ mm}$
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 163144,7 \text{ mm}^3$
Momento resistente	$M_{p,Rd} = 42728360,0 \text{ N mm}$
Momento massimo	$M_{p,Ed} = 4017400,0 \text{ N mm}$
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,094022 \quad \text{Ok}$	

#### Sezione parallela a Y a filo della colonna (comb. n.32)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 8,25 \text{ N/mm}^2$
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 2638,84 \text{ N/mm}$
Lunghezza sbalzo	$L_s = 60,0 \text{ mm}$
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 163144,7 \text{ mm}^3$
Momento resistente	$M_{p,Rd} = 42728360,0 \text{ N mm}$
Momento massimo	$M_{p,Ed} = 4749917,0 \text{ N mm}$
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,111165 \quad \text{Ok}$	

### Verifica del momento di progetto del giunto (comb. n.32)

Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} = 58162280,0 \text{ N mm}$
Momento di progetto	$M_{j,Ed} = 33060000,0 \text{ N mm}$
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.568410 \quad \text{Ok}$	

### Ancoraggio

#### Tirafondi con uncini

Lunghezza tirafondi	$L_t = 510 \text{ mm}$ (rettilineo 295 mm, arco 151 mm, terminale 64 mm)
Lunghezza di aderenza	$L_a = 615 \text{ mm}$ (si considera l'uncino equivalente ad un tratto rettilineo lungo 20Ø)

Lunghezza minima tirafondi: 40 diametri (640 mm)

### Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} = 30.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / g_c = 14.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1.79 \text{ N/mm}^2$

01	Emissione	GC	EC	EC	Elaborato	Pagina
ED.	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato	<b>22070E-R-01</b>	51/53

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

---

Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo  $f_{bd} = 2.25 \cdot h_1 \cdot h_2 \cdot f_{ctk} / g_c = 2.69 \text{ N/mm}^2$

### Compressione massima calcestruzzo (comb. n.82)

$$p_{max} = 13.08 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ Ok}$$

### Verifica ancoraggio

Si considera la massima resistenza a trazione di progetto dei tirafondi

Trazione di progetto dell'ancoraggio  $F_{t,an,Ed} = \max [ F_{t,Rd} ] = 50463.7 \text{ N}$

Resistenza a trazione per aderenza  $F_{t,ad,Rd} = L_a \cdot p \cdot \varnothing \cdot f_{bd} = 83033.8 \text{ N}$

$$F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed} \text{ Ok}$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.



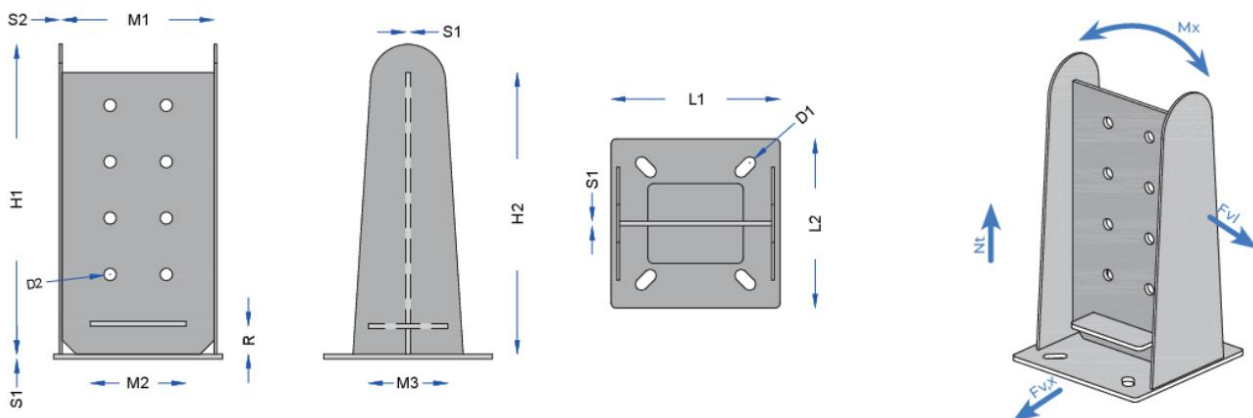
## RELAZIONE SULLE STRUTTURE

### UNIONI ALLA BASE DEI PILASTRI IN LEGNO (PERGOLATO)

I pilastri in legno del pergolato sono collegati alle travi di fondazione tramite apposite piastre metalliche, capaci di trasferire sollecitazioni di sforzo normale, taglio e momento flettente (solo in una delle due direzioni principali). Le massime sollecitazioni sono le seguenti:

- Sforzo normale:  $N_{sd} = -9,58 \text{ kN}$  (pilastro 8, in combinazione SLU n. 9)
- Taglio  $V_{sd} = 2,13 \text{ kN}$  (pilastro 5, combinazione SLU n. 35)
- Momento flettente  $M_{sd} = 4,86 \text{ kN}$  (pilastro 5, combinazione SLU n. 35)

Per le resistenze caratteristiche si è fatto riferimento ai valori indicati dal produttore della piastra metallica scelta (STH110160), evidenziati nello schema seguente.



TL110 > Valori statici con barre filettate BF481 + Ancoraggio chimico GF400PLUS

Gamma	Pilastro in legno	Ancoraggio a terra BF481 + GF400PLUS		Ancoraggio legno Perni doppio filetto		Momento al piede	Resistenza a taglio ancoraggi a terra	Resistenza estrazione ancoraggi a terra	Resistenza a taglio lato legno
Codice	mm x mm	N°	ØxL [mm]	N°	ØxL [mm]	$M_{x,rk}$ [kNm]	$F_{v,rk}$ [kN]	$N_{t,rk}$ [kN]	$F_{vl,rk}$
STH110120	120 x ...	4	Ø10 x 120	3	Ø12 x var	3,7	47,2	77,2	19,9
STH110160	160 x ...	4	Ø12 x 120	8	Ø12 x var	12,0	59,6	103,2	53,2
STH110200	200 x ...	4	Ø16 x 150	8	Ø12 x var	14,1	87,2	166,2	53,2

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \times F_{v,Rk} / \gamma_m = 0,9 \times 53,2 / 1,5 = 31,92 \text{ kN} > 2,13 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

$$M_{x,Rd} = k_{mod} \times M_{x,Rk} / \gamma_m = 0,9 \times 12,0 / 1,5 = 7,20 \text{ kN} > 4,86 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$