

COMUNE DI FIRENZUOLA (FI)

Progetto delle opere strutturali per la realizzazione di una nuova tettoia in legno lamellare, per uso area ricreativa, presso il campo sportivo di Firenzuola

Richiedente

Comune di Firenzuola
R.U.P. Dott. Ing. Paolo Del Zanna

Proprietà

Comune di Firenzuola

Progettista

Dott. Ing. Enrico Giovannardi

Collaboratori

Dott. Ing. Fausto Giovannardi
Dott. Ing. Francesco Ravalli

<p>Relazione di calcolo</p>

giugno '18



STUDIO GIOVANNARDI E RONTINI

Architettura Urbanistica Ingegneria
Borgo San Lorenzo (Fi) – Via G. Rossa, 8 – 50032 – tel. 055/845551 fax 055/8455550
Firenzuola (Fi) – Via Villani , 20 tel. 055/819014 fax 055/819522
<http://www.giovannardierontini.it> – studio@giovannardierontini.it

INTRODUZIONE	4
1 - GENERALITÀ; IDENTIFICAZIONE DELL'INTERVENTO E DESTINAZIONE D'USO	4
1.1 - DESTINAZIONE D'USO	4
1.2 - UBICAZIONE.....	4
2 - DESCRIZIONE DELL'OPERA: TETTOIA CON COPERTURA IN LEGNO LAMELLARE	6
3 - ANALISI DEI CARICHI SEMPLICI.....	10
3.1 - CARICHI "NON SISMICI"	10
3.1.1 - CARICO DEL VENTO.....	10
3.1.2 - CARICO DELLA NEVE	11
3.1.3 - CARICHI GRAVITAZIONALI.....	11
3.2 - AZIONE SISMICA.....	12
3.2.1 - PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	12
3.2.2 - DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	13
3.2.2.1 - SPETTRI DI BASE.....	13
3.2.2.2 - SPETTRO ELASTICO - SLV.....	15
3.2.2.3 - SPETTRO ELASTICO - SLD	17
3.2.2.4 - SPETTRO ELASTICO - SLO	19
4 - ANALISI SVOLTA	21
4.1 - ANALISI NEI CONFRONTI DELLE AZIONI SISMICHE.....	21
4.1.1 - REGOLARITÀ	21
4.1.2 - DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE - GIUNTO SISMICO	21
4.1.3 - COMPORTAMENTO STRUTTURALE.....	22
4.1.3.1 - PRINCIPI DELLA PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ	22
4.1.4 - METODO DI ANALISI	22
4.1.4.1 - FATTORE DI COMPORTAMENTO	22
4.1.4.2 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO ALLO SLV.....	22
4.1.5 - EFFETTI DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE.....	25
4.1.6 - RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEI DIVERSI STATI LIMITE	25
4.2 - ORIGINI E CARATTERISTICHE DEI SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI.....	25
5 - MATERIALI - CARATTERISTICHE MECCANICHE	26
6 - COMBINAZIONI DI CALCOLO	27
6.1 - COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	27
6.2 - COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO	27
6.3 - COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'OPERATIVITÀ	28
7 - INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA - CONSIDERAZIONI SULLA COSTANTE DI SOTTOFONDO - MODULO DI WINKLER, W	28
8 - SCHEMATIZZAZIONE DELLA MODELLAZIONE E DEI RISULTATI - ESITO DELLE ANALISI.....	29
DEFORMATE STATICHE PER ALCUNE DELLE COMBINAZIONI DI CARICO.....	35
INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE IN FORMA GRAFICA.....	36
PRINCIPALI MODI DI VIBRARE	39
10 - VERIFICHE SINGOLE E LOCALI	40
10.1 - VERIFICA DEI CONTROVENTI	40
10.2 - VERIFICA SLE DELLE COLONNE METALLICHE - SPOSTAMENTI LATERALI.....	40

10.3 - VERIFICA (EQU) NEI CONFRONTI DEL SOLLEVAMENTO DELL'INTERA TETTOIA.....	40
10.4 - VERIFICA DELLE TRAVI PRINCIPALI RASTREIMATE	41
10.5 - VERIFICA DELLE TRAVI SECONDARIE.....	48
10.6 - VERIFICA DEL TAVOLATO	51
11 - CONNESSIONI	53
11.1 - CONNESSIONE TRA TRAVE PRINCIPALE E COLONNA METALLICA	53
11.2 - CONNESSIONE TRA TRAVE PRINCIPALE E TRAVE SECONDARIA.....	57
11.3 - CONNESSIONI DEI CONTROVENTI	59
11.3.1 - CONNESSIONE AL TRAVETTO SUPERIORE.....	61
11.3.2 - CONNESSIONE ALLA TRAVE PRINCIPALE	65
11.3.3 - SALDATURE DELL'ELEMENTO METALLICO DI CONNESSIONE	68
11.3.3.1 - SALDATURE VERTICALI.....	68
11.3.3.2 - SALDATURE ORIZZONTALI	68
11.3.4 - PIASTRA DI CONNESSIONE E BULLONE.....	69
11.3.4.1 - BULLONE	69
11.3.4.2 - VERIFICA DELLA PIASTRA INTERNA.....	69
11.3.4.3 - VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA INTERNA	69
11.3.4.4 - VERIFICA DELLE PIASTRE ESTERNE DEI TIRANTI.....	70
11.3.4.5 - VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLE PIASTRE ESTERNE DEI TIRANTI.....	70
11.3.5 - NOTE CONCLUSIVE	70
12 - RESOCONTO SCHEMATICO DELLE VERIFICHE	71
12.1 - VERIFICHE SLU - INVILUPPI DEGLI INDICI DI RESISTENZA IN FORMA GRAFICA (DA MODELLO DI CALCOLO)	71
12.2 - VERIFICHE SLO - VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ RELATIVA IN FORMA GRAFICA (DA MODELLO DI CALCOLO)	71
12.3 - TABULATO DELLE ANALISI SVOLTE	72
13 - VERIFICA DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI - MONTANTI DELLA TAMPONATURA	73
14 - GIUDIZIO MOTIVATO DI AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI	74
14.1 - VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE PER UN ARCARECCIO DI COPERTURA ...	74

INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo è redatta in riferimento al cap. 10 delle NTC 2018.

1 - GENERALITÀ; IDENTIFICAZIONE DELL'INTERVENTO E DESTINAZIONE D'USO

Il Comune di Firenzuola, committente dell'opera oggetto della presentazione, ha facoltà di edificare una nuova tettoia in legno lamellare per uso area ricreativa, nell'ambito del campo sportivo del Comune medesimo.

Le strutture oggetto della presente progettazione sono site nel comune di Firenzuola, Largo Garibaldi 2/A (Campo Sportivo Adelmo Adalberti).

La quota sul livello del mare è di 430m.

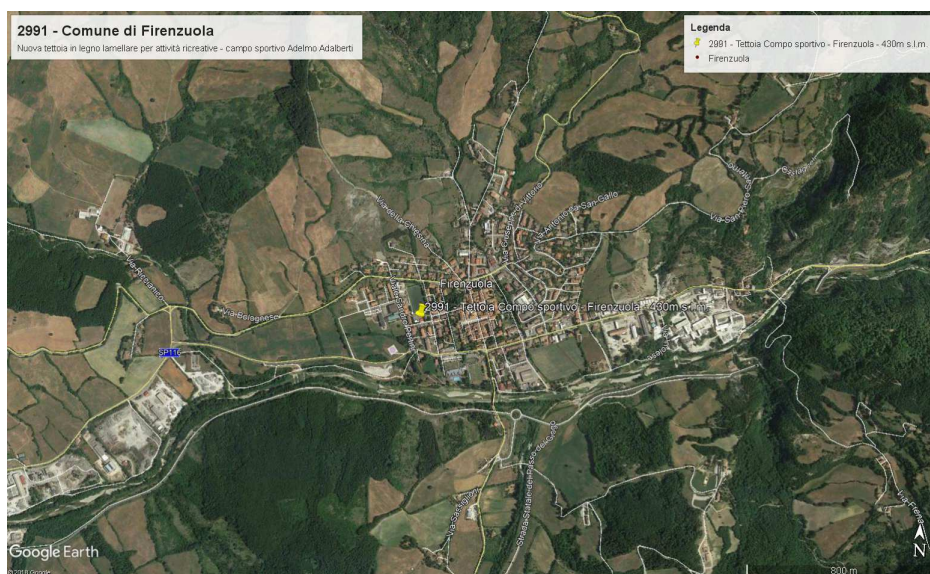


Figura 1: localizzazione fotoaerea a grande scala



Figura 2: localizzazione fotoaerea a scala ridotta

1.1 - DESTINAZIONE D'USO

Immobile ad uso ricreativo a servizio del campo sportivo di Firenzuola.

1.2 - UBICAZIONE

L'area oggetto dell'edificazione è sita in Firenzuola, Largo Garibaldi 2/A (Campo Sportivo Adelmo Adalberti)

2 - DESCRIZIONE DELL'OPERA: TETTOIA CON COPERTURA IN LEGNO LAMELLARE

L'intervento edificatorio è definito da una struttura monopiano con colonne in acciaio, travi principali in legno lamellare a doppia rastrematura e travi secondarie sempre in legno lamellare. La copertura è completata con un tavolato in legno C22 di spessore 30mm e un secondo strato strutturale, sp.25mm, in OSB/3.

Per la descrizione della struttura in modo più specifico è opportuno individuare dei riferimenti; in particolare, rispetto alle immagini che seguono, si individuano un riferimento cartesiano ed il classico riferimento geografico.

La nuova tettoia, che si eleva per un solo piano fuori terra, nasce in adiacenza, solo architettonica, ad altri locali sempre di servizio per il campo sportivo. Rispetto a questi è ovviamente definito un adeguato giunto sismico. Le 12 colonne metalliche, HEA 200 e acciaio S275, che definiscono la pianta rettangolare della struttura, sono disposte in 2 allineamenti longitudinali, in direzione x, di 6 colonne ognuno. L'interasse tra colonne in direzione x è di 4660mm; mentre in direzione y i due allineamenti distano, sempre in riferimento agli assi delle colonne, 11510mm. La pianta strutturale è quindi un rettangolo di 11.5x23.3m. Le colonne si elevano per un'altezza di circa 3m che rappresenta l'intradosso delle 6 travi principali di copertura; queste sono realizzate in legno lamellare GL24h a doppia rastrematura e definiscono quindi, con l'estradosso, la quota d'imposta del tavolato strutturale a vista. Le suddette travi sono ancorate alle colonne e debordano da esse, per definire la gronda, per circa 1,2m. A meno di svasature nelle porzioni di gronda, realizzate per una protezione efficace nei confronti delle acque meteoriche, queste travi evidenziano una lunghezza complessiva di 14100mm, un'altezza che varia da 581 a 1280mm, ed uno spessore di 200mm. In corrispondenza dell'estradosso sono realizzate le fresature necessarie all'ancoraggio delle travi secondarie con la tecnica della "coda di rondine".

Entrando nello specifico delle orditure secondarie di copertura, anch'esse sono realizzate in legno lamellare GL24h, evidenziano una sezione di 120x200mm e sono poste ad un interasse di 1200mm. Rispetto alle travi principali sono connesse con la coda di rondine ed una coppia di viti incrociate.

Al di sopra delle orditure, come già accennato, è posto un primo strato di tavolato in legno C22, finitura a vista, di spessore 30mm. Proseguendo nella descrizione della stratigrafia verso l'alto troviamo l'ultimo elemento strutturale realizzato con OSB/3 di spessore 25mm.

Le colonne HEA 200 sono poste con la loro inerzia maggiore nel verso trasversale, direzione y. In questa direzione affidiamo il comportamento strutturale per le azioni orizzontali alla rigidità flessionale di questi elementi. Per la direzione x, verso degli assi deboli delle colonne, sono progettati 2 controventi di parete con barre $\phi 20$, posti nelle campiture mediane della struttura.

Il sistema di fondazione è realizzato mediante un reticolo di travi rovesce. In particolare sono state progettate 2 travi longitudinali, in direzione x, a sostegno diretto delle colonne metalliche, di sezione 50x80h cm e 3 travi trasversali di collegamento, queste di sezione 30x60h. La connessione trasversale tra elementi di fondazione è garantita anche dalla presenza di una soletta in calcestruzzo armato esistente, di spessore minimo 5cm, armata con una rete els 620. La presenza di questa soletta strutturale non si estende per tutta la superficie della nuova tettoia; per la porzione mancante si prescrive la realizzazione di una soletta nuova che inglobi nel getto l'armatura della vecchia, in modo da determinare un collegamento efficace tra elementi di fondazione. Si rileva però che la realizzazione delle 3 travi trasversali di collegamento tra le 2 longitudinali garantisce comunque un efficace collegamento tra elementi di fondazione; anche alla luce dell'estrema leggerezza strutturale che non impone alle fondazioni un compito troppo oneroso.

La copertura è completata con un pannello "sandwich" prefabbricato che comprende lamiera grata, pannello isolante e schermo vapore.

Sono inoltre previste tamponature esterne solo per i lati sud ed ovest. Queste saranno realizzate con strutture a secco di montanti metallici, pannelli in gesso-fibra e/o fibro-cemento con interposto isolante termico.

Per una definizione più specifica del progetto è opportuno riferirsi alle immagini che seguono e alle tavole strutturali e architettoniche allegate.

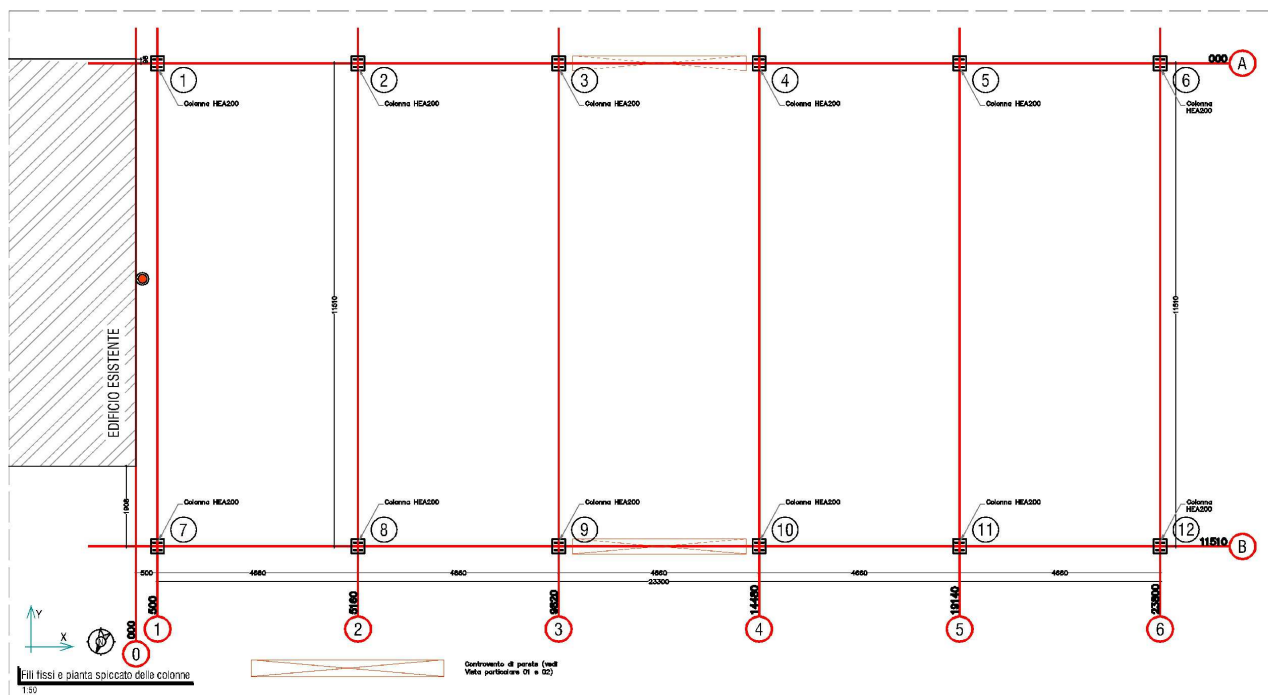


Figura 3: pianta al piano terreno e fili fissi

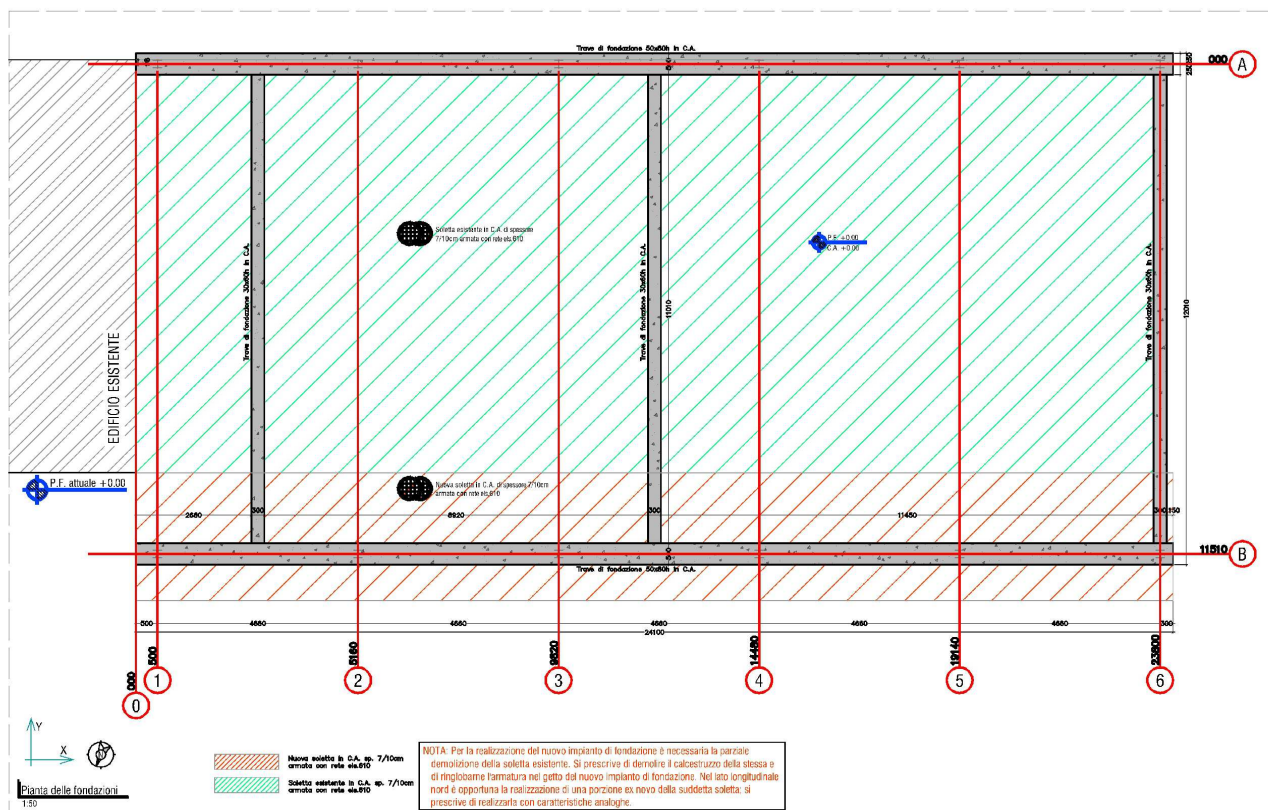


Figura 4: pianta delle fondazioni

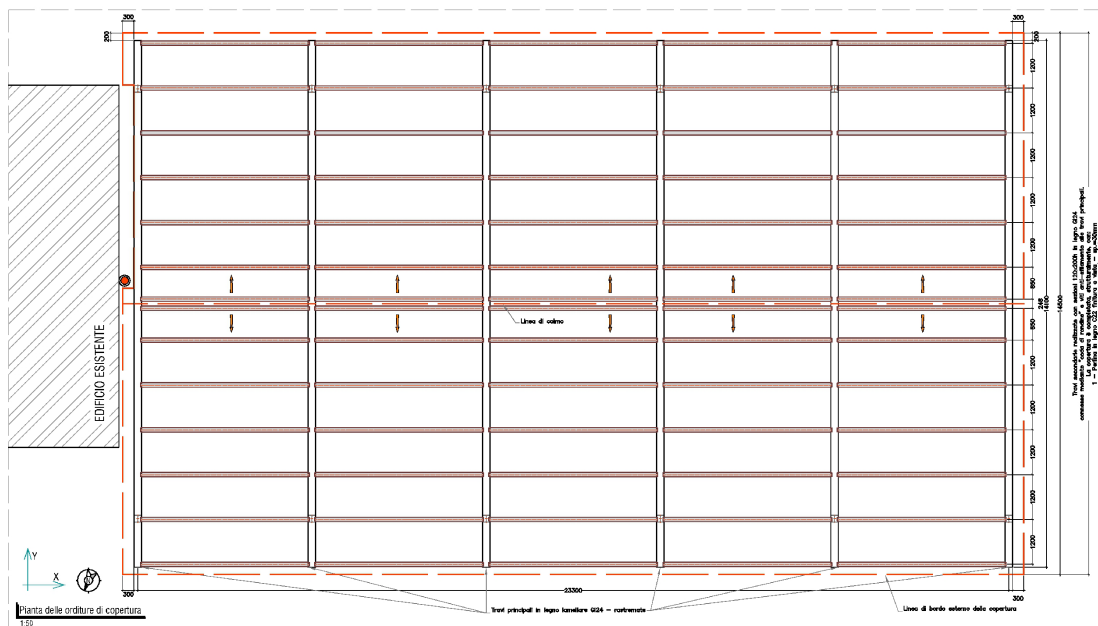


Figura 5: pianta della copertura

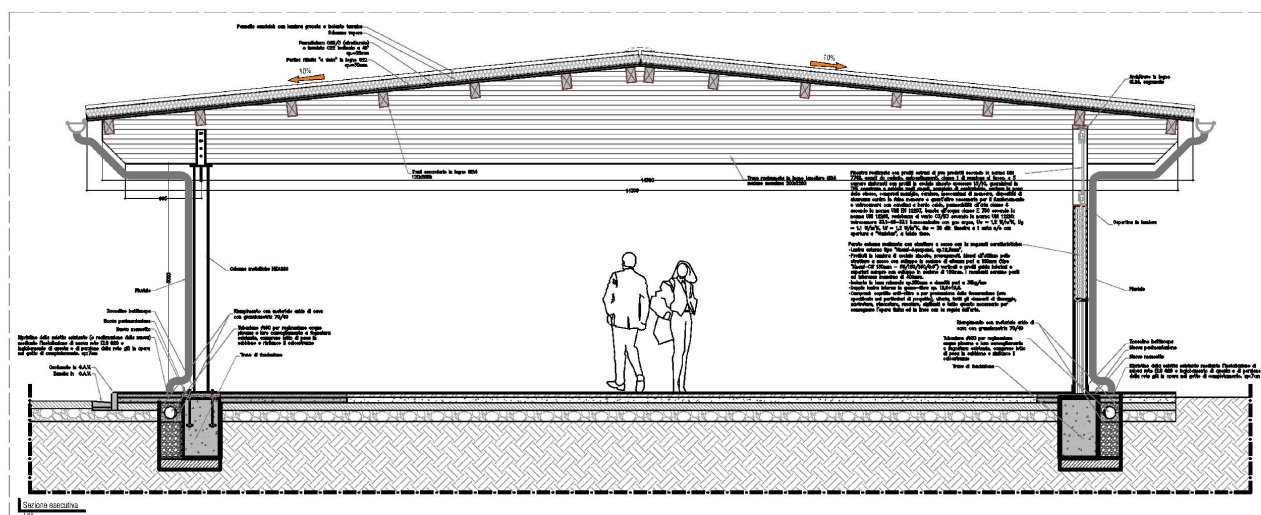


Figura 6: sezione

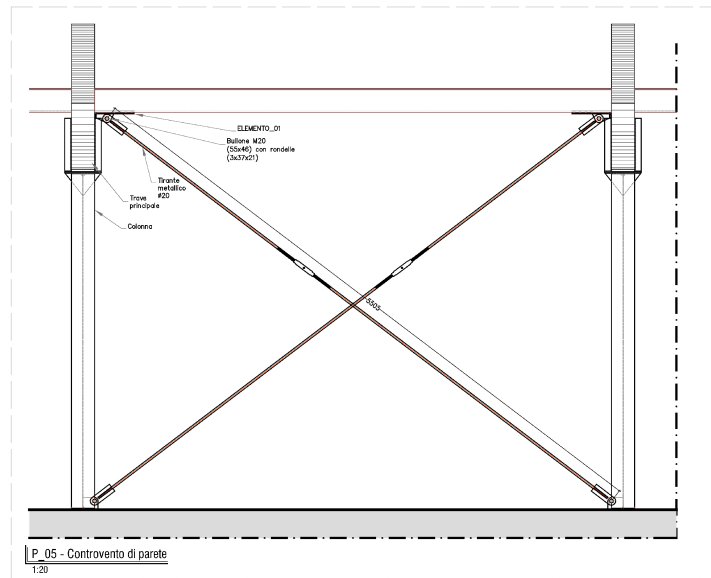


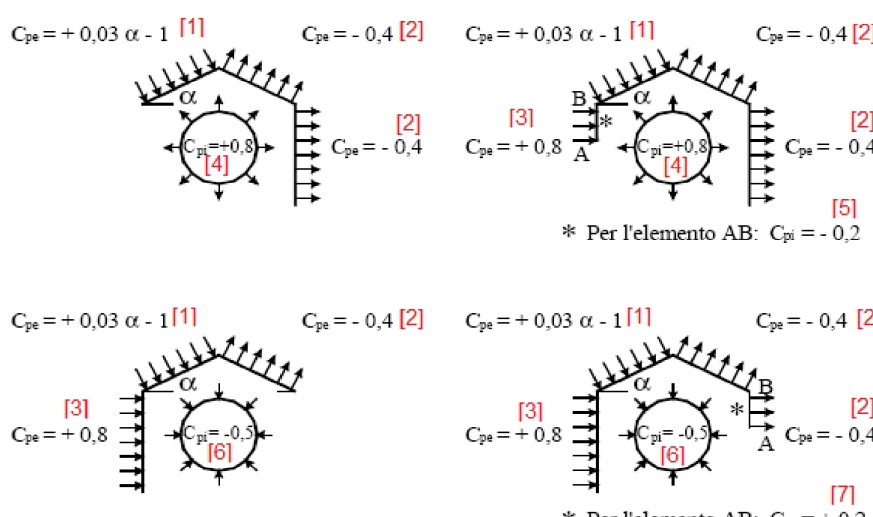
Figura 7: controvento di parete

3 - ANALISI DEI CARICHI SEMPLICI

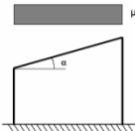
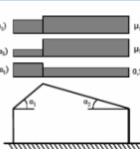
3.1 - CARICHI "NON SISMICI"

3.1.1 - CARICO DEL VENTO

Valutando l'azione del vento a favore di sicurezza, ferme restando tutte le considerazioni sulla valutazione del carico da vento come previste dal par. 3.3 delle NTC 2018, si sono valutate le azioni di pressioni e depressioni in falda considerando la struttura come previsto dal caso "costruzioni aventi un'apertura con superficie >33% della totale". Ai fini delle verifiche si sono presi in considerazione carichi di sovrappressione e di sollevamento, nonché un carico di trascinamento tangenziale.

AZIONE DEL VENTO			
Zona	3	Distanza dalla costa	>30 km
Rugosità	D	Altitudine	430 m slm
Categoria di esposizione	II	z - altezza edificio	4.5 m
v_b	27.000 m/s	<i>Velocità di riferimento</i>	
q_b	455.63 N/mq	<i>Pressione cinetica di riferimento</i>	
c_t	1	<i>Coefficiente di topografia</i>	
k_r	0.19	<i>Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione</i>	
z_o	0.05 m		
z_{min}	4 m		
c_e	1.87	<i>Coefficiente di esposizione</i>	
c_d	1	<i>Coefficiente dinamico</i>	
Pressione del vento: P = q_b c_e c_p c_d		con [c_p = 1]	851 N/mq
Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale			
α	10%	5.71 °	<i>pendenza falda</i>
Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie > 33% di quella totale			
 <p>* Per l'elemento AB: c_{pi} = - 0,2</p>			
c_{pe} [1]	-0.40	-340 N/mq	-0.0034 kg/cmq
c_{pe} [2]	-0.40	-340 N/mq	-0.0034 kg/cmq
c_{pe} [3]	0.80	681 N/mq	0.0068 kg/cmq
c_{pi} [4]	0.80	681 N/mq	0.0068 kg/cmq
c_{pi} [5]	-0.20	-170 N/mq	-0.0017 kg/cmq
c_{pi} [6]	-0.50	-426 N/mq	-0.0043 kg/cmq
c_{pi} [7]	0.20	170 N/mq	0.0017 kg/cmq

3.1.2 - CARICO DELLA NEVE

CARICO NEVE secondo il paragrafo 3.4 NTC				
prat.		copertura:		
carico neve al suolo, q_{sk}				
as =	430	m		
Zona II				
qsk=	1.53	kN/m ²		
Coefficiente di esposizione, C_E				
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o			CE=1.00
Coefficiente di temperatura, C_T				
C_T =	1			
3.4.3 - Coefficiente di forma delle coperture_3.4.3.1 - Generalità				
angolo di inclinazione delle falde				
falda1	α_1 =	5.70°	μ_1 =	0.8
falda2	α_2 =	5.70°	μ_2 =	0.8
3.4.3 - Coefficiente di forma delle coperture_3.4.3.2 - Copertura ad una falda				
		$q_s =$	1.223	kN/m ²
$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T$				
3.4.3 - Coefficiente di forma delle coperture_3.4.3.3 - Copertura a due falde				
		Caso 1; senza vento	$q_{s;1,1} =$	1.223 kN/m ²
			$q_{s;1,2} =$	1.223 kN/m ²
		Caso 2; presenza di vento	$q_{s;2,1} =$	0.6115 kN/m ²
			$q_{s;2,2} =$	1.223 kN/m ²
		Caso 3; presenza di vento	$q_{s;3,1} =$	1.223 kN/m ²
			$q_{s;3,2} =$	0.6115 kN/m ²

3.1.3 - CARICHI GRAVITAZIONALI

Oltre ai carichi derivanti dal peso proprio degli elementi, valutati implicitamente nel modello di calcolo, si considera un carico complessivo dei tavolati e del pannello sandwich pari a 55 kg/m^2 .

3.2 - AZIONE SISMICA

3.2.1 - PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Rif. Pratica:	2991 - Comune di Firenzuola		
Note:	Progettazione della nuova tettoia		
VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO			
In riferimento a quanto definito al paragrafo 2.4 della "Aggiornamento sulle norme tecniche per le costruzioni - D.M. Infrastrutture 17-01-2018" si individuano i seguenti parametri			
TIPI DI COSTRUZIONE			Vita Nominale VN (in anni)
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale		>=50
CLASSE D'USO			C _u
Classe 3	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.		1.5
CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE			
In riferimento a quanto definito al paragrafo 3.2.2 delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. Infrastrutture 14-01-2008" si individuano i seguenti parametri			
CATEGORIA DI SOTTOSUOLO			
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine consistenti con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.		
CATEGORIA TOPOGRAFICA			
Categoria topografica		Ubicazione dell'opera	S _T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ? 15°	-	1
"La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S _T assume valore unitario"			
quota dell'opera rispetto alla base del pendio		h=	250 m
altezza complessiva del pendio		H=	500 m
rapporto h/H		h/H=	0.5
Coefficiente di amplificazione topografica corretto		S _T =	1
LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA			
Latitudine	44.118386	°N	
Longitudine	11.221109	°E	

3.2.2 - DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

3.2.2.1 - SPETTRI DI BASE

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

11.37588

LATITUDINE

44.11839

☐ Ricerca per comune

REGIONE

Toscana

PROVINCIA

Firenze

COMUNE

Firenzuola

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

☒ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

INTROFASE 1FASE 2FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N

50

info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U

1.5

info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R

75

info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R

info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$

45

SLD - $P_{VR} = 63\%$

75

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$

712

SLC - $P_{VR} = 5\%$

1462

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

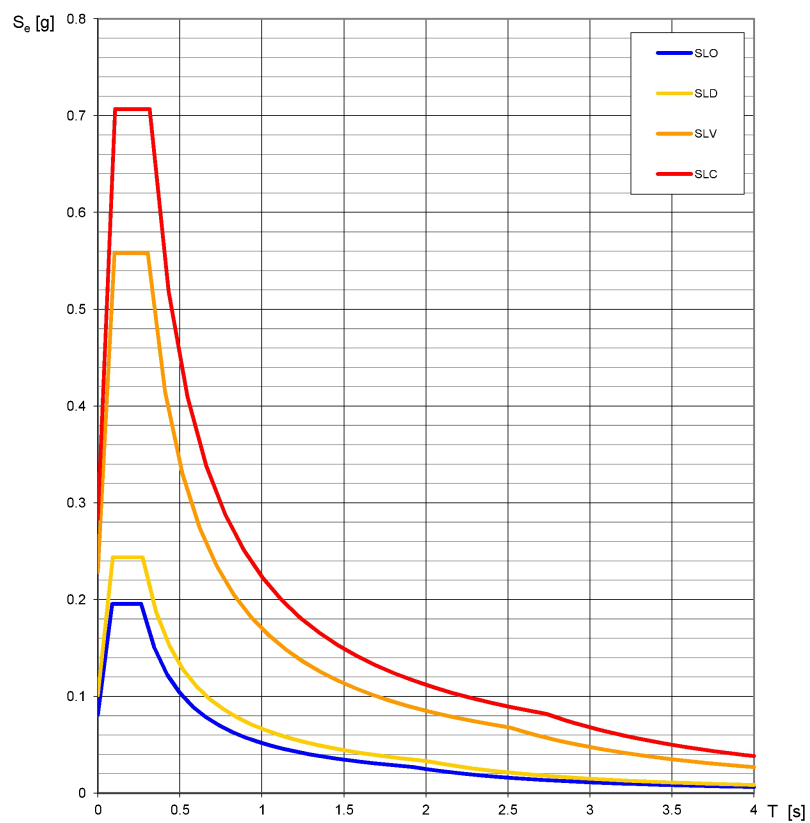
--- Strategia per costruzioni ordinarie

--- Strategia scelta

INTROFASE 1FASE 2FASE 3

13

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.081	2.423	0.264
SLD	75	0.101	2.416	0.272
SLV	712	0.228	2.444	0.305
SLC	1462	0.283	2.497	0.316

3.2.2.2 - SPETTRO ELASTICO - SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato: SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo: C info

Categoria topografica: T1 info

$S_s = 1.365$ info

$C_c = 1.554$ info

$h/H = 0.000$ info

$S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%): 5

Fattore q_0 : 1.5

$\eta = 1.000$ info

Regol. in altezza: si info

Compon. verticale

Spettro di progetto: Fattore q: 1.5 info

$\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta info

Parametri e punti spettri di risposta info

Spettri di risposta

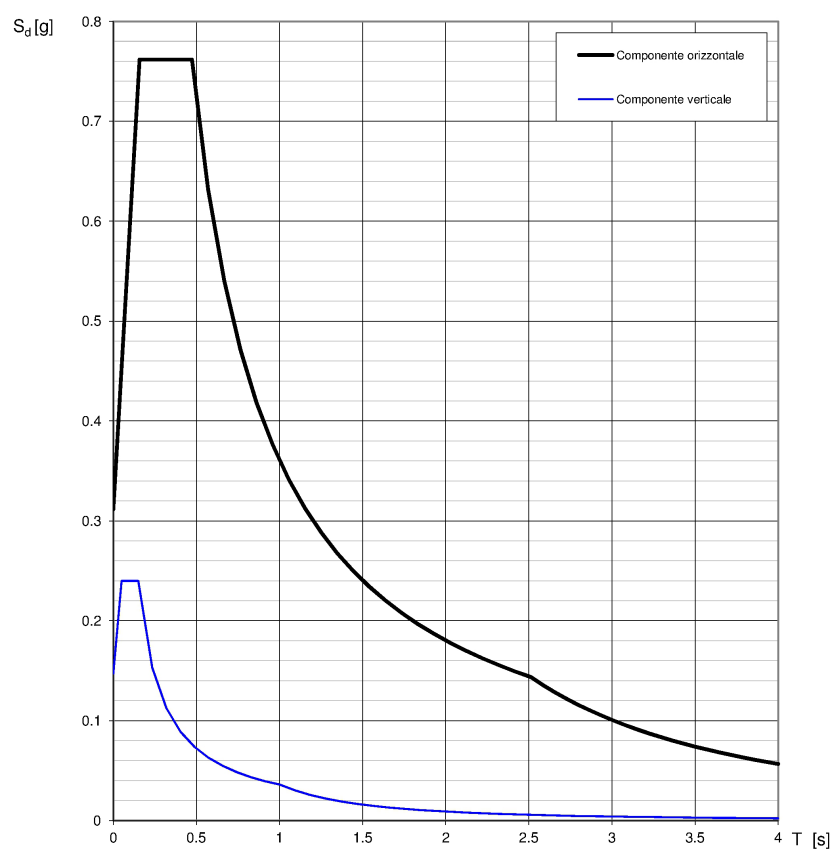
— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.228 g
F_o	2.444
T_c^*	0.305 s
S_s	1.365
C_G	1.554
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.365
η	1.000
T_B	0.158 s
T_C	0.474 s
T_D	2.513 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_G \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.312
$T_B \leftarrow$	0.158	0.762
$T_C \leftarrow$	0.474	0.762
	0.571	0.632
	0.668	0.540
	0.765	0.472
	0.862	0.418
	0.959	0.376
	1.056	0.342
	1.153	0.313
	1.251	0.288
	1.348	0.268
	1.445	0.250
	1.542	0.234
	1.639	0.220
	1.736	0.208
	1.833	0.197
	1.930	0.187
	2.028	0.178
	2.125	0.170
	2.222	0.162
	2.319	0.156
	2.416	0.149
$T_D \leftarrow$	2.513	0.144
	2.584	0.136
	2.655	0.129
	2.726	0.122
	2.796	0.116
	2.867	0.110
	2.938	0.105
	3.009	0.100
	3.080	0.096
	3.150	0.091
	3.221	0.087
	3.292	0.084
	3.363	0.080
	3.434	0.077
	3.504	0.074
	3.575	0.071
	3.646	0.068
	3.717	0.066
	3.788	0.063
	3.858	0.061
	3.929	0.059
	4.000	0.057

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

3.2.2.3 - SPETTRO ELASTICO - SLD

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato: SLD [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo: C [info](#)

Categoria topografica: T1 [info](#)

$S_s = 1.500$ [info](#)

$C_c = 1.613$ [info](#)

$h/H = 0.000$ [info](#)

$S_T = 1.000$ [info](#)

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%): 5

Fattore q_0 : 1.5

$\eta = 1.000$ [info](#)

Regol. in altezza: si [info](#)

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q : 1.5 $\eta = 0.667$ [info](#)

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta [▶](#)

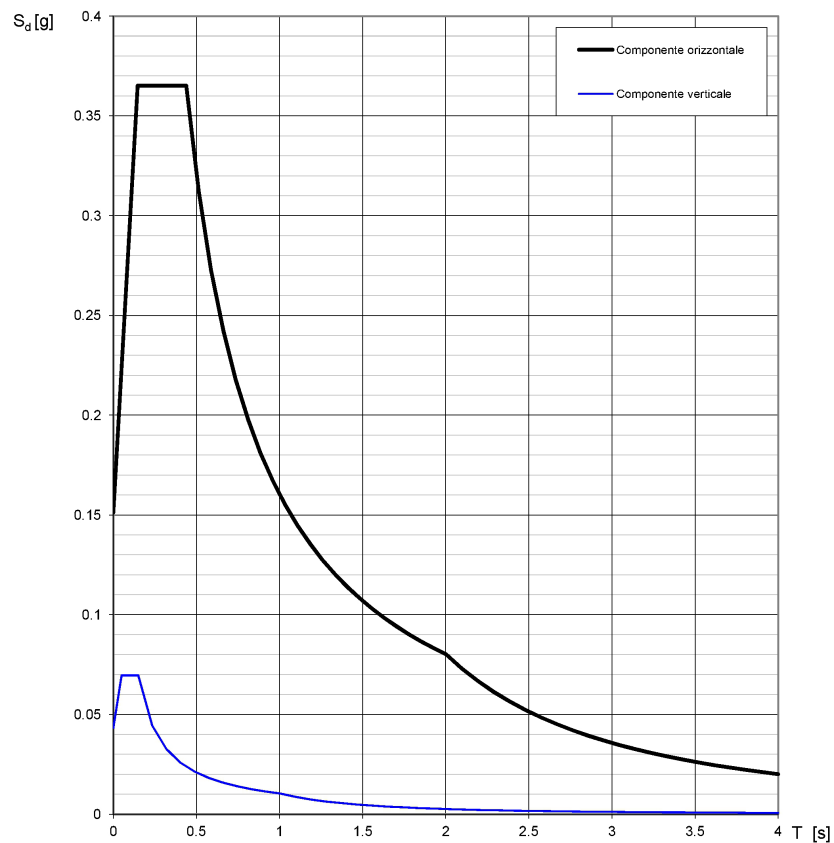
Parametri e punti spettri di risposta [▶](#)

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.101 g
F_o	2.416
T_c^*	0.272 s
S_s	1.500
C_c	1.613
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.146 s
T_C	0.439 s
T_D	2.003 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.151
$T_B \leftarrow$	0.146	0.365
$T_C \leftarrow$	0.439	0.365
	0.514	0.312
	0.588	0.273
	0.663	0.242
	0.737	0.218
	0.812	0.198
	0.886	0.181
	0.961	0.167
	1.035	0.155
	1.109	0.145
	1.184	0.136
	1.258	0.127
	1.333	0.120
	1.407	0.114
	1.482	0.108
	1.556	0.103
	1.631	0.098
	1.705	0.094
	1.780	0.090
	1.854	0.087
	1.929	0.083
$T_D \leftarrow$	2.003	0.080
	2.098	0.073
	2.193	0.067
	2.288	0.061
	2.383	0.057
	2.479	0.052
	2.574	0.049
	2.669	0.045
	2.764	0.042
	2.859	0.039
	2.954	0.037
	3.049	0.035
	3.144	0.033
	3.239	0.031
	3.334	0.029
	3.429	0.027
	3.525	0.026
	3.620	0.025
	3.715	0.023
	3.810	0.022
	3.905	0.021
	4.000	0.020

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

3.2.2.4 - SPETTRO ELASTICO - SLO

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLO info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo C info
 Categoria topografica T1 info

$S_g = 1.500$
 $C_c = 1.629$ info

$h/H = 0.000$
 $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) $\xi = 5$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) $q_0 = 1.5$ info

Regol. in altezza si info

Compon. verticale
 Spettro di progetto $q = 1.5$ info

$\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ➔
Parametri e punti spettri di risposta ➔

— Spettro di progetto - componente orizzontale

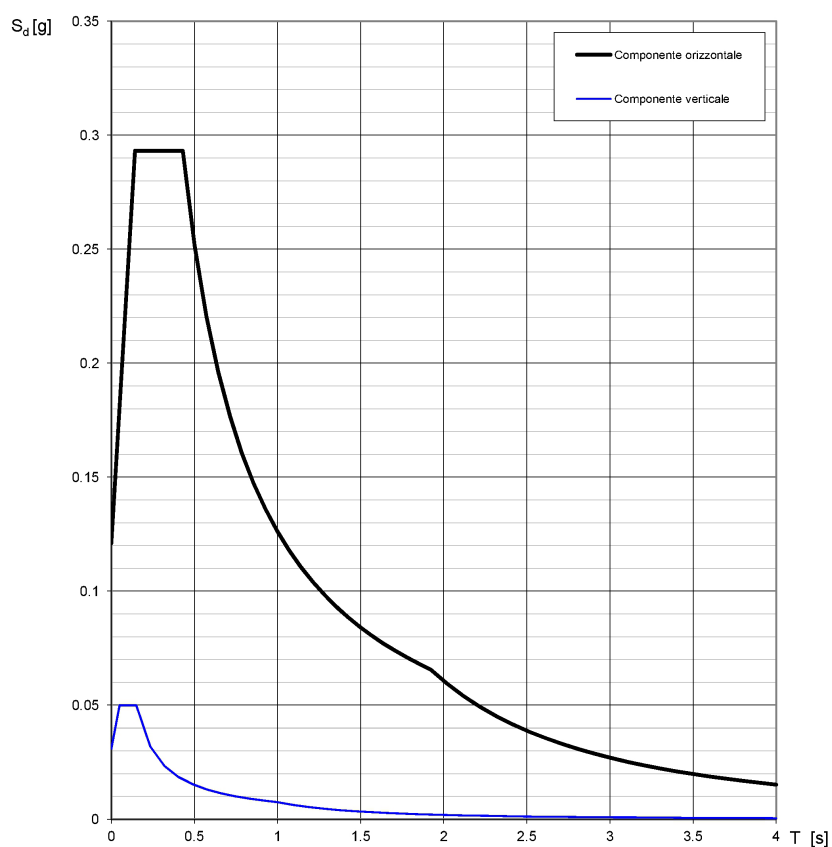
— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLO**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLO
a_g	0.081 g
F_o	2.423
T_c^*	0.264 s
S_S	1.500
C_C	1.629
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.144 s
T_C	0.431 s
T_D	1.923 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.121
$T_B \leftarrow$	0.144	0.293
$T_C \leftarrow$	0.431	0.293
	0.502	0.252
	0.573	0.220
	0.644	0.196
	0.715	0.177
	0.786	0.161
	0.857	0.147
	0.928	0.136
	0.999	0.126
	1.070	0.118
	1.141	0.111
	1.212	0.104
	1.283	0.098
	1.354	0.093
	1.425	0.089
	1.496	0.084
	1.567	0.081
	1.638	0.077
	1.709	0.074
	1.781	0.071
	1.852	0.068
$T_D \leftarrow$	1.923	0.066
	2.022	0.059
	2.120	0.054
	2.219	0.049
	2.318	0.045
	2.417	0.042
	2.516	0.038
	2.615	0.035
	2.714	0.033
	2.813	0.031
	2.912	0.029
	3.011	0.027
	3.110	0.025
	3.209	0.024
	3.308	0.022
	3.406	0.021
	3.505	0.020
	3.604	0.019
	3.703	0.018
	3.802	0.017
	3.901	0.016
	4.000	0.015

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

4 - ANALISI SVOLTA

La progettazione ha preso in esame tutte le combinazioni di carico previste dalla normativa inerenti alle strutture in funzione dei carichi accidentali agenti, queste hanno carattere statico, per quanto previsto nel capitolo 4 delle norme vigenti, e sismico (rif. cap.7).

Le combinazioni di carico determinano, conseguentemente, verifiche per tutti gli Stati Limite previsti, sia a per quelli di resistenza/duttilità (SLU - SLV), che per quelli relativi al buon funzionamento dell'opera soggetta alle azioni d'esercizio (SLE - SLD-SLO).

4.1 - ANALISI NEI CONFRONTI DELLE AZIONI SISMICHE

4.1.1 - REGOLARITÀ

L'edificio oggetto della progettazione può ritenersi regolare sia in pianta che in altezza dal momento che rispetta tutti i requisiti previsti al par- 7.2.1 delle NTC.

4.1.2 - DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE - GIUNTO SISMICO

In riferimento a quanto prescritto al par. 7.2.1 delle NTC2018, si riporta la verifica del giunto sismico.

GIUNTI SISMICI - VALUTAZIONI			
RIFERIMENTO PRATICA :		2991 - Tettoia Comune di Firenzuola	
Le valutazioni seguenti sono riferite al paragrafo 7.2.1 della norma "AGGIORNAMENTO SULLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI" D.M. 17 gennaio 2018			
COSTRUZIONE 1 - COSTRUZIONE 2			
SPOSTAMENTI - costruzione1	48.7		mm
(determinati dal modello numerico)			
SPOSTAMENTI - costruzione 2			mm
(determinati dal modello numerico)			
Calcolo dello spostamento SLV da modellazioni lineare secondo i disposti par. 7.3.3.3 - NTC2018			
SPOSTAMENTI SLV - costruzione1	73.89695652		mm
SPOSTAMENTI SLV - costruzione2	0		mm
Calcolo dello spostamento massimo di una costruzione in assenza di modellazioni specifiche			
SPOSTAMENTI SLV- costruzione1	0.0		mm
(NON determinati dal modello numerico)			
SPOSTAMENTI SLV - costruzione 2	13.7		mm
(NON determinati dal modello numerico)			
TOT. SPOSTAMENTI SLV =	62.4		mm
GIUNTO REALIZZATO	100		mm
VERIFICATO			
Per la verifica sono necessari i dati seguenti:			
h1max =		mm	
h2max =	4400	mm	
ag/g =	0.228	g	
F0 =	2.444		
T*c =	0.305	s	
Categoria topografica	T1	St =	1
Categoria di sottosuolo	C	Ss=	1.366
Periodo fondamentale della struttura		T1=	0.46 s
Ordinata dello spettro Tc		Tc =	0.476 s
fattore di comportamento		q =	1.5
fattore di duttilità in spostamento		μd=	1.52

4.1.3 - COMPORTAMENTO STRUTTURALE

Si è scelta una progettazione nei confronti delle azioni sismiche che determini un comportamento NON DISSIPATIVO. Si prescrive dunque che le membrature assolvano il compito strutturale in campo sostanzialmente elastico.

4.1.3.1 - PRINCIPI DELLA PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ

Avendo scelto la progettazione NON DISSIPATIVA, non si applicano i principi della progettazione in capacità per consentire un comportamento duttile. Nel caso in oggetto ciò non è richiesto.

4.1.4 - METODO DI ANALISI

Si è scelto di fare una progettazione dinamica lineare con spettro di risposta. Questo metodo di progettazione consiste:

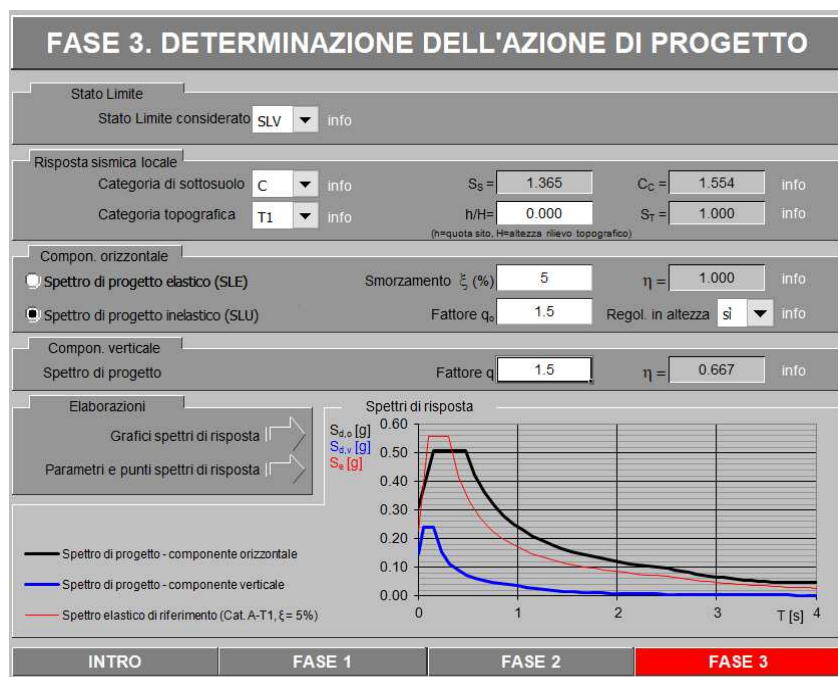
1. nel determinare i modi propri di vibrazione (nel numero minimo da caratterizzare dinamicamente l'intera struttura; a tal fine è necessario considerare tutti i modi di vibrare con massa partecipante >5% ed un numero tale da consentire l'attivazione dell'85% della massa totale)
2. Calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare considerati
3. Combinazione di tutti questi effetti (secondo la formula di combinazione prevista dalla norma)

4.1.4.1 - FATTORE DI COMPORTAMENTO

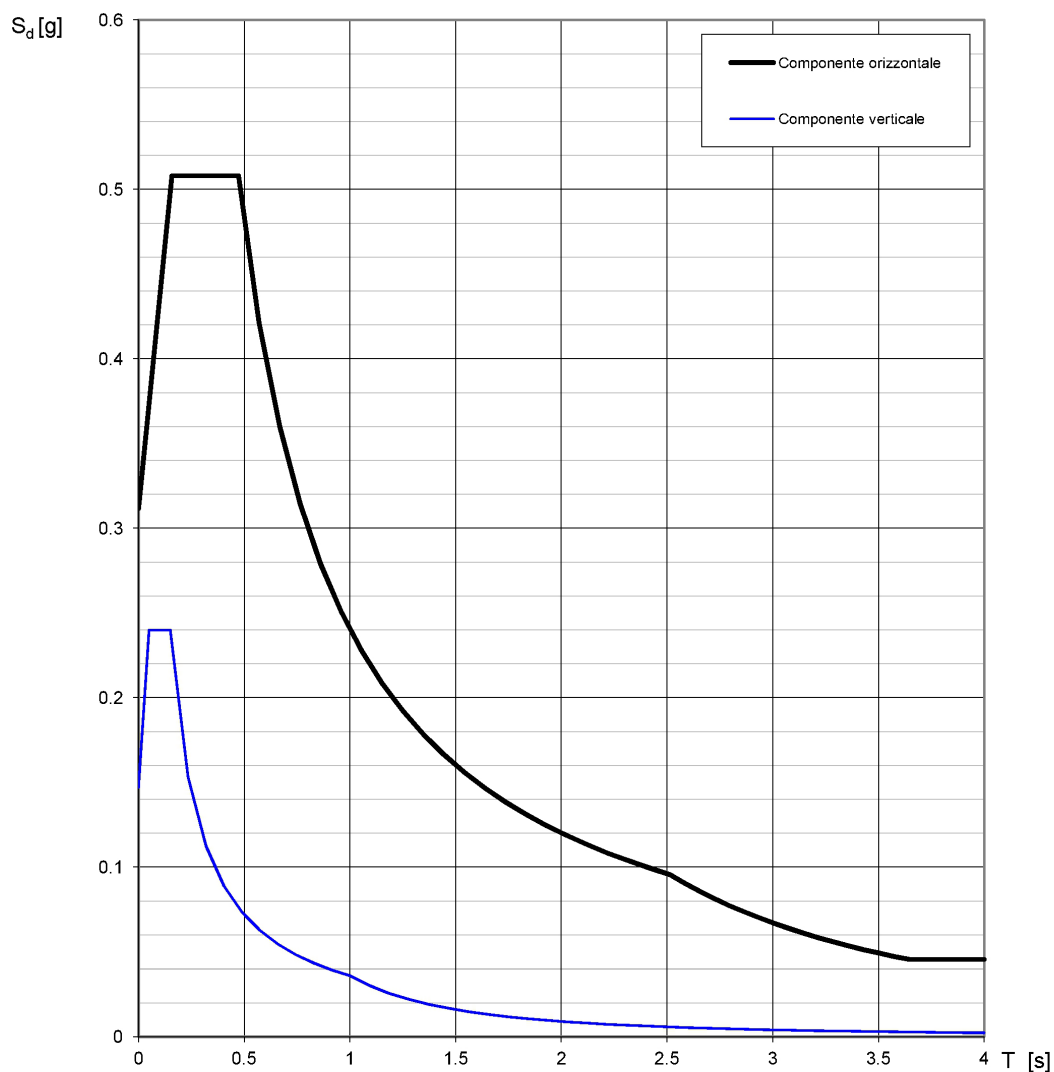
La scelta del fattore di comportamento per le strutture non dissipative va eseguita in relazione alla tabella 7.3.I delle NTC. Nel caso in esame si è scelto un fattore di comportamento $q=1,5$ per l'analisi SLV e 1 (spettro elastico) per le analisi SLD.

4.1.4.2 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO ALLO SLV

In riferimento a quanto indicato per il fattore di comportamento si riporta l'azione sismica di progetto. Per brevità si riportano i tabulati che si discostano da quanto indicato per lo spettro elastico.



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.228 g
F_o	2.444
T_c^*	0.305 s
S_s	1.365
C_C	1.554
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.365
η	0.667
T_B	0.158 s
T_C	0.474 s
T_D	2.513 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.312
$T_B \leftarrow$	0.158	0.508
$T_C \leftarrow$	0.474	0.508
	0.571	0.421
	0.668	0.360
	0.765	0.314
	0.862	0.279
	0.959	0.251
	1.056	0.228
	1.153	0.209
	1.251	0.192
	1.348	0.178
	1.445	0.166
	1.542	0.156
	1.639	0.147
	1.736	0.139
	1.833	0.131
	1.930	0.125
	2.028	0.119
	2.125	0.113
	2.222	0.108
	2.319	0.104
	2.416	0.100
$T_D \leftarrow$	2.513	0.096
	2.584	0.091
	2.655	0.086
	2.726	0.081
	2.796	0.077
	2.867	0.074
	2.938	0.070
	3.009	0.067
	3.080	0.064
	3.150	0.061
	3.221	0.058
	3.292	0.056
	3.363	0.053
	3.434	0.051
	3.504	0.049
	3.575	0.047
	3.646	0.046
	3.717	0.046
	3.788	0.046
	3.858	0.046
	3.929	0.046
	4.000	0.046

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

4.1.5 - EFFETTI DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

Dall'analisi delle non linearità geometriche secondo quanto disposto dal par.7.3.1 delle NTC2018 emerge che in nessuna combinazione si determina un coefficiente $\theta > 0.1$; ciò consente di trascurare sempre gli effetti delle non-linearità geometriche.

C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	FX	FY	FZ	θ_X	θ_Y
1	Statica+(EX+ λ *EY)	0.00	0.00	-2.86	-0.70	12221.85	3285.35	25996.82	0.02	0.02
1	Statica+(λ *EX+EY)	0.00	0.00	-0.86	-2.33	3683.09	10683.40	25996.82	0.02	0.02

4.1.6 - RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEI DIVERSI STATI LIMITE

Oltre a quanto previsto nel cap.4 per la verifica nei confronti delle azioni NON sismiche, è necessario verificare, per le combinazioni sismiche gli stati limite come definiti nella tab.7.3.III delle NTC 2018, che riportiamo di seguito.

STATI LIMITE		CU1	CU2			CU3 E 4		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT			DUT		

Si possono però fare alcune considerazioni su questo punto.

L'analisi SLD di resistenza è del tutto superflua dal momento che l'analisi SLV, sempre di resistenza, coinvolge un'azione sismica di progetto sempre maggiore di quella prevista dall'SLD (ciò è determinato da un fattore di comportamento molto basso, $q=1.5$). La verifica SLD è automaticamente soddisfatta una volta verificato l'SLV.

Dal par. 7.3.6.1 delle NTC si desume, inoltre, che le verifiche di Duttività (DUT) non sono dovute nel caso di analisi con fattore di comportamento $q \leq 1.5$, come nel caso in oggetto. Non sono quindi svolte le verifiche SLC.

È quindi possibile concludere che le analisi svolte si sono ridotte a quelle SLV e a quelle SLO; oltre, ovviamente, a quelle di carattere prettamente statico

4.2 - ORIGINI E CARATTERISTICHE DEI SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI

Il software utilizzato è Mastersap della casa produttrice dei programmi AMV s.r.l., versione 2018.

Il software si serve del solutore Life (1.2)

5 - MATERIALI - CARATTERISTICHE MECCANICHE

ELEMENTO STRUTTURALE	DENOMINAZIONE e DESCRIZIONE	PRINCIPALI CARATTERISTICHE
Calcestruzzo per la realizzazione di: <ul style="list-style-type: none"> • TRAVI DI FONDAZIONE • SOLETTE 	C25/30	$w = 25 \text{ kN/m}^3$ $E = 31476 \text{ N/mm}^2$ $G = 2088 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm} = 33 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 3.08 \text{ N/mm}^2$
Acciaio per calcestruzzo armato	B450C	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$ $f_{y,k} = 450 \text{ N/mm}^2$ $f_{t,k} = 540 \text{ N/mm}^2$
Acciaio da carpenteria	S275	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$ $f_{y,k} = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_{t,k} = 430 \text{ N/mm}^2$
Bulloni	cl. 8.8	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$ $f_{y,k} = 675 \text{ N/mm}^2$ $f_{t,k} = 800 \text{ N/mm}^2$
Legno e travi principali e secondarie	GL24 (legno lamellare)	$w_{mean} = 3.8 \text{ kN/m}^3$ $E_{mean} = 11600 \text{ N/mm}^2$ $G_{mean} = 720 \text{ N/mm}^2$ $E_k = 7400 \text{ N/mm}^2$ $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$ $f_{t,0,k} = 16.5 \text{ N/mm}^2$ $f_{t,90,k} = 0.4 \text{ N/mm}^2$ $f_{c,0,k} = 24 \text{ N/mm}^2$ $f_{c,90,k} = 2.7 \text{ N/mm}^2$ $f_{v,k} = 2.7 \text{ N/mm}^2$
Legno per tavolati	C22 (legno massiccio di conifera)	$w_{mean} = 4.1 \text{ kN/m}^3$ $E_{mean} = 10000 \text{ N/mm}^2$ $G_{mean} = 630 \text{ N/mm}^2$ $E_k = 6700 \text{ N/mm}^2$ $f_{m,k} = 22 \text{ N/mm}^2$ $f_{t,0,k} = 13 \text{ N/mm}^2$ $f_{t,90,k} = 0.5 \text{ N/mm}^2$ $f_{c,0,k} = 20 \text{ N/mm}^2$ $f_{c,90,k} = 2.4 \text{ N/mm}^2$ $f_{v,k} = 2.4 \text{ N/mm}^2$

I prodotti ad uso strutturale di derivazione industriale per applicazioni specifiche (resine, tasselli, piastre speciali, VITI, OSB etc) devono rispettare i requisiti di progetto, devono essere dotati delle certificazioni richieste (ce, eta, eota, ecc...) e devono essere approvate dal progettista e dal ddl.

6 - COMBINAZIONI DI CALCOLO

6.1 - COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Nota: il moltiplicatore del carico per la combinazione in esame è il prodotto tra il coefficiente parziale per le azioni γ ed il coefficiente di combinazione ψ previsti per il carico nella combinazione.

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	SLV-sismica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
2	SLU - Q1=Neve in assenza di vento	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 2	1.500
3	SLU - Q1= Neve; Q2= -Vx	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.900
4	SLU - Q1= Neve; Q2= Vy	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.900
5	SLU - Q1= Vx	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	0.900
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	0.800
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.500
6	SLU - Solo permanenti	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300

6.2 - COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
7	Rara - Permanenti	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
8	Rara - Q1= Neve in assenza di vento	Tipologia: Rara	Variabile: Neve	Condizione 2	1.000
9	Rara - Q1= Neve; Q2= - Vx	Tipologia: Rara	Variabile: Neve	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.600
10	Rara - Q1= Neve; Q2= Vy	Tipologia: Rara	Variabile: Neve	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.600
11	Rara - Q1= Vx	Tipologia: Rara	Variabile: Vento	Condizione 4	1.000
12	Rara - Perm + Q1= Neve in assenza di vento	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	1.000
13	Rara - Perm + Q1=Neve + Q2=-Vx	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.600
14	Rara - Perm + Q1= Neve + Q2= Vy	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.600
15	Rara - Perm + Q1=Vx	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.000

6.3 - COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'OPERATIVITÀ

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
4	S.L.O.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000

7 - INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA - CONSIDERAZIONI SULLA COSTANTE DI

SOTTOFONDO - MODULO DI WINKLER, W

Il sistema di fondazione è già stato descritto nella prima parte della presente relazione e sarà trattato approfonditamente nella relazione relativa, qui ci si limita a definire la sua interazione con il terreno con il classico modello alla Winkler. Da un punto di vista tecnico-scientifico l'interazione terreno-struttura, come interpretato con il mezzo alla Winkler, consiste nel definire il terreno come un letto di molle di rigide. La rigidezza di tali molle è schematizzata nella costante di sottofondo K. Appare evidente come l'assunzione di tale modello fisico sia una semplificazione importante del comportamento reale ma, ancora oggi, è un metodo che se utilizzato accuratamente consente risultati più che accettabili. È importante sottolineare che la costante di sottofondo non è una caratteristica fisica del terreno ma dipende anche dalla tipologia (in particolare dalla geometria e dalla rigidezza) della fondazione. Si trovano, in letteratura, i tabulati dei valori delle costanti di sottofondo per le varie tipologie di terreno; secondo uno dei più autorevoli studiosi di geotecnica, il prof. Viggiani, tali valori sono da intendersi come costanti k_1 , così come definite nel suo testo (Fondazioni, Carlo Viggiani, par. 9.3.3), cioè riferite ad una piastra di ridotte dimensioni (circa 30cm di diametro); da questi, con opportuni passaggi matematici, è possibile determinare la costante di sottofondo relativa alla fondazione reale. Lo scrivente si riconosce in tale assunto.

Dalla relazione geologica si deduce che la fondazione va a ricercare uno strato di terreno limoso sabbioso che denota un comportamento prettamente coesivo, caratterizzato da un $c_u=40\text{kPa}$. Dalla tabella 9.3 del "Viggiani" (Pag.265) si desume il seguente parametro k_1 $k_1=2.5\text{Kg/cm}^3$, riferito ad una piastra di lato 30cm. Per porre in relazione i cedimenti tra la piastra di piccolo diametro e le travi di fondazione, trovando, di conseguenza, l'idoneo valore di K, si utilizza la seguente relazione:

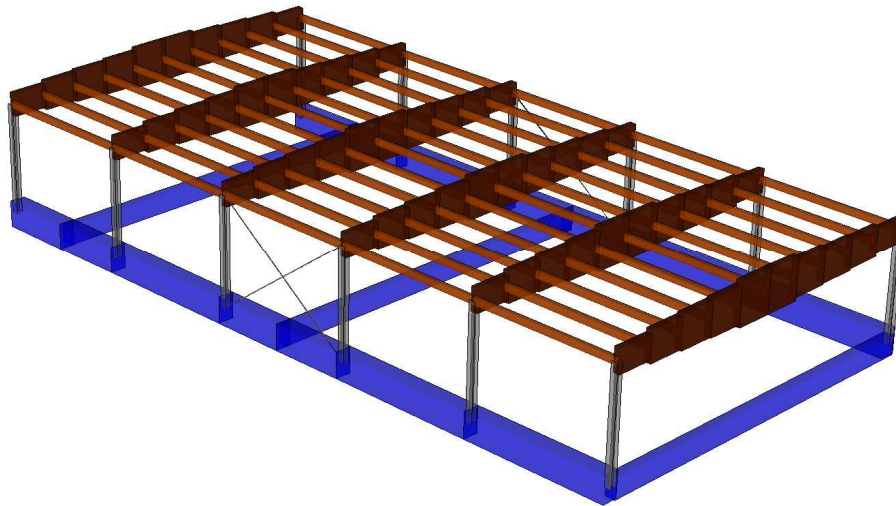
per un terreno coesivo: $K = k_1 \left(\frac{b}{1,5B} \right)$

B (larghezza della trave) = 500cm

K = 1 kg/cm^3

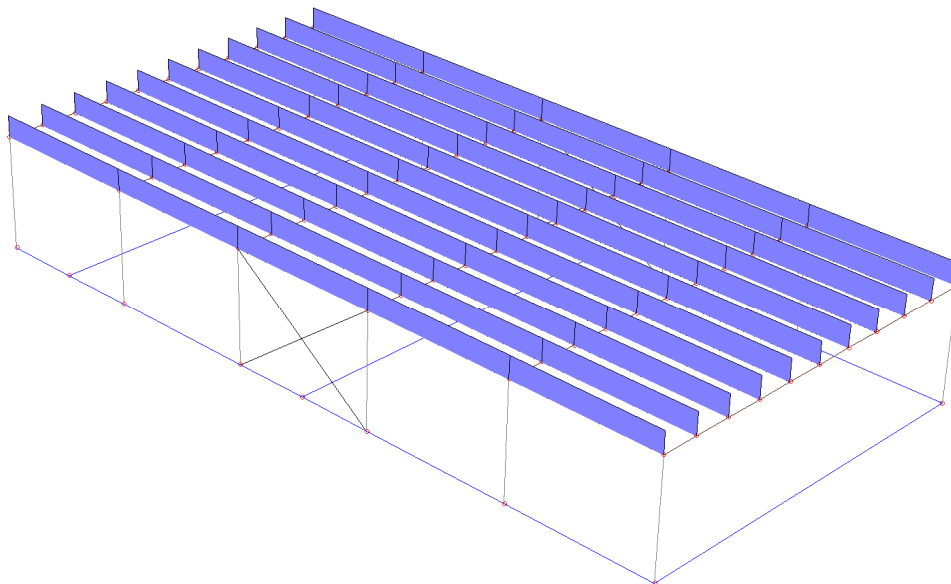
8 - SCHEMATIZZAZIONE DELLA MODELLAZIONE E DEI RISULTATI - ESITO DELLE ANALISI

Si riportano, perlopiù graficamente, le principali informazioni di modellazione e i risultati ottenuti.



Prospettiva

Figura 8: modello agli elementi finiti



Prospettiva

Figura 9: carico applicato - permanente

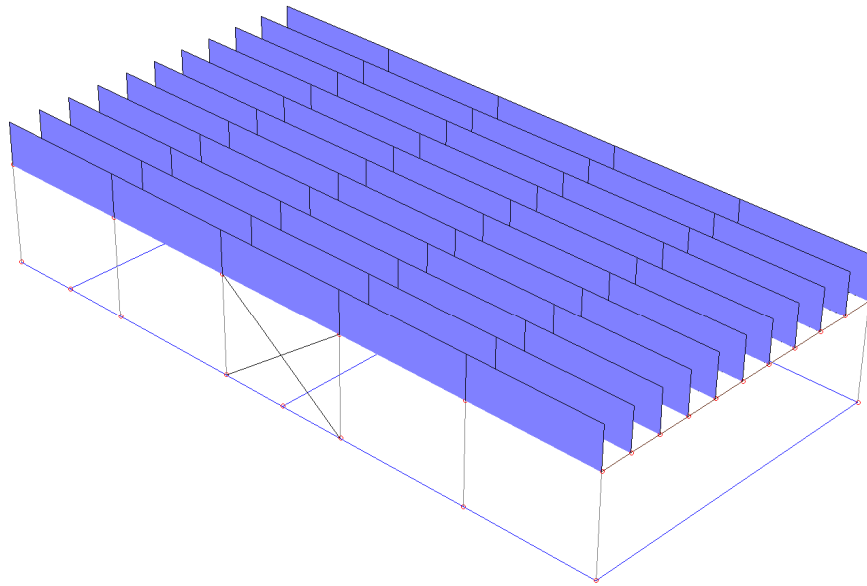


Figura 10: carico applicato - neve in assenza di vento

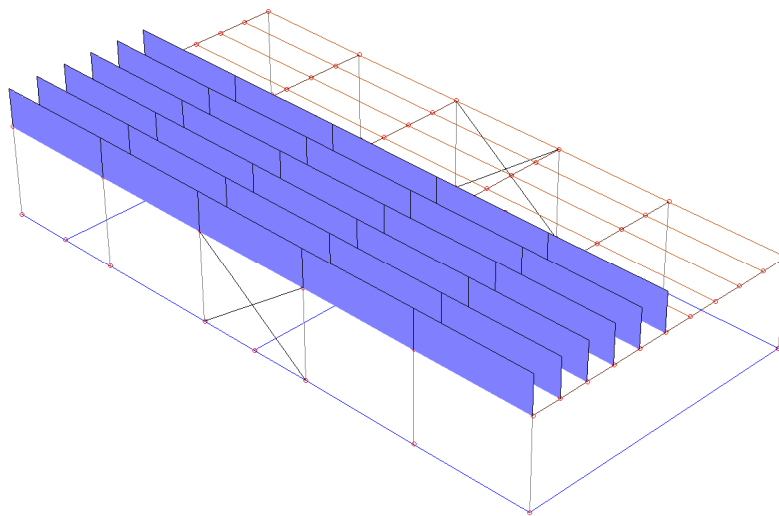


Figura 11: carico applicato - neve in presenza di vento, falda1

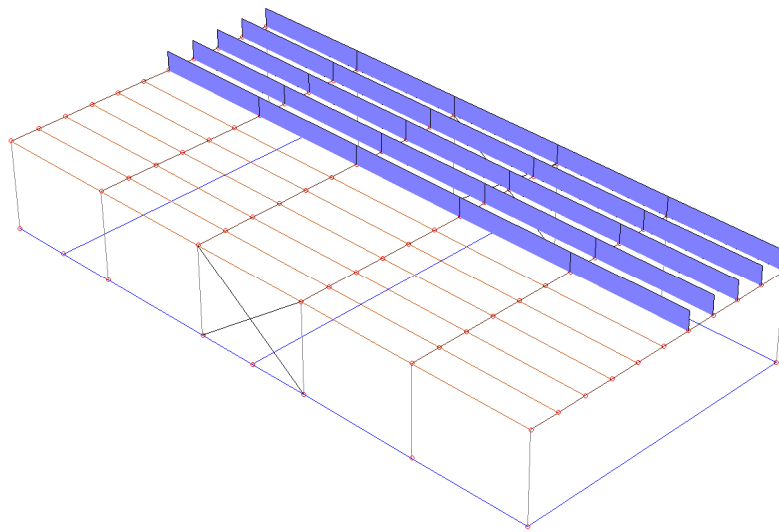


Figura 12: carico applicato - neve in presenza di vento, falda2

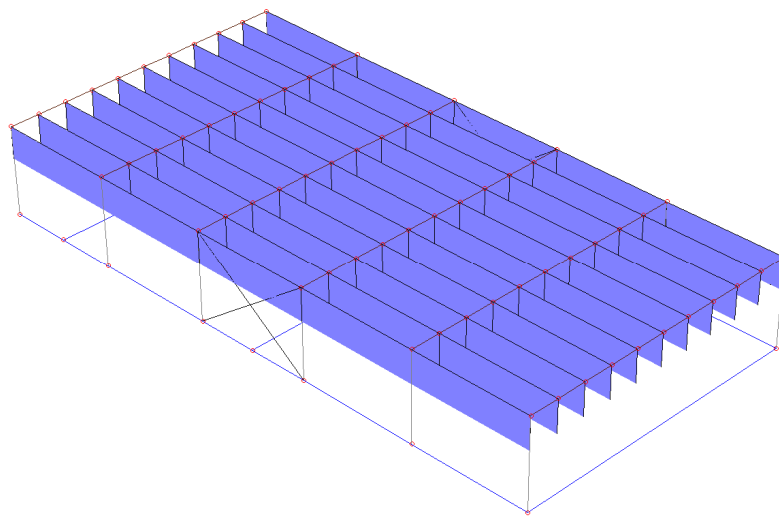


Figura 13: carico applicato - vento in direzione +X, sollevamento della copertura

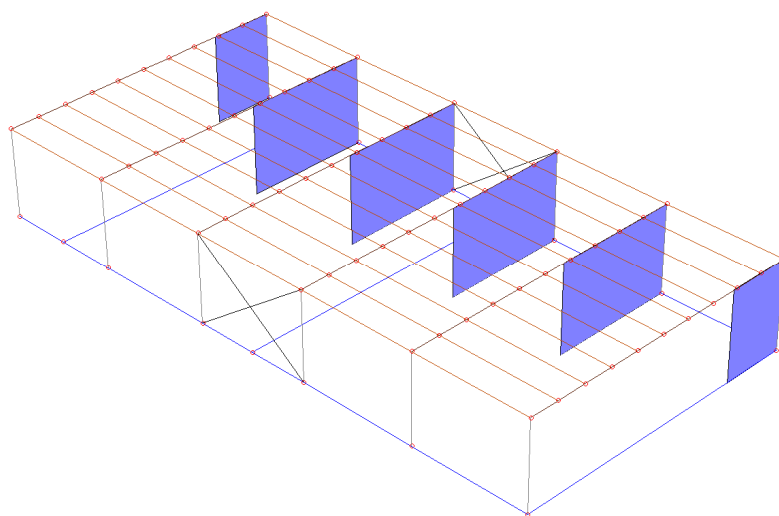


Figura 14: carico applicato - vento in direzione +X, colonne interne

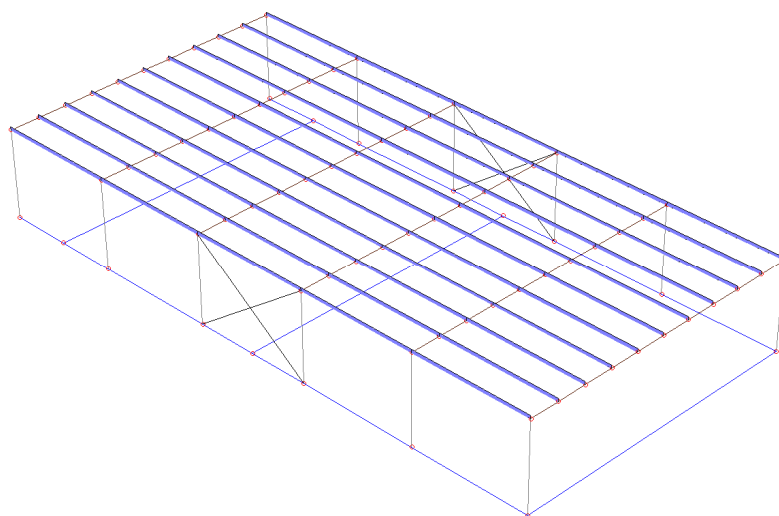


Figura 15: applicato - vento in direzione -X, coperture

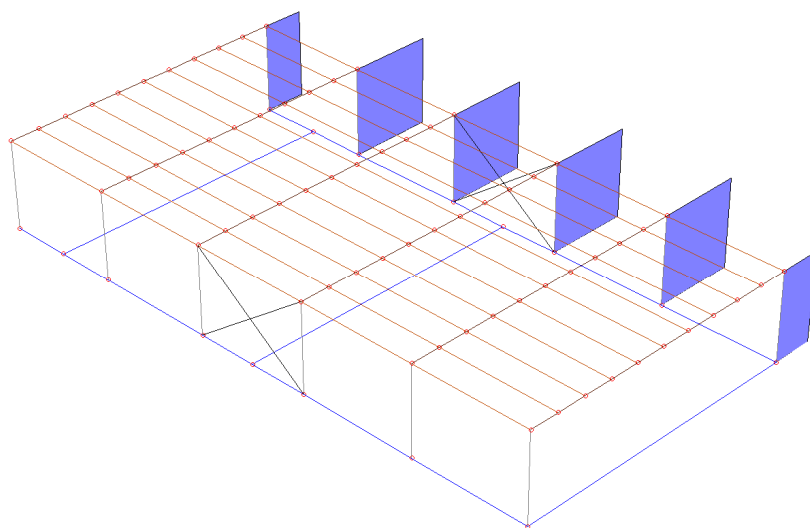


Figura 16: carico applicato - vento in direzione -X, colonne

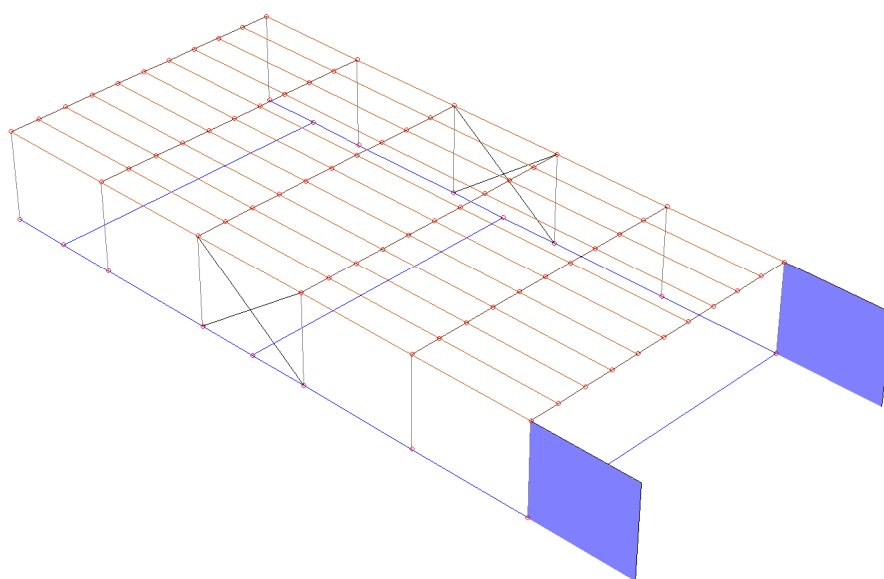


Figura 17: carico applicato - vento in direzione Y, colonne

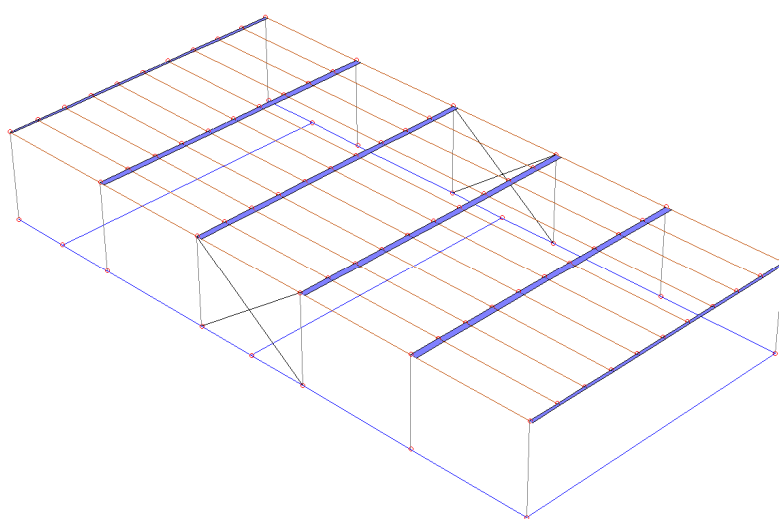
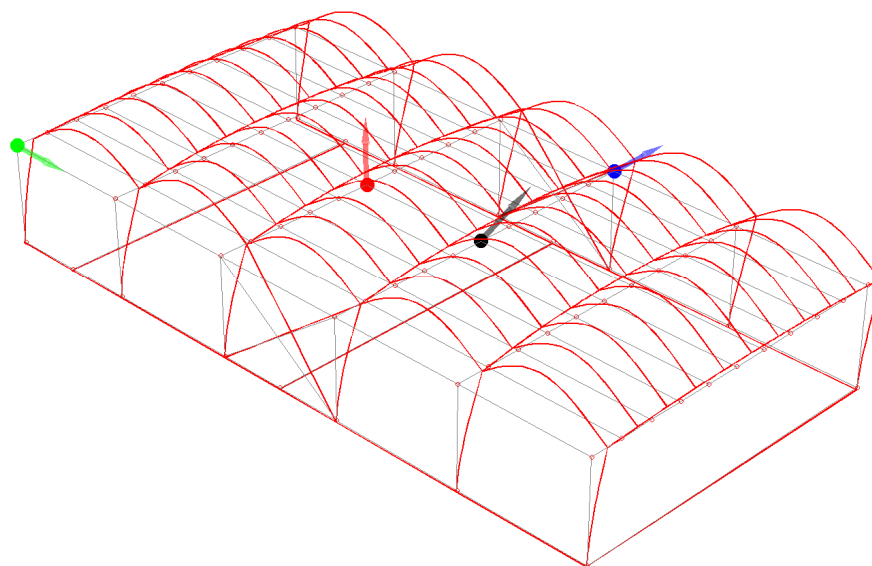


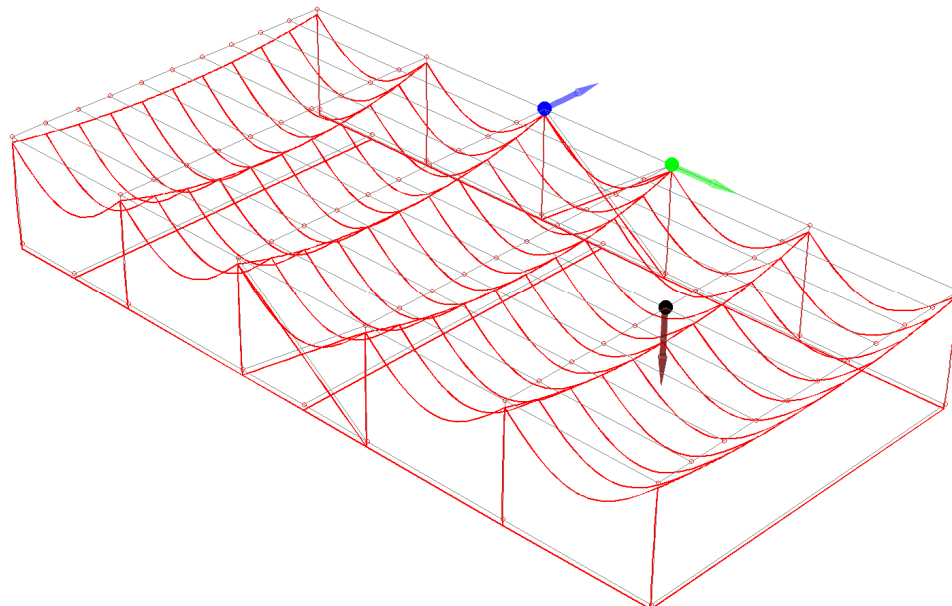
Figura 18: carico applicato - vento in direzione Y, copertura

DEFORMATE STATICHE PER ALCUNE DELLE COMBINAZIONI DI CARICO



Prospettiva

Figura 19: deformata nella combinazione con vento in direzione X



Prospettiva

Figura 20: deformata nella combinazione con la presenza di neve in assenza di vento

L'analisi delle deformate evidenzia il buon comportamento del modello strutturale, parametro importante nella valutazione sulla bontà della schematizzazione ottenuta con il modello numerico. Si rimanda al fascicolo dei calcoli per i valori delle deformate.

INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE IN FORMA GRAFICA

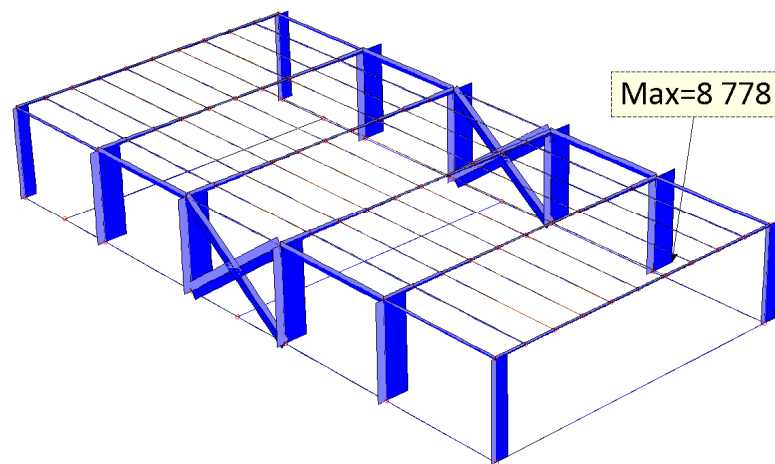


Figura 21: inviluppo dello sforzo normale

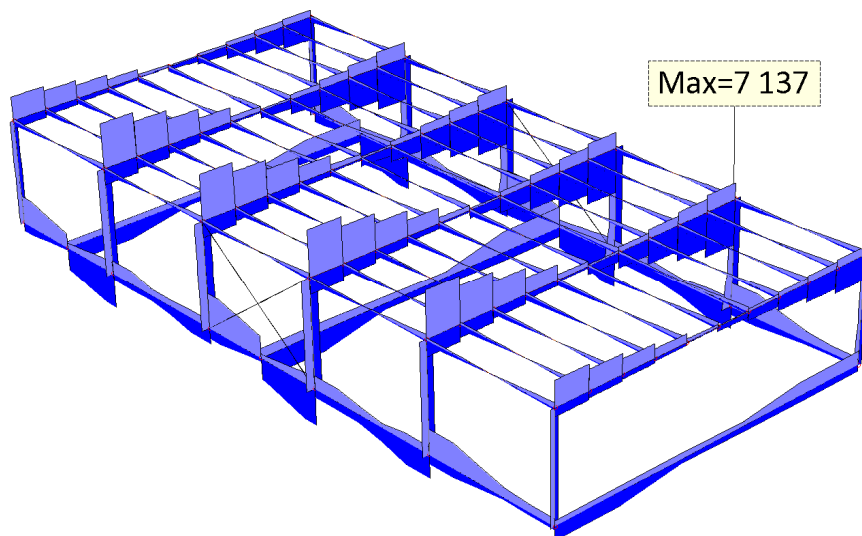
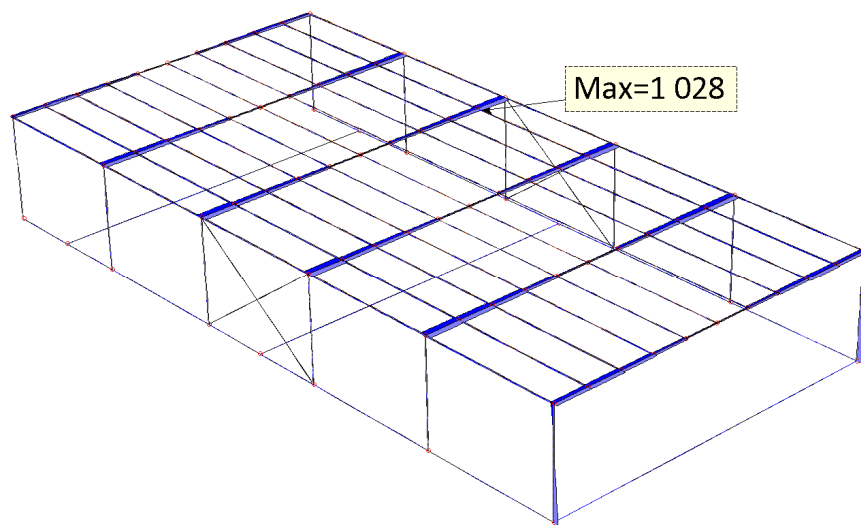
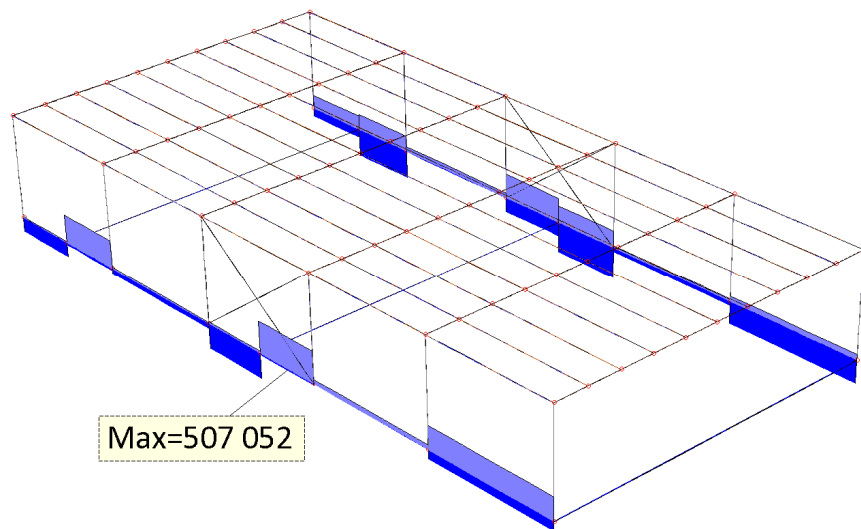


Figura 22: inviluppo del taglio T_y



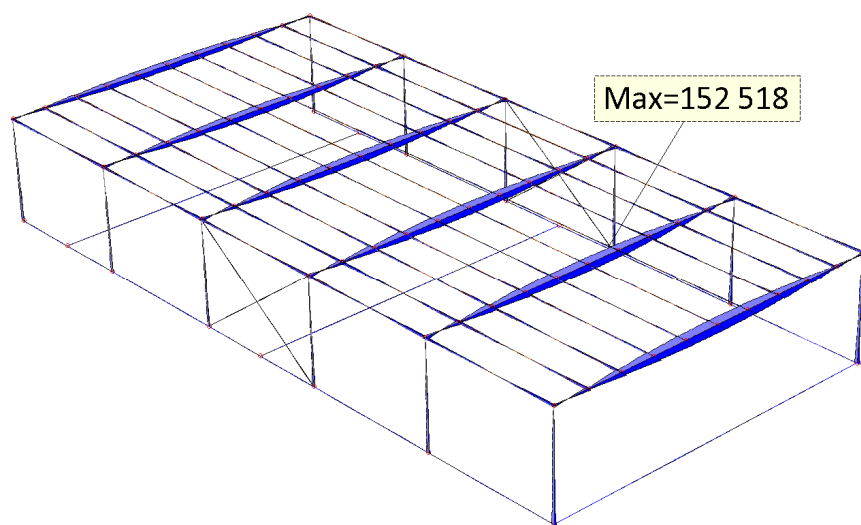
Prospettiva

Figura 23: inviluppo del taglio T_z



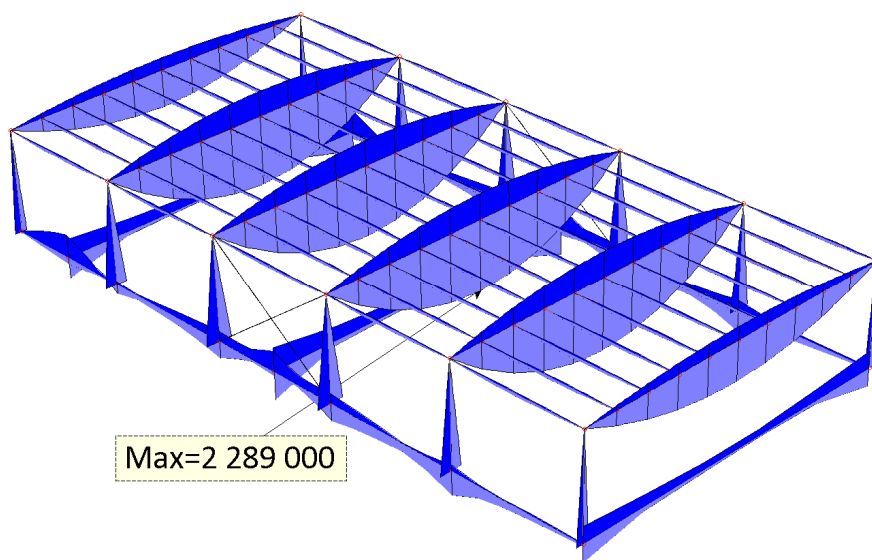
Prospettiva

Figura 24: inviluppo del momento torcente M_x



Prospettiva

Figura 25: involucro del momento flettente M_y



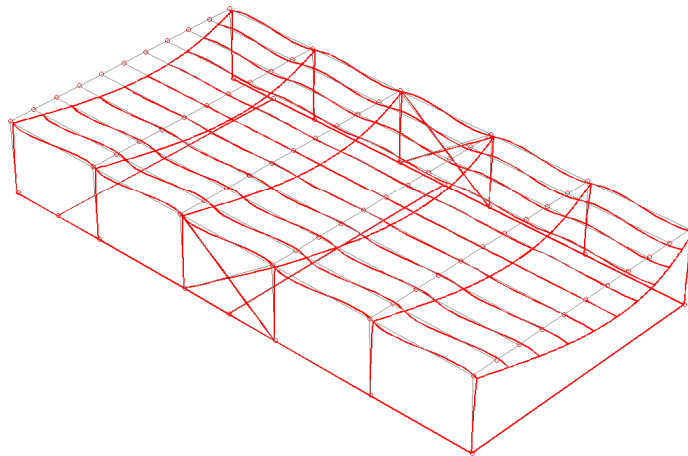
Prospettiva

Figura 26: involucro del momento flettente M_z

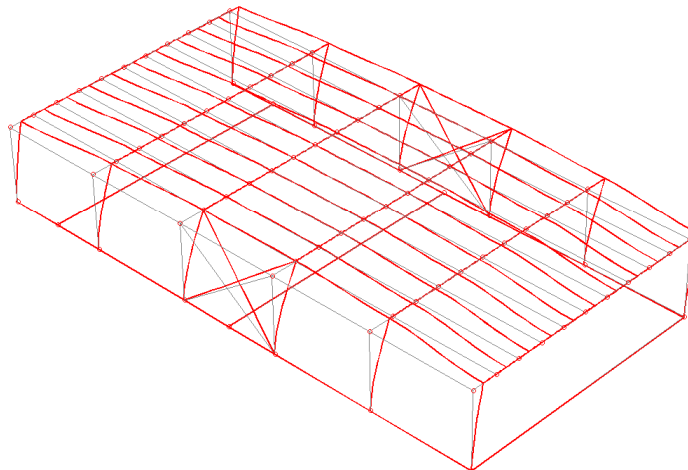
L'andamento delle caratteristiche di sollecitazione ed i loro valori, sia in termini assoluti che con segno risultano conformi con quanto progettato e atteso.

PRINCIPALI MODI DI VIBRARE

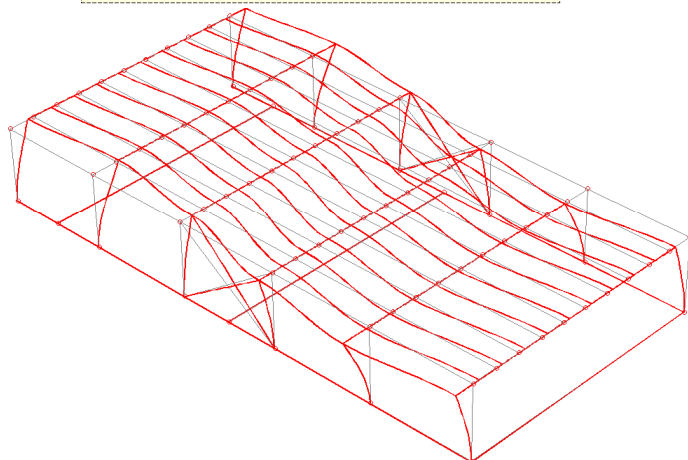
Modo 1 $f = 2.241 \text{ Hz}$ $T = 0.446 \text{ s}$



Modo 2 $f = 2.319 \text{ Hz}$ $T = 0.431 \text{ s}$



Modo 3 $f = 2.624 \text{ Hz}$ $T = 0.381 \text{ s}$



10 - VERIFICHE SINGOLE E LOCALI

10.1 - VERIFICA DEI CONTROVENTI

La verifica dei controventamenti di parete si effettua manualmente:

- Sforzo normale massimo sollecitante; $N_{Ed}=29810N$
- Sforzo normale resistente; $N_{Rd} = \frac{A_{eff,barra} \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{245 \cdot 275}{1.05} = 64167N$
- $N_{Ed}/N_{Rd}=0.46 \rightarrow$ VERIFICATO

10.2 - VERIFICA SLE DELLE COLONNE METALLICHE - SPOSTAMENTI LATERALI

In riferimento a quanto indicato al par. 4.2.4.2.2 ed alla relativa tab. 4.2.XIII delle NTC, si è valutato il limite per gli spostamenti laterali in condizioni d'esercizio:

$$\frac{\Delta}{H} \leq \frac{1}{300}$$

Nel caso in esame si hanno i seguenti valori:

- $\Delta=6.72mm$ (da modello di calcolo, CC=Rara, vento Vx)
- $H=3420mm$ (altezza di calcolo del modello numerico)
- $\Delta/H=0.00196 < 0.00333 \rightarrow$ VERIFICATO
- I.S.= 0.59

10.3 - VERIFICA (EQU) NEI CONFRONTI DEL SOLLEVAMENTO DELL'INTERA TETTOIA

A favore di sicurezza si considera come azione sollecitante il massimo sforzo normale in trazione calcolato nelle colonne, determinato nella modellazione numerica per la combinazione di carico 5 (SLU - Q1= Vx). Questo è moltiplicato per il numero delle colonne e per 1,1, così come previsto per le verifiche EQU.

L'azione resistente è il solo peso dell'impianto di fondazione, moltiplicato per 0,9 così come previsto per la combinazione nelle verifiche EQU.

- $Ed = 12 \times 2728 \times 1.1 = 35996.4kg$
- $Rd = (2 \times 0.8 \times 0.5 \times 24.1 + 3 \times 0.3 \times 0.6 \times 11) \times 2500 \times 0.9 = 56754kg$
- $Ed/Rd = 0.63 < 1 \rightarrow$ VERIFICATO

10.4 - VERIFICA DELLE TRAVI PRINCIPALI RASTREIMATE

Progetto e verifica di una trave simmetrica a doppia rastremazione

Trave a doppia rastremazione appoggiata (progettazione svolta ai sensi delle NTC2018 e dell'EC5)

Note: pratica 2991 – Nuova copertura in legno lamellare per capannone ricettivo – Società sportiva Firenzuola

Materiali			
Legno della trave		EN GL24 - DIN BS11	
Tensione caratteristica di flessione	$f_{m,k}$	24	N/mm ²
Tensione caratteristica a compressione parallela	$f_{c,0,k}$	21,5	N/mm ²
Tensione caratteristica a taglio	$f_{v,k}$	3,5	N/mm ²
Tensione caratteristica a taglio per rotolamento	$f_{v,rol,k}$	1	N/mm ²
Tensione caratteristica a compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,5	N/mm ²
Tensione caratteristica a trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,5	N/mm ²
Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean}$	11400	N/mm ²
Modulo di elasticità caratteristico parallelo	$E_{0,k}$	9100	N/mm ²
Modulo di taglio medio	G_{mean}	650	N/mm ²
Modulo di taglio caratteristico	$G_{0,k}$	540	N/mm ²
Modulo di taglio medio per rotolamento	$G_{RT,mean}$	65	N/mm ²

caratteristiche geometriche e dimensionali			
tipologia della sezione	rettangolare		
luce della trave	l	11510	mm
altezza all'appoggio	h_i	707,4	mm
pendenza dell'estradosso	α_s	5,6635	°
altezza nel colmo	h_{ap}	1278	mm
base della trave	b	200	mm
profondità delle fresature per connessione a coda di rondine	c_i	56	mm
base efficace	b_{eff}	144	mm
interasse di carico	i	4660	mm
profondità dell'appoggio	p_a	280	mm

carichi semplici					
peso proprio dell'elemento	G1	8,35	kN	0,725	kN/m
Peso permanente non strutturale	G2	0,55	kN/m²	2,563	kN/m
Carico della neve	Q1 grav. Neve	1,25	kN/m²	5,825	kN/m
Carico del vento (pressione)	Q2 grav. Vento	0,05	kN/m²	0,233	kN/m
Carico del vento (depressione)	Q1 depressione	1,05	kN/m²	4,893	kN/m
combinazioni di carico, classe di servizio, Kmod e Kdef					
Classe di servizio			2		
coeff. $\psi_{2,j}$ previsto per il carico variabile principale				$\psi_{2,i}$	
1	CC SLU gravitazionale Q1=neve; Q2=vento		13,22	kN/m	
2	CC SLU gravitazionale Q1=vento; Q2=neve		8,88	kN/m	
3	CC SLU sollevamento Q1=vento		-4,56	kN/m	
4	CC rara gravitazionale carichi permanenti		3,29	kN/m	
5	CC rara gravitazionale accidentali Q1=neve; Q2=vento		5,96	kN/m	0
6	CC rara gravitazionale accidentali Q1=vento; Q2=neve		3,15	kN/m	0
7	CC rara gravitazionale accidentali Q1=vento di sollev.		-4,89	kN/m	

possibilità di sollevamento, valutare i presidi opportuni

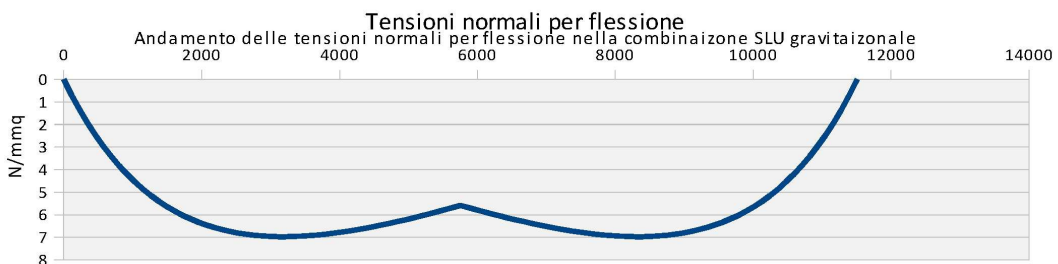
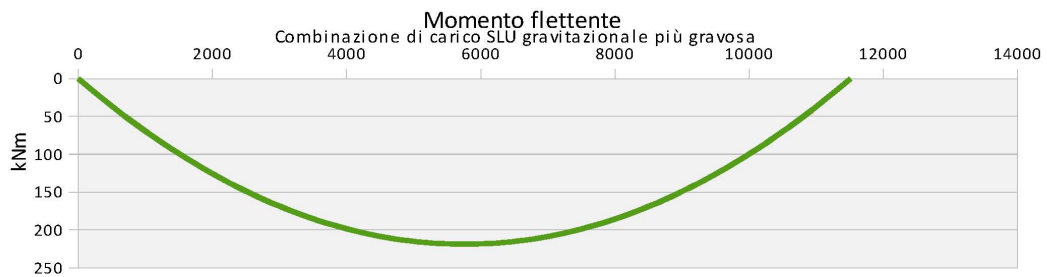
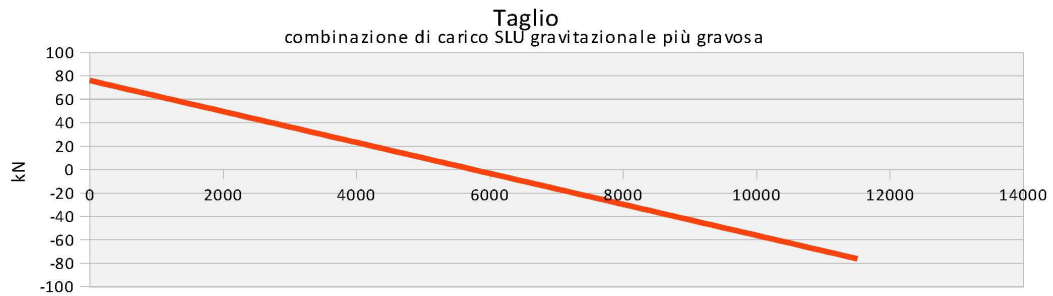
possibilità di sollevamento, valutare l'ipotesi opportuna		kmod	q/k _{mod}	
1	CC SLU gravitazionale Q1=neve; Q2=vento	breve_termine	0,9	14,69
2	CC SLU gravitazionale Q1=vento; Q2=neve	istantaneo	1	8,88
3	CC SLU sollevamento Q1=vento	istantaneo	1	-4,56

La combinazione di carico, per azioni gravitazionali, determinante ai fini della progettazione è quella con il rapporto q/kmod maggiore, nel caso:

1	CC SLU gravitazionale Q1=neve; Q2=vento	13,22	kN/m
---	---	-------	------

	kdef
Legno lamellare incollato	0,8

FASE DI CALCOLO E VERIFICA – COMBINAZIONE DI CARICO GRAVITAZIONALE
Determinazione delle caratteristiche di sollecitazione e di tensione per le verifiche SLU



Verifica per non-linearità delle tensioni normali di flessione nella sezione di colmo				
$\sigma_{m,d} = K_1 \frac{6 M_{ap}}{b h^2} \leq f_{m,d}$ $K_1 = 1 + 1,4 \tan(\alpha) + 5,4 [\tan(\alpha)]^2$ $f_{m,d} = \frac{f_{m,k} k_{mod}}{\gamma_M}$	Ascissa della sezione d'apice	l_{ap}	5755	mm
	Momento nella sezione di colmo	M_{ap}	218,92	kNm
	Tensione sollecitante	$\sigma_{m,d}$	4,79	N/mm²
	Coefficiente K_1	K_1	1,192	
	Tensione resistente a flessione	$f_{m,d}$	14,40	N/mm²
	Indice di sicurezza	I.S.	0,33	verificato

Verifica trazione ortogonale alla fibratura nella zona d'apice

$$\sigma_{t,90,d} = K_p \frac{6M_{ap}}{b h^2} \leq K_{dis} K_{vol} f_{t,90,d}$$

$$K_p = 0,2 \tan(\alpha) \quad K_{dis} = 1,4 \quad K_{vol} = \left(\frac{0,01}{V}\right)^{0,2} \quad \text{dove } V \text{ è definito nella zona di sviluppo } h_{ap} \text{ nel vertice della trave}$$

$$f_{t,90,d} = \frac{f_{t,90,k} k_{mod}}{\gamma_M}$$

Ascissa della sezione d'apice	l_{ap}	5755	mm
Momento nella sezione di colmo	M_{ap}	218,92	kNm
Coefficiente K_p	K_p	0,020	
Coefficiente K_{dis}	K_{dis}	1,400	
Volume della trave ricompreso nella zona d'apice (sollecitata a traz.ort. Alla fibr.)	V	0,229	m ³
Coefficiente K_{vol}	K_{vol}	0,534	
Tensione sollecitante per trazione ortogonale alla fibratura	$\sigma_{c,90,d}$	0,08	N/mm ²
Tensione resistente di progetto per trazione ortogonale alla fibratura	$f_{t,90,d}$	0,30	N/mm ²
Indice di sicurezza	I.S.	0,36	verificato
Verifica per le tensioni normali di flessione (si tiene in conto della stabilità flessio-torsionale e dell'inclinazione della tensione principale rispetto alla fibratura)			

$$\sigma_{m,d} \leq K_{m,a} K_{crit} f_{m,d}$$

$$\text{per bordo rastremato compresso } K_{m,a} = \left[\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 f_{v,d}} \tan(\alpha) \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \tan(\alpha)^2 \right)^2} \right]^{-1}$$

$$\text{per bordo rastremato teso } K_{m,a} = \left[\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75 f_{v,d}} \tan(\alpha) \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan(\alpha)^2 \right)^2} \right]^{-1}$$

$$f_{m,d} = \frac{f_{m,k} k_{mod}}{\gamma_M} \quad f_{t,90,d} = \frac{f_{t,90,k} k_{mod}}{\gamma_M} \quad f_{c,90,d} = \frac{f_{c,90,k} k_{mod}}{\gamma_M} \quad f_{v,d} = \frac{f_{v,k} k_{mod}}{\gamma_M}$$

$$K_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{se } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{se } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{se } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad \lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}; \quad \sigma_{m,crit} = \frac{\pi b^2}{h l_{ef}} \sqrt{3 \alpha E_{0,k} G_k}; \quad \alpha = \frac{1}{3 + 1,8 \frac{b}{h}}$$

Tensione resistente a flessione di progetto	$f_{m,d}$	14,40	N/mm ²
Tensione resistente a taglio di progetto	$f_{v,d}$	2,10	N/mm ²
Tensione resistente a trazione perpendicolare alla fibra di progetto	$f_{t,90,d}$	0,30	N/mm ²
Tensione resistente a compressione perpendicolare alla fibra di progetto	$f_{c,90,d}$	1,50	N/mm ²
disposizione del carico rispetto all'elemento carico applicato sul bordo compresso			
definizione del coefficiente β in riferimento all'EC5	carico uniform. distr.,	ritegni torsionali solo agli appoggi	0,9
distanza tra ritegni flessotorsionali	$a =$	11500	mm
massima tensione normale per flessione	$\sigma_{max} =$	6,974	N/mm ²
ascissa della sezione con tensione massima	$x\sigma_{max} =$	3222,8	mm
altezza nella sezione di massima tensione normale per flessione	$h\sigma_{max} =$	1027	mm
lunghezza efficace	$l_{eff} =$	12404	mm
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit} =$	20,692	N/mm ²
	$\alpha =$	0,2985	
	$\lambda_{rel,m} =$	1,077	N/mm ²
Coefficiente riduttivo k_{crit}	$k_{crit} =$	0,752	

individuazione della compressione rispetto al bordo rastremato	bordo rastremato compresso		
Coefficiente riduttivo $k_{m,\alpha}$	$k_{m,\alpha} =$	0,907	
Tensione resistente a flessione di progetto (con coefficienti riduttivi)	$f_{m,d} =$	9,830	N/mm ²
Indice di sicurezza	I.S.	0,71	verificato

Verifica a compressione perpendicolare alla fibratura per la zona d'appoggio alla colonna inferiore			
Taglio massimo	$T_{max} =$	76081	N
massima tensione di compressione all'appoggio	$\sigma_{max} =$	1,359	N/mm ²
Tensione resistente a compressione perpendicolare alla fibra di progetto	$f_{c,90,d}$	1,50	N/mm ²
Indice di sicurezza	I.S.	0,91	verificato
non sono necessari ulteriori accorgimenti per lo scambio delle tensioni verticali alla colonna inferiore			

Verifica a taglio nella sezione d'appoggio della trave rastremata

$$\tau_{max} = 1,5 \frac{T}{b_{ef} h} \leq \frac{k_{mod} f_{yk}}{\gamma_M} = f_{vd}; \quad b_{ef} = K_{cr} \cdot b$$

Taglio massimo	$T_{max} =$	76081	N
Altezza nella sezione d'appoggio	$h_1 =$	707	mm
Coefficiente Kcr	$K_{cr} =$	0,67	
base efficace	$b_{ef} =$	96,48	mm
massima tensione di taglio all'appoggio	$\tau_{max} =$	1,672	N/mm ²
Tensione resistente a taglio di progetto	$f_{v,d}$	2,10	N/mm ²
Indice di sicurezza	I.S.	0,80	verificato

Verifica agli SLE, deformabilità

Si effettua la verifica, sia in riferimento alla configurazione istantanea (u_{inst}) che a tempo infinito (u_{creap}). La determinazione degli abbassamenti istantanei nella sezione di colmo, dovuti ai carichi permanenti e variabili, esaminati separatamente nella combinazione caratteristica; si è svolta con l'applicazione del principio dei lavori virtuali, la cui integrazione è svolta per via numerica.

Introducendo una trave fittizia con carico unitario posto in mezzzeria per applicare il PLV si determina la seguente relazione:

$$u = \int \frac{M(x)m(x)}{E_{0,m} J(x)} dx + \int \frac{\chi T(x)t(x)}{G_m A(x)} dx \rightarrow \sum \frac{M_i m_i}{E_{0,i} J_i} l_i + \sum \frac{\chi T_i t_i}{G_m A_i} l_i$$

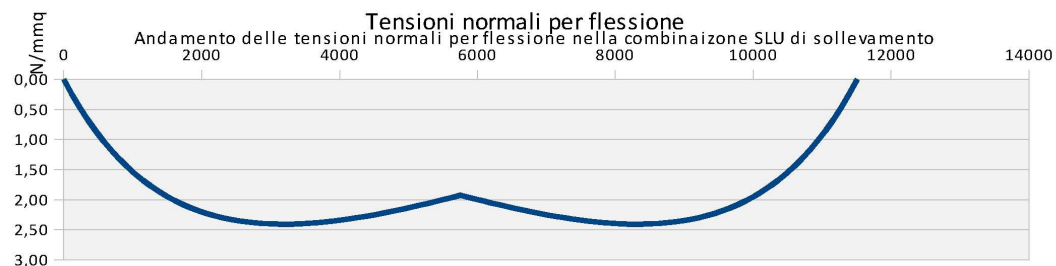
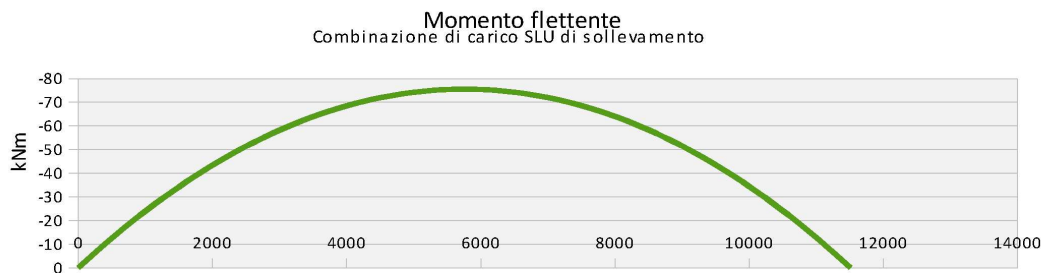
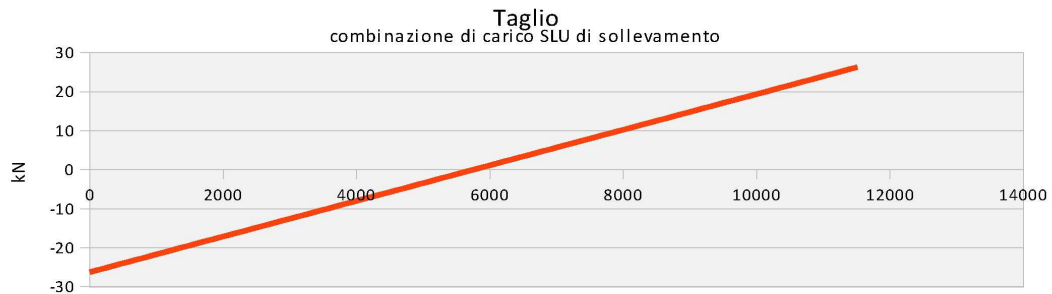
Per la determinazione degli abbassamenti finali si utilizzano le seguenti:

$$u_{inst} = u_{inst;G} + u_{inst;Q}$$

$$u_{fin} = u_{inst;G} (1 + k_{def}) + \dot{\epsilon} u_{inst;Q} (1 + \psi_2 k_{def})$$

Abbassamento determinato per i carichi permanenti	$u_{inst;G}$	5,057	mm
Abbassamento determinato per i carichi variabili	$u_{inst;Q}$	9,161	mm
tipologia strutturale	TRAVI PRINCIPALI DI COPERTURA		
Limite deformazione istantanea	l/400	28,8	mm
Limite deformazione a tempo infinito	l/300	38,4	mm
Deformazione istantanea	$u_{inst} =$	14,219	mm
Deformazione a tempo infinito	$u_{fin} =$	18,264	mm
Indice di sicurezza per le deformazioni istantanee	I.S. Inst	0,49	verificato
Indice di sicurezza per le deformazioni a tempo infinito	I.S. Fin	0,48	verificato
Indice di sicurezza minimo	I.S.	0,49	verificato

FASE DI CALCOLO E VERIFICA – COMBINAZIONI DI CARICO DI SOLLEVAMENTO
Determinazione delle caratteristiche di sollecitazione e di tensione per le verifiche SLU



Verifica per non-linearità delle tensioni normali di flessione nella sezione di colmo			
$\sigma_{m,d} = K_1 \frac{6 M_{ap}}{b h^2} \leq f_{m,d}$ $K_1 = 1 + 1,4 \tan(\alpha) + 5,4 [\tan(\alpha)]^2$ $f_{m,d} = \frac{f_{m,k} k_{mod}}{\gamma_M}$	Ascissa della sezione d'apice	l_{ap}	5755 mm
	Momento nella sezione di colmo	M_{ap}	-75,51 kNm
	Tensione sollecitante	$\sigma_{m,d}$	1,65 N/mm²
	Coefficiente K_1	K_1	1,192
	Tensione resistente a flessione	$f_{m,d}$	14,40 N/mm²
	Indice di sicurezza	I.S.	0,11 verificato
Verifica trazione ortogonale alla fibratura nella zona d'apice			

$$\sigma_{t,90,d} = K_p \frac{6 M_{ap}}{b h^2} \leq K_{dis} K_{vol} f_{t,90,d}$$

$$K_p = 0,2 \tan(\alpha) \quad K_{dis} = 1,4 \quad K_{vol} = \left(\frac{0,01}{V} \right)^{0,2} \text{ dove } V \text{ è definito nella zona di sviluppo } h_{ap} \text{ nel vertice della trave}$$

$$f_{t,90,d} = \frac{f_{t,90,k} k_{mod}}{\gamma_M}$$

Ascissa della sezione d'apice	l_{ap}	5755 mm
Momento nella sezione di colmo	M_{ap}	-75,51 kNm
Coefficiente K_p	K_p	0,020
Coefficiente K_{dis}	K_{dis}	1,400
Volume della trave ricompreso nella zona d'apice (sollecitata a traz.ort. Alla fibr.)	V	0,229 m³
Coefficiente K_{vol}	K_{vol}	0,534
Tensione sollecitante per trazione ortogonale alla fibratura	$\sigma_{t,90,d}$	0,03 N/mm²
Tensione resistente di progetto per trazione ortogonale alla fibratura	$f_{t,90,d}$	0,30 N/mm²
Indice di sicurezza	I.S.	0,12 verificato

Verifica per le tensioni normali di flessione (si tiene in conto della stabilità flessio-torsionale e dell'inclinazione della tensione principale rispetto alla fibratura)

$$\sigma_{m,d} \leq K_{m,\alpha} K_{crit} f_{m,d}$$

$$\text{per bordo rastremato compresso } K_{m,\alpha} = \left[1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 f_{v,d}} \tan(\alpha) \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \tan(\alpha) \right)^2 \right]^{-1}$$

$$\text{per bordo rastremato teso } K_{m,\alpha} = \left[1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75 f_{v,d}} \tan(\alpha) \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan(\alpha) \right)^2 \right]^{-1}$$

$$f_{m,d} = \frac{f_{m,k} k_{mod}}{\gamma_M} \quad f_{t,90,d} = \frac{f_{t,90,k} k_{mod}}{\gamma_M} \quad f_{c,90,d} = \frac{f_{c,90,k} k_{mod}}{\gamma_M} \quad f_{v,d} = \frac{f_{v,k} k_{mod}}{\gamma_M}$$

$$K_{crit} = \begin{cases} 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{se } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{se } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \end{cases}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}; \quad \sigma_{m,crit} = \frac{\pi b^2}{h l_{ef}} \sqrt{3 \alpha E_{0,k} G_k}; \quad \alpha = \frac{1}{3 + 1,8 \frac{b}{h}}$$

Tensione resistente a flessione di progetto	$f_{m,d}$	14,40 N/mm ²
Tensione resistente a taglio di progetto	$f_{v,d}$	2,10 N/mm ²
Tensione resistente a trazione perpendicolare alla fibra di progetto	$f_{t,90,d}$	0,30 N/mm ²
Tensione resistente a compressione perpendicolare alla fibra di progetto	$f_{c,90,d}$	1,50 N/mm ²
disposizione del carico rispetto all'elemento	carico applicato sul bordo teso	
definizione del coefficiente β in riferimento all'EC5	carico uniform. distr., ritegni torsionali solo agli appoggi	0,9
distanza tra ritegni flessotorsionali	$a =$	11500 mm
massima tensione normale per flessione	$\sigma_{max} =$	2,406 N/mm ²
ascissa della sezione con tensione massima	$x\sigma_{max} =$	3222,8 mm
altezza nella sezione di massima tensione normale per flessione	$h\sigma_{max} =$	1027 mm
lunghezza efficace	$l_{eff} =$	9836 mm
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit} =$	26,093 N/mm ²
	$\alpha =$	0,2985
	$\lambda_{rel,m} =$	0,959 N/mm ²
Coefficiente riduttivo k_{crit}	$k_{crit} =$	0,841

individuazione della compressione rispetto al bordo rastremato	bordo rastremato teso	
Coefficiente riduttivo $k_{m,\alpha}$	$k_{m,\alpha} =$	0,699
Tensione resistente a flessione di progetto (con coefficienti riduttivi)	$f_{m,d} =$	8,466 N/mm ²
Indice di sicurezza	I.S.	0,28 verificato
Determinazione della reazione vincolare, di sollevamento, da assorbire con opportuni presidi		
Taglio massimo	$T_{max} =$	-26243 N

Verifica a taglio nella sezione d'appoggio della trave rastremata

$$\tau_{max} = 1,5 \frac{T}{b_{ef} h} \leq \frac{k_{mod} f_{vk}}{\gamma_M} = f_{vd}; \quad b_{ef} = K_{cr} \cdot b$$

Taglio massimo	$T_{max} =$	26243 N
Altezza nella sezione d'appoggio	$h_1 =$	707 mm
Coefficiente K_{cr}	$K_{cr} =$	0,67
base efficace	$b_{ef} =$	96,48 mm
massima tensione di taglio all'appoggio	$\tau_{max} =$	0,577 N/mm ²
Tensione resistente a taglio di progetto	$f_{v,d} =$	2,10 N/mm ²
Indice di sicurezza	I.S.	0,27 verificato

Verifica agli SLE, deformabilità

Si effettua la verifica, sia in riferimento alla configurazione istantanea (u_{inst}) che a tempo infinito (u_{inf}). La determinazione degli abbassamenti istantanei nella sezione di colmo, dovuti ai carichi permanenti e variabili, esaminati separatamente nella combinazione caratteristica; si è svolta con l'applicazione del principio dei lavori virtuali, la cui integrazione è svolta per via numerica.

Introducendo una trave fittizia con carico unitario posto in mezzera per applicare il PLV si determina la seguente relazione:

$$u = \int \frac{M(x)m(x)}{E_{0,m}J(x)} dx + \int \frac{\chi T(x)t(x)}{G_m A(x)} dx \rightarrow \sum \frac{M_i m_i}{E_{0,i} J_i} l_i + \sum \frac{\chi T_i t_i}{G_m A_i} l_i$$

Per la determinazione degli abbassamenti finali si utilizzano le seguenti:

$$u_{inst} = u_{inst;G} + u_{inst;Q}$$

$$u_{fin} = u_{inst;G} (1 + k_{def}) + \dot{\rho} u_{inst;Q} (1 + \psi_2 k_{def})$$

Abbassamento determinato per i carichi permanenti	$u_{inst;G}$	5,057	mm
Abbassamento determinato per i carichi variabili	$u_{inst;Q}$	-7,517	mm
tipologia strutturale	TRAVI PRINCIPALI DI COPERTURA		
Limite deformazione istantanea	l/400	28,8	mm
Limite deformazione a tempo infinito	l/300	38,4	mm
Deformazione istantanea	$u_{inst} =$	-2,459	mm
Deformazione a tempo infinito	$u_{fin} =$	-4,427	mm
Indice di sicurezza per le deformazioni istantanee	I.S. Inst	0,09	verificato
Indice di sicurezza per le deformazioni a tempo infinito	I.S. Fin	0,12	verificato
Indice di sicurezza minimo	I.S.	0,12	verificato

10.5 - VERIFICA DELLE TRAVI SECONDARIE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO PER GLI ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO							
Tale verifica si riferisce alle indicazioni dell'Eurocodice 5 e della normativa italiana sulle costruzioni NTC2008							
RIFERIMENTO PRATICA:				2991 - nuova tettoia in legno lamellare			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE							
RETTANGOLARE				MATERIALE DELL'ELEMENTO			
base	120	mm		EN GL24 - DIN BS11			
altezza	200	mm		legno lamellare incollato			
diametro		mm		classe di servizio		2	
luce	4.46	m					
interasse	1.20	m					
CARICHI		KN/m²	N/mm				
Carico permanente	0.55		0.66	carico variabile neve (sotto i 1000m s.l.m.) e vento			
Carico accidentale	1.28		1.536				
<p>La verifica dell'elemento deve essere svolta in due tempi diversi per considerare correttamente le caratteristiche peculiari di viscosità del legno: si conduce quindi una verifica a tempo istantaneo con la totalità dei carichi permanenti ed accidentali (nella combinazione di carico "rara") ed una verifica a tempo infinito in cui i carichi accidentali vengono ridotti del coefficiente ψ_2 (vedi tabella 2.5.I NTC), mentre le deformazioni sono incrementate di un fattore K_{def} che tiene appunto conto della viscosità del materiale. Le deformazioni, così calcolate si confronteranno con i limiti di imposti dalla norma per le varie tipologie di elemento. Queste si riferiscono ai più comuni casi di applicazione, per casi eccezionali si devono effettuare verifiche <i>ad hoc</i>.</p> <p>L'abbassamento può essere determinato attraverso una modellazione esterna o calcolato nella consueta forma:</p> $w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J} + \chi \cdot \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot G \cdot A}$							
MODO DI VALUTAZIONE DELL'ABBASSAMENTO:				VALUTATO CON L'EQUAZIONE CANONICA			
E=	11600	N/mm ²	SEZIONE CANONICA - J e A calcolati automaticamente				
G=	720	N/mm ²					
J=	80000000	mm ⁴	80000000	mm ⁴	0	mm ⁴	
A=	24000	mm ²	24000	mm ²	0	mm ²	
χ=	1.2						
DEFORMAZIONE ISTANTANEA							
freccia istantanea dovuta ai soli carichi permanenti			$u_{inst,G} =$	3.8	mm		
freccia istantanea dovuta ai soli carichi accidentali			$u_{inst,Q} =$	8.8	mm		
freccia istantanea, totale			$u_{inst} =$	12.6	mm		
DEFORMAZIONE FINALE							
$K_{def} =$	0.8	$u_{fin} = u_{inst,G}(1 + k_{def}) + u_{inst,Q}(1 + \psi_2 k_{def})$					
carico variabile neve (sotto i 1000m s.l.m.) e vento					$\psi_2 =$	0	
freccia finale, totale			$u_{fin} =$	15.59	mm		
VERIFICHE DI DEFORMABILITA'							
ELEMENTO		TRAVI SECONDARIE DI COPERTURA					
$u_{inst,limite} =$	$l/300$?	14.9	mm	?	VERIFICATO	$I.S. = 0.85$
$u_{finale,limite} =$	$l/250$?	17.84	mm	?	VERIFICATO	$I.S. = 0.87$

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER GLI ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO - VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO

Tale verifica si riferisce alle indicazioni dell'Eurocodice 5 e della normativa italiana sulle costruzioni NTC2008

RIFERIMENTO PRATICA:

2991 - nuova tettoia in legno lamellare

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

RETTANGOLARE		
base	120	mm
altezza	200	mm
diametro	240	mm
luce	4.46	m
interasse	1.20	m

MATERIALE DELL'ELEMENTO

EN GL24 - DIN BS11	
legno lamellare incollato	
classe di servizio	2

CARICHI	KN/m ²	N/mm
Carico permanente	0.55	0.66
Carico accidentale	1.28	1.536

carico variabile neve (sotto i 1000m s.l.m.) e vento

Verifica a flessione di un elemento semplicemente appoggiato e con sviluppo orizzontale.

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad \sigma_{\max} = \frac{M}{J} \cdot y_g$$

MODO DI VALUTAZIONE DEL MOMENTO FLETT.::

VALUTATO CON L'EQUAZIONE CANONICA

E=	9400	N/mm ²	SEZIONE CANONICA - J e A calcolati automaticamente			
G=	720	N/mm ²				
J=	80000000	mm ⁴	80000000	mm ⁴	0	mm ⁴
Y _g =	100	mm	100	mm ²	0	mm
χ=	1.2					

MOMENTO FLETTENTE

Momento flettente dovuto ai soli carichi permanenti	M _{perm} =	2461586	Nmm
Momento flettente dovuto ai carichi totali	M _{tot} =	8190366	Nmm

Tensione massima dovuta ai soli permanenti	σ _{perm} =	3.08	N/mm ²
Tensione massima dovuta ai totali	σ _{tot} =	10.24	N/mm ²

VALUTAZIONE DEL TAGLIO

MODO DI VALUTAZIONE DEL TAGLIO.:

VALUTATO CON L'EQUAZIONE CANONICA

Taglio dovuto ai soli carichi permanenti	T _{perm} =	2208	N
Taglio dovuto ai carichi totali	T _{tot} =	7346	N

La verifica dell'elemento a taglio si riferisce ad una tensione massima calcolata con la formula di Jourawsky:

$$\tau_{\max} = \frac{T \cdot S_x}{b_{ef} \cdot J_x} = 1,5 \cdot \frac{T}{b_{ef} \cdot h} \leq \frac{K_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_m} = f_{v,d}$$

Ove b_{eff} è un coefficiente riduttivo della base che tiene conto delle fessurazioni da ritiro. L'EC5 lo determina, convenzionalmente con la seguente relazione: b_{ef} = K_{cr} · b

$$K_{cr} = 0,67$$

MODULO DI VALUTAZIONE DEL MOMENTO FLETT.:			SEZIONE CANONICA - b valutato automaticamente			
b _{ef} =	80.4	mm				
h =	200	mm				
Tensione massima dovuta ai soli permanenti			τ _{perm} =	0.21	N/mm ²	
Tensione massima dovuta ai totali			τ _{tot} =	0.69	N/mm ²	
VERIFICHE DI RESISTENZA						
CARICHI E CLASSE DI SERVIZIO		permanente				
classe di servizio		2				
classe di durata del carico		permanente				
K _{mod} =		0.6				
CARICHI E CLASSE DI SERVIZIO		breve termine				
classe di servizio		2				
classe di durata del carico		breve termine				
K _{mod} =		0.9				
FLESSIONE						
Considerazione sulla stabilità flessio-torsionale degli elementi				STABILITA' NON RILEVANTE		
Se dalle valutazioni esterne si rileva una sensibilità della trave ai fenomeni dell'instabilità flessio-torsionale è opportuno ridurre il valore di f _m secondo le modalità indicate dalle NTC (4.4.8.2.1)						
f _m K _{perm} =	24.00	N/mm ²				
f _m d _{perm} =	9.93	N/mm ²	f _m ed _{perm} =	3.08	N/mm ²	VERIFICATO I.S.=0.310
f _m d _{tot} =	14.90	N/mm ²	f _m ed _{tot} =	10.24	N/mm ²	VERIFICATO I.S.=0.687
TAGLIO						
f _v K _{perm} =	2.70	N/mm ²				
f _v d _{perm} =	1.12	N/mm ²	f _v ed _{perm} =	0.21	N/mm ²	VERIFICATO I.S.=0.184
f _v d _{tot} =	1.68	N/mm ²	f _v ed _{tot} =	0.69	N/mm ²	VERIFICATO I.S.=0.409
COEFFICIENTE DI SICUREZZA SUL MATERIALE SECONDO NTC2008						
LEGNO LAMELLARE					?	γ _m = 1.45

10.6 - VERIFICA DEL TAVOLATO

VERIFICA DI UN DOPPIO TAVOLATO									
RIFERIMENTO PRATICA:			2991 - NUOVA TETTOIA						
MATERIALE DELLE TAVOLE			LUCE FLESSIONE						
EN C22			1200 mm						
legno massiccio									
Si determinano le caratteristiche meccaniche in riferimento ad una striscia unitaria (1m) di pannello									
STRATI	spessore	Ei	Gi	Ji	Ai	ai			
1	25	6700	630	1302083.333	25000	16			
2	30	6700	630	2250000	30000	16			
ANALISI DEI CARICHI E CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE									
CARICHI SEMPLICI:				CARICHI - COMBINAZIONI					
carico perm. str.	0	KN/m ²	SLU			2.745	KN/m ²		
carico perm. Non str.	0.55	KN/m ²	SLE perm			0.55	KN/m ²		
accidentale	1.28	KN/m ²	SLE acc			1.28	KN/m ²		
CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE (trave unitaria semplicemente appoggiata - no lastra):									
Mz (SLU) =	0.49	KNm							
Tx (SLU) =	1.65	KN							
VERIFICA A FLESSIONE SEMPLICE :									
σ_{max} =	3.29	N/mm ²							
CARICHI E CLASSE DI SERVIZIO									
classe di servizio	2		$f_{m,d}$ =			13.20	N/mm ²		
classe di durata del carico	breve termine								
K_{mod} =	0.9								
COEFFICIENTE DI SICUREZZA SUL MATERIALE SECONDO NTC2008									
LEGNO MASSICCIO						?	γ_m =	1.5	
Il pannello risulta verificato a flessione									

VERIFICA AGLI SLE :

W _{SLE,perm} =	0.99	mm
W _{SLE,acc} =	2.30	mm

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot K} + \frac{q \cdot l}{8 \cdot G \cdot A}$$

MATERIALE DELL'ELEMENTO

EN C20	
legno massiccio	
classe di servizio	2

La verifica dell'elemento deve essere svolta in due tempi diversi per considerare correttamente le caratteristiche peculiari di viscosità del legno: si conduce quindi una verifica a tempo istantaneo con la totalità dei carichi permanenti ed accidentali (nella combinazione di carico "rara") ed una verifica a tempo infinito in cui i carichi accidentali vengono ridotti del coefficiente ψ_2 (vedi tabella 2.5.I NTC), mentre le deformazioni sono incrementate di un fattore K_{def} che tiene appunto conto della viscosità del materiale. Le deformazioni, così calcolate si confronteranno con i limiti di imposti dalla norma per le varie tipologie di elemento. Queste si riferiscono ai più comuni casi di applicazione, per casi eccezionali si devono effettuare verifiche *ad hoc*.

DEFORMAZIONE ISTANTANEA

freccia istantanea dovuta ai soli carichi permanenti	$u_{inst,G} =$	0.99	mm
freccia istantanea dovuta ai soli carichi accidentali	$u_{inst,Q} =$	2.30	mm
freccia istantanea, totale	$u_{inst} =$	3.30	mm

DEFORMAZIONE FINALE

$$u_{fin} = u_{inst,G}(1 + k_{def}) + u_{inst,Q}(1 + \psi_2 k_{def})$$

K _{def} =	0.8								
carico variabile neve (sotto i 1000m s.l.m.) e vento								ψ ₂ =	0
freccia finale, totale					u _{fin} =	4.09	mm		

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

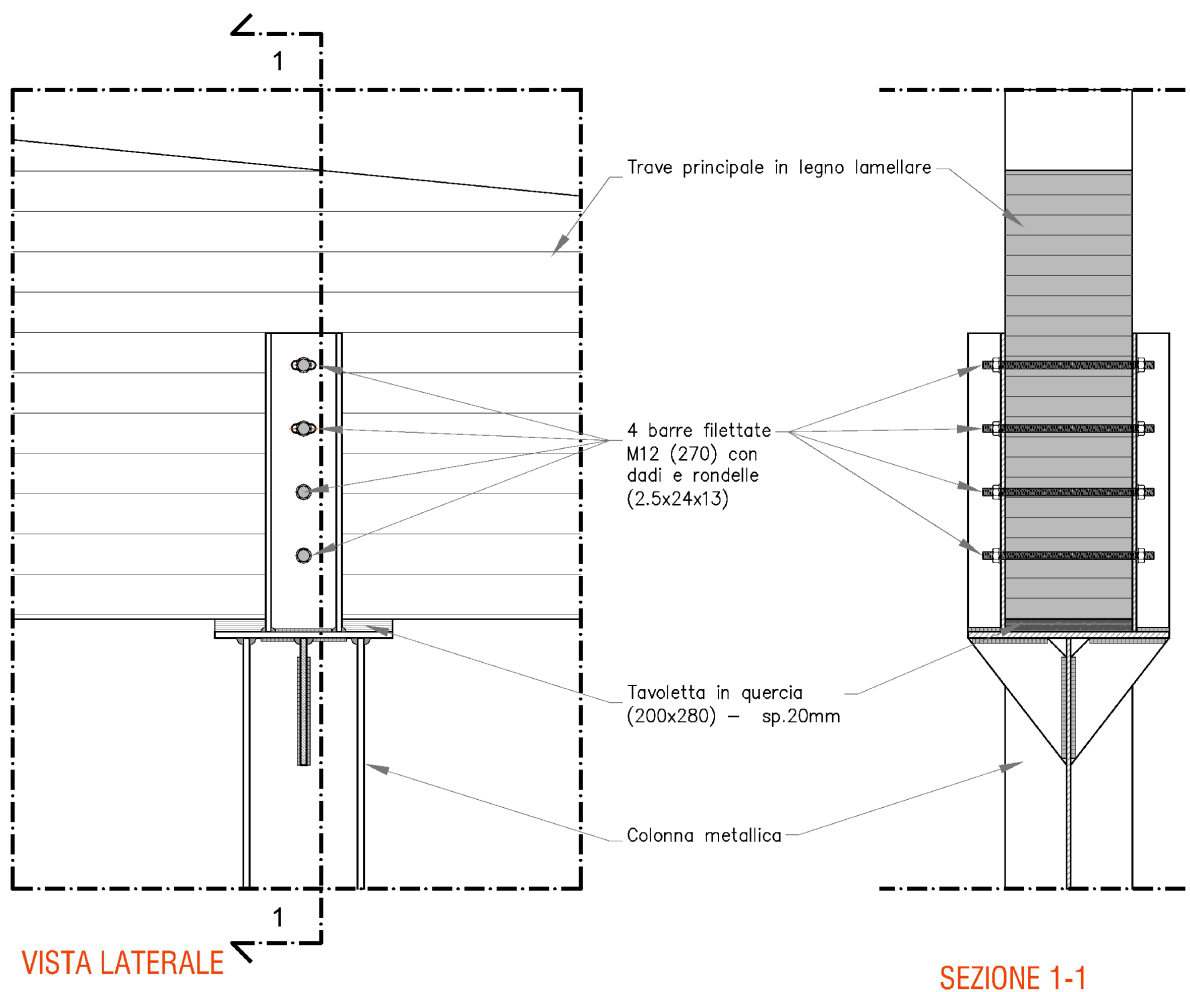
ELEMENTO	TRAVI SECONDARIE DI COPERTURA					
$u_{inst,limite} =$	l/300	?	4.0	mm	?	VERIFICATO
$u_{finale,limite} =$	l/250	?	4.80	mm	?	VERIFICATO

11 - CONNESSIONI

In questa sede s'intende verificare le connessioni non espressamente già verificate nell'ambito della modellazione strutturale generale. Sono quindi escluse, da questa sede, le verifiche sulle connessioni per le piastre di base. Rimangono quindi da verificare le connessioni tra:

1. Travi principali e colonne metalliche
2. Travi principali e travi secondarie
3. Controventi

11.1 - CONNESSIONE TRA TRAVE PRINCIPALE E COLONNA METALLICA



2991-connessione trave principale

Connessione	3 elementi acciaio - legno - acciaio
--------------------	--------------------------------------

Tipo legno conifere

Tipo acciaio piastra S 275

Caratteristiche materiale

Densità caratteristica legno	400 kg/m ³
Densità caratteristica acciaio	7850 kg/m ³

Coefficienti di sicurezza per la connessione in legno

γ m unioni	1.50
Classe di servizio	2
Classe di durata del carico	istantanea
k mod	0.9

Spessori

Prima piastra acciaio esterna	7 mm
Elemento centrale	200 mm
Seconda piastra acciaio esterna	7 mm
Spessore elemento esterno + centrale	207 mm
Spessore totale	214 mm
Altezza piastra	470 mm

Connettore	Bullone
-------------------	---------

Codice	m12
Diametro nominale	12.00 mm
Area in corrispondenza del filetto	84 mm ²
Lunghezza bullone	260.00 mm
Classe bullone	8.8
Resistenza ultima a trazione	810 N/mm ²
Diametro esterno rondella	48.00 mm
Diametro interno rondella	13.00 mm
Area di contatto della rondella	1677 mm ²
Resistenza caratteristica $f_{c,90,k}$ (valore orientativo proposto)	3 N/mm ²

Geometria della connessione

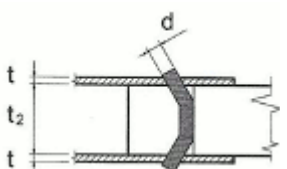
Angolo α tra la forza e la direzione della fibratura	90.0°
Spaziatura fra i bulloni di una fila, parallelamente alla fibratura (a1)	60 mm
Spaziatura fra le file di bulloni, perpendicolarmente alla fibratura (a2)	100 mm
Numero di file	4
Distanza fra bullone ed estremità scarica (a3,c)	1000 mm
Distanza fra bullone e bordo sollecitato (a4,t)	100 mm
Numero di bulloni per fila	1

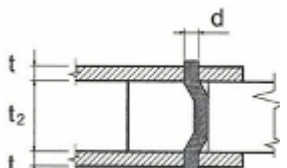
Sollecitazioni, direzione riferita al mezzo di connessione

Forza laterale	26.24 kN
Forza assiale (>0 trazione)	0.00 kN

Risultati del calcolo	Verificato
-----------------------	------------

Mezzi di unione	a taglio doppio
Piastra spessa/sottile/intermedia	spessore intermedio
Resistenza caratteristica a rifollamento f_h, k	18.9 N/mm ²
Momento caratteristico di snervamento	155409 N·mm
Resistenza caratteristica a trazione del bullone F_u, R_k	48.99 N/mm ²
Resistenza caratteristica per 1 bullone e 1 piano di taglio F_v, R_k	12.89 kN
Resistenza di progetto per 1 bullone e 1 piano di taglio F_v, R_d	7.73 kN
Resistenza di progetto per 1 bullone e 2 piani di taglio	15.47 kN
Numero efficace di bulloni in una fila	0.79
Numero minimo di bulloni in una fila	1
Numero di bulloni TOTALI in opera su tutte le file	4
Capacità resistente di progetto della connessione ai carichi laterali	48.73 kN
Capacità resistente di progetto della connessione ai carichi assiali	117.57 kN
Indice di resistenza peggiore	0.54

Modo di rottura interpolato		
III B	 $1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	lettera (k)

III C		$2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	lettera (m)
-------	---	---	----------------

Verifica bulloni

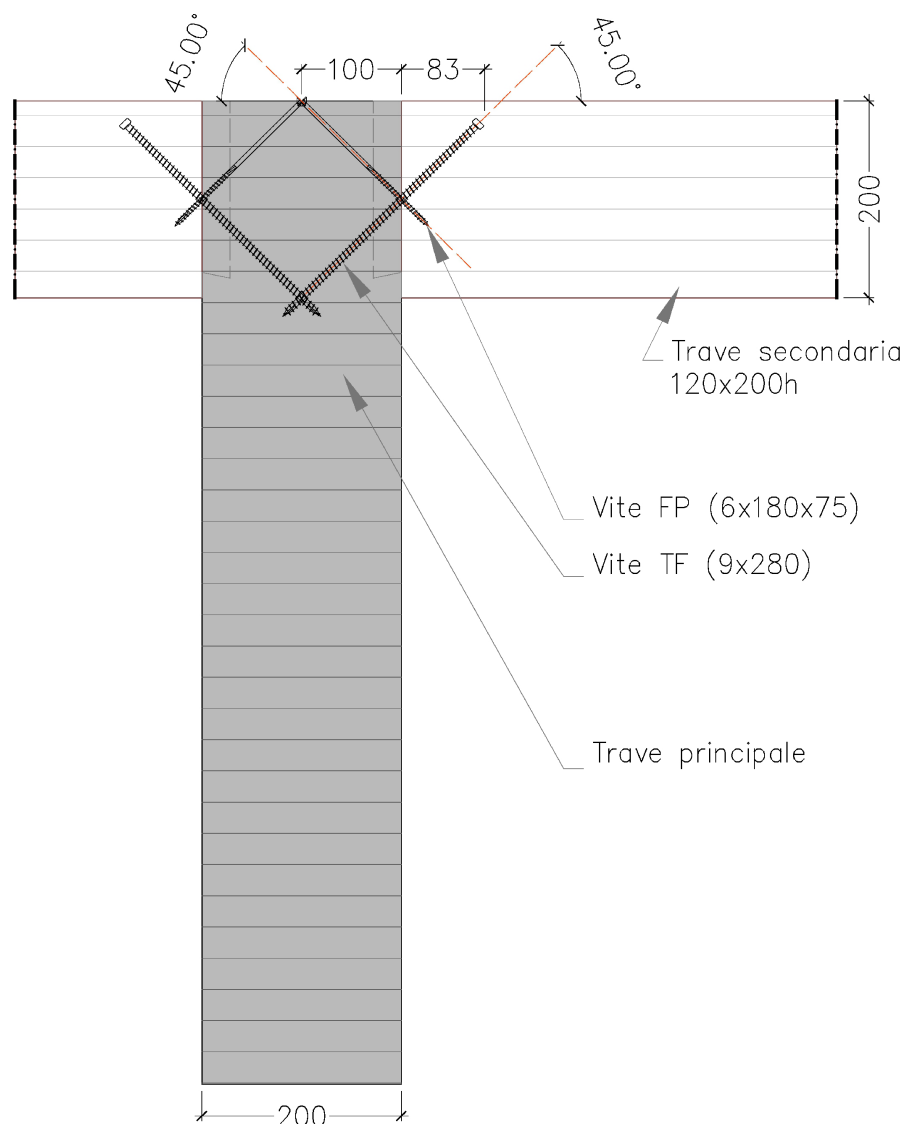
Resistenza di progetto a taglio	32.66 kN
Resistenza di progetto a trazione	39.19 kN
Indice di resistenza combinato	0.10

Verifica piastra acciaio

Resistenza a taglio area lorda	497.48 kN
Indice di resistenza	0.03
Resistenza a taglio area netta	581.13 kN
Indice di resistenza	0.02
Resistenza a rifollamento	78.26 kN
Indice di resistenza	0.04

La connessione evidenzia la condizione più gravosa d'esercizio nel contrasto al sollevamento della copertura per la combinazione di carico di vento nella direzione X.

11.2 - CONNESSIONE TRA TRAVE PRINCIPALE E TRAVE SECONDARIA



La connessione è mista: le azioni gravitazionali sono assorbite dalla connessione a “coda di rondine”, mentre quelle dovute al sollevamento dalla coppia di viti incrociate.

In realtà sono inserite 2 viti ma una soltanto svolge, almeno da un punto di vista numerico di verifica, un'azione di resistenza nei confronti delle azioni di progetto, quella a “Tutto Filetto 9x280”.

Non mettendo in conto l'altra, a Filetto Parziale (FP), è ovvio che per sostenere un'azione tagliante di sollevamento, sfruttando la resistenza assiale della vite TF, è opportuno determinare tale azione sollecitante con la regola del parallelogramma.

Essendo questa inclinata a 45° rispetto alla verticale l'operazione è banale:

$$N_{ed,vite} = T_{ed} / \cos(45^\circ) = 2860 / \cos(45) = 4045$$

VERIFICA DI UNA CONNESSIONE AD ESTRAZIONE

Tale verifica si riferisce alle indicazioni dell'Eurocodice 5 e della normativa italiana sulle costruzioni NTC2018

RIFERIMENTO PRATICA:	2991 – nuova tettoia – connessione dei travetti alle travi principali					
VERIFICA CON CONDIZIONI DI CARICO:	istantanei					
<p>Come ogni altra verifica che contempli degli elementi in legno, anche in questo caso è necessario riferire il calcolo ad una precisa classe di durata del carico in modo da identificare correttamente il coefficiente K_{mod}. Ovviamente è da determinare anche il coefficiente parziale di sicurezza γ_m. Si introduce, inoltre, anche un coefficiente riduttivo della resistenza, n_{ef}, che tengo conto dell'eventuale "EFFETTO GRUPPO" che può realizzarsi quando siamo in presenza di un'unione realizzata con vari "gambi" (viti, spinotti o bulloni).</p>						
CARICHI E CLASSE DI SERVIZIO						
classe di servizio	2					
classe di durata del carico	istantanei					
$K_{mod} =$	1					
		<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <th colspan="2">SFORZO NORMALE AGENTE</th> </tr> <tr> <td>4,045</td> <td>KN</td> </tr> </table>	SFORZO NORMALE AGENTE		4,045	KN
SFORZO NORMALE AGENTE						
4,045	KN					

COEFFICIENTE DI SICUREZZA SUL MATERIALE SECONDO NTC2008

CONNESSIONI		→	$\gamma_m =$	1,5
MEZZI D'UNIONE				
TIPOLOGIA	PRODOTTO			
VITE	VITE A TUTTO FILETTO			
DIAMETRO				
d =	9 mm			
RIPARTITORE DI TENSIONE				
NON PREVISTO	--	--	--	--
DISPOSIZIONE DEGLI ANCORANTI				
FILE	1	spaziatura tra le file $a_2 =$		--- mm
COLONNE	1	spaz. lungo la fibratura, tra le col. $a_1 =$		--- mm
N° TOTALE ANCORANTI	1			

MATERIALI:

LEGNO ANCORATO :	LEGNO	EN GL24 - DIN BS11
MEZZO D'UNIONE:	ACCIAIO	CLASSE 10.9

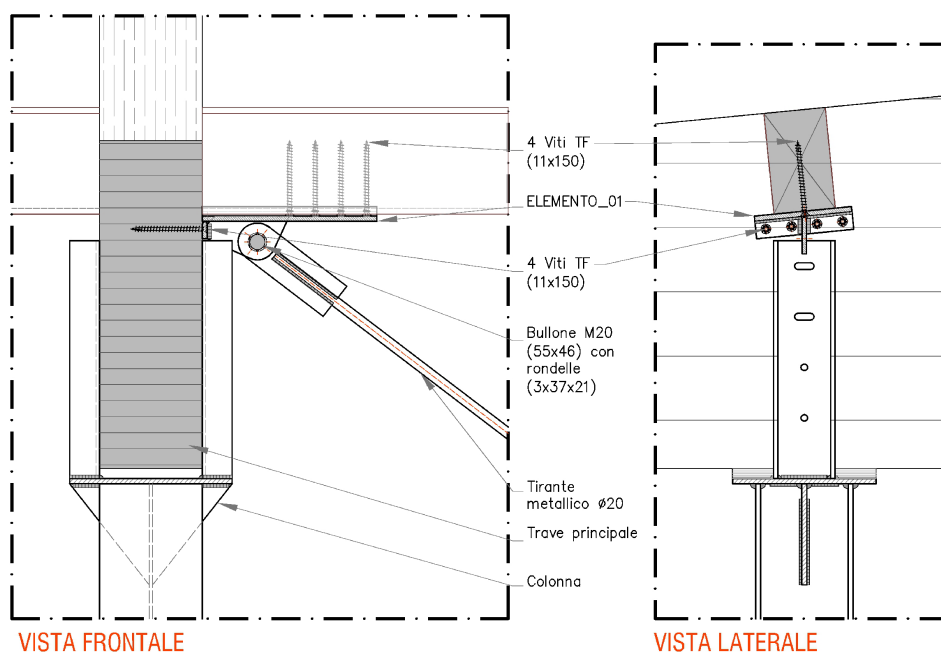
VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' CARATTERISTICA ASSIALE DELLA VITE O DEL BULLONE:				
Err:508				
VITI:				
schiacciamento del legno sotto la rondella (o sotto la piastra):				
Fax,Rk-rondella =	0	N		
trazione della vite :				
Fax,Rk-vite =	57255,526	N		
estrazione della parte filettata:				
d =	9	mm		
lef, trave =	130	mm		
pk,trave =	380	kg/m3		
Kd =	1	0		
αtrave =	45	°	0,7853982	rad
fax;k =	12,339985	N/mm2		
$F_{a,Rk \text{ filetto}}$	13125,257	N		
Fax,Rk =	13125,257	N		

RESISTENZA CARATTERISTICA DEL GRUPPO DEI MEZZI D'UNIONE

Come già precedentemente spiegato, si procede al calcolo della resistenza caratteristica del gruppo di mezzi d'unione tenendo conto del coefficiente riduttivo n_{ef} , determinato come segue:

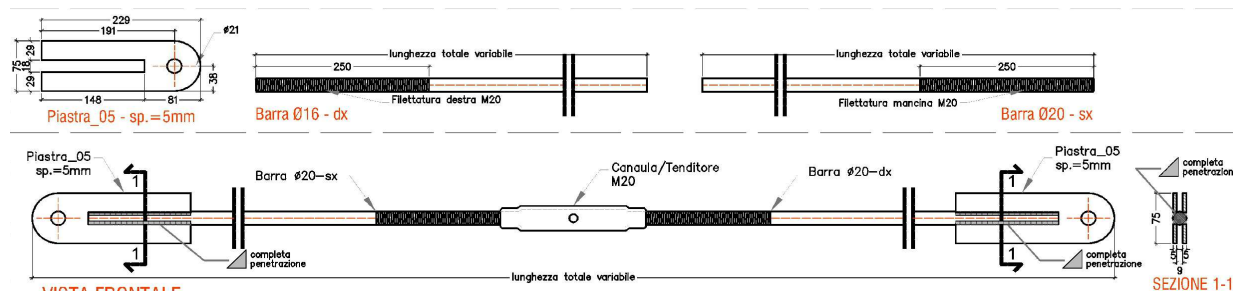
$n_{ef} =$	1		
<p>La resistenza caratteristica del gruppo dei mezzi d'unione sarà:</p>		$F_{g,Rk} = F_{a,Rk} \cdot n_{ef} = n_{ef} \cdot \min \left(\frac{n}{n^{1/2} \cdot \frac{d}{13 \cdot d}} \right) \cdot N$	
RESISTENZA DI PROGETTO DEL GRUPPO DEI MEZZI D'UNIONE			
$F_{g,Rd} = F_{g,Rk} \cdot K_{mod} / \gamma_M =$		8750,2	N
VERIFICA:	VERIFICATO	→	I.S.= 0,46

11.3 - CONNESSIONI DEI CONTROVENTI



NOTE:

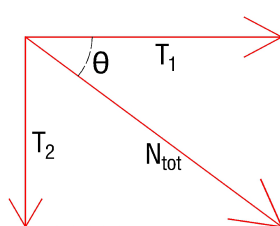
- Per chiarezza descrittiva nella "vista laterale" è stato omesso il tirante
- La connessione bassa del tirante metallico, al piede della colonna è del tutto analoga a questa



NOTE:

- Eseguire 4 pezzi complessivamente
- La lunghezza complessiva dei pezzi è funzione della lunghezza delle barre e la sua valutazione è rimandata alla ditta esecutrice

Carpenteria dei tiranti
1:5



Dal modello di calcolo si determina l'azione normale massima agente sul tirante nella combinazione sismica, la più gravosa. Questa, approssimata per eccesso, è di 60000N. Per valutare la connessione del tirante agli elementi in legno è necessario calcolarne le due componenti T_1 e T_2 :

$$T_1 = N_{tot} \times \cos(\theta) = 47370N$$

$$T_2 = N_{tot} \times \sin(\theta) = 36830N$$

Il controvento è connesso, com'è chiaro dalle immagini che precedono, nel nodo alto sia al primo travetto che alla trave principale; nella zona bassa ad una piastra appositamente installata nelle colonne.

La verifica della connessione deve perciò articolarsi tra:

1. Verifica della connessione al travetto dell'elemento metallico
2. Verifica della connessione alla trave principale dell'elemento metallico
3. Verifica delle saldature alte
4. Verifica delle saldature basse
5. Verifica della piastra di connessione

La massima azione normale del controvento è di 60000N

11.3.1 - CONNESSIONE AL TRAVETTO SUPERIORE

VERIFICA DELLA CONNESSIONE LEGNO-ACCIAIO

Tale verifica si riferisce alle indicazioni dell'Eurocodice 5 e della normativa italiana sulle costruzioni NTC2008

RIFERIMENTO PRATICA: 2991 - connessioni del controvento al travetto

VERIFICA CON CONDIZIONI DI CARICO:

istantanei

Come ogni altra verifica che contempli degli elementi in legno, anche in questo caso è necessario riferire il calcolo ad una precisa classe di durata del carico in modo da identificare correttamente il coefficiente K_{mod} . Ovviamente è da determinare anche il coefficiente parziale di sicurezza γ_m . Si introduce, inoltre, anche un coefficiente riduttivo della resistenza, n_{ef} , che tengo conto dell'eventuale "EFFETTO GRUPPO" che può realizzarsi quando siamo in presenza di un'unione realizzata con vari "gambi" (viti, spinotti o bulloni).

CARICHI E CLASSE DI SERVIZIO

classe di servizio	2
classe di durata del carico	istantanei
$K_{mod} =$	1

TAGLIO AGENTE

47.370 KN

COEFFICIENTE DI SICUREZZA SUL MATERIALE SECONDO NTC2008

CONNESSIONI	?	$\gamma_m =$	1.5
-------------	---	--------------	-----

CARATTERISTICHE DELL'UNIONE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

t1 =	200	mm
ts =	10	mm

MEZZI D'UNIONE

TIPOLOGIA	PRODOTTO
VITE	VITE ROTHOBLAAS VGS 11 - 150mm

DIAMETRO

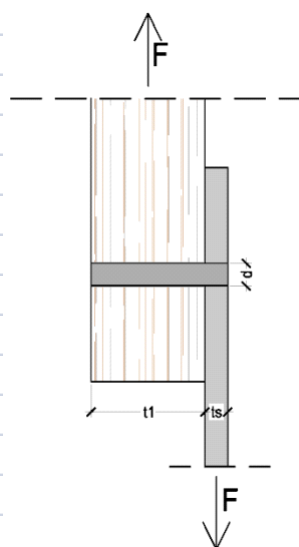
d =	11	mm
-----	----	----

RIPARTITORE DI TENSIONE

PIASTRA	spessore piastra t =	10	mm
---------	----------------------	----	----

DISPOSIZIONE DEGLI ANCORANTI

FILE	4	spaziatura tra le file $a_2 =$	50	mm
COLONNE	1	spaz. lungo la fibratura, tra le col. $a_1 =$	---	mm
N° TOTALE ANCORANTI	4			

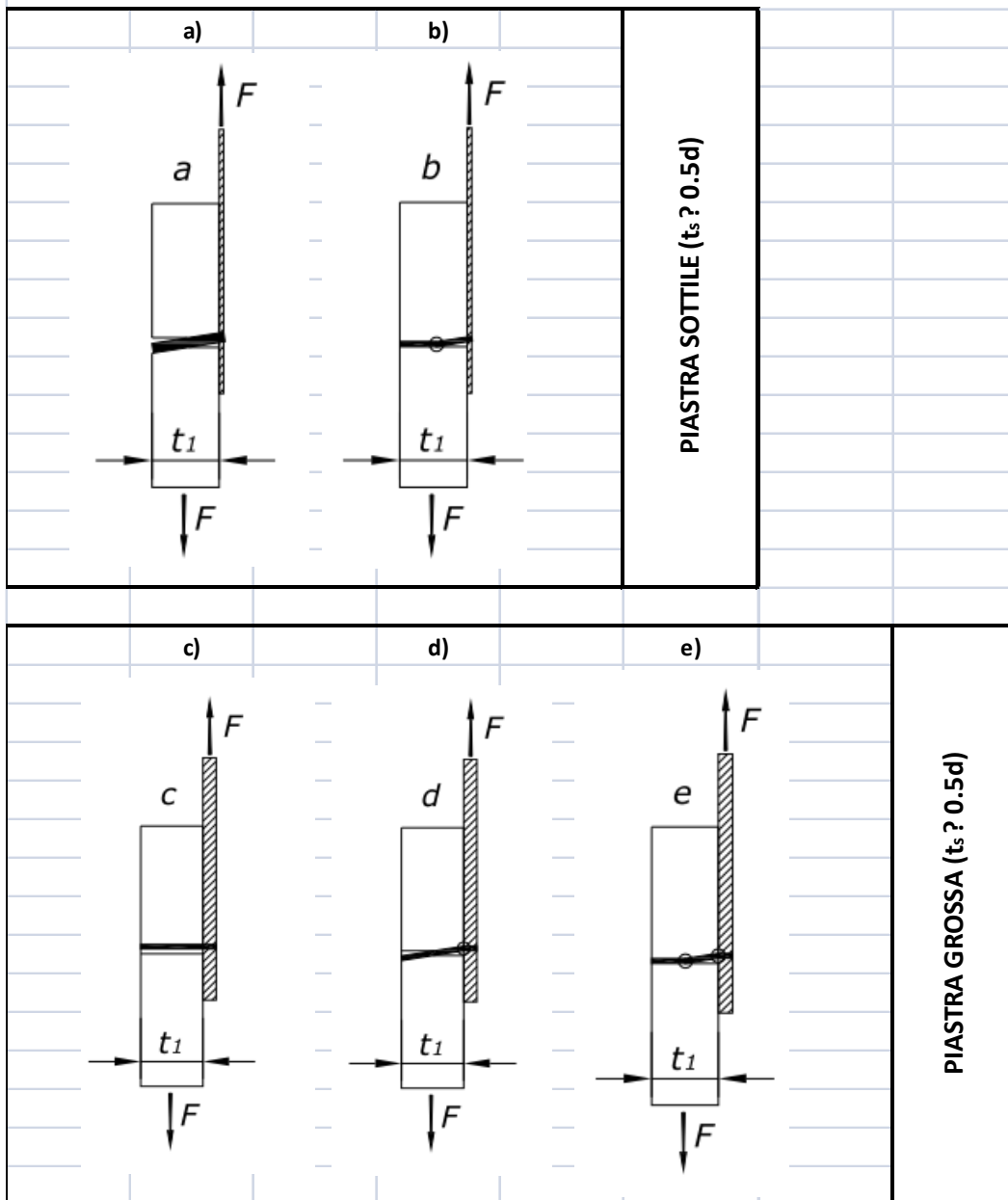


MATERIALI:

LEGNO ANCORATO :	LEGNO	EN GL24 - DIN BS11
PIASTRA DI ANCORAGGIO :	ACCIAIO	S275
MEZZO D'UNIONE:	ACCIAIO	CLASSE 10.9

RESISTENZA CARATTERISTICA DEL SINGOLO MEZZO D'UNIONE, TEORIA DI JOHANSEN

Questa tipologia di unione fa riferimento, come ogni altra, alla teoria di Johansen. In questa particolare tipologia di unione è necessario suddividere i casi in 2 gruppi: unione legno-acciaio in piastra grossa (per il quale si individuano due modalità di rottura) e unione legno-acciaio in piastra sottile (in questo caso si individuano 3 modalità di rottura). E' necessario, inoltre, considerare, ove possibile, l' "EFFETTO FUNE". Nelle unioni in "piastra grossa" rientrano anche le unioni tassellate con elementi in calcestruzzo armato. Sarà necessario poi verificare, separatamente la capacità di resistenza del tassello stesso.



UNIONE IN PIASTRA GROSSA

$F_{v,Rk,a} = 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$	=	-	N	F_{v,Rk} = 18898.1	N
$F_{v,Rk,b} = 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	=	-	N		
$F_{v,Rk,c} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$	=	61011.3	N		
$F_{v,Rk,d} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{\left(2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}\right) - 1} \right]$	=	30230.5	N		
$F_{v,Rk,e} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	=	18898.08	N		

dove:

resistenza a rifollamento del legno -

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{K_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

α - angolo tra la retta d'azione dello sforzo e la direzione della fibratura = 0°

$$K_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015 \cdot d & \text{per legno di conifere} \\ 1,30 + 0,015 \cdot d & \text{per LVL} \\ 0,90 + 0,015 \cdot d & \text{per legno di latifoglie} \end{cases}$$

CONIFERE

K₉₀ =

1.515

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

f_{h,0,k} =

27.73

N/mm²

f_{h,α,k} =

27.73

N/mm²

momento di snervamento del gambo d'unione -

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{y,k} \cdot d^{2,6} \text{ [Nmm]}$$

M_{y,Rk} =

137716.1

Nmm

effetto fune - viene considerato pari ad un 1/4 della capacità caratteristica assiale della vite o del bullone; se l'unione è realizzata mediante spinotti questa grandezza risulta pari a zero per l'impossibilità di questi ultimi di sviluppare la resistenza assiale non essendo dotati né di una "testa" né di una filettatura. Se fossimo in presenza di un'unione mediante ancorante su un supporto in C.A. non ne viene tenuto conto.

VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' CARATTERISTICA ASSIALE DELLA VITE O DEL BULLONE:

La presente unione è realizzata mediante "VITI", la capacità caratteristica assiale si determina come segue:

VITI:

schacciamento del legno sotto la rondella (o sotto la piastra):

F_{ax,Rk-rondella} =

46186.12

N

trazione del bullone:

F_{ax,Rk-rondella} =

85529.86

N

estrazione della parte filettata:

d =

11

mm

l_{ef, trave} =

130

mm

ρ_{k, trave} =

380

kg/m³

K_d =

1

0

α_{trave} =

90

°

1.570796

rad

f_{ax,k} =

11.16194

N/mm²

F_{ax,Rk-filetto} =

0

15961.57

N

F_{ax,Rk} =

15961.57

N

RESISTENZA CARATTERISTICA DEL GRUPPO DEI MEZZI D'UNIONE

Come già precedentemente spiegato, si procede al calcolo della resistenza caratteristica del gruppo di mezzi d'unione tenendo conto del coefficiente riduttivo n_{ef} , determinato come segue:

$$n_{ef} = \min \left\{ n, n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right\}$$

$n_{ef} =$ 4

La resistenza caratteristica del gruppo dei mezzi d'unione sarà: $F_{g,Rk} = F_{v,Rk} ?$
 $n_{ef} =$

75592.3

N

RESISTENZA DI PROGETTO DEL GRUPPO DEI MEZZI D'UNIONE

$F_{g,Rd} = F_{g,Rk} \cdot K_{mod} / \gamma_M =$

50394.9

N

VERIFICA:

VERIFICATO

?

I.S.=

0.94

11.3.2 - CONNESSIONE ALLA TRAVE PRINCIPALE

VERIFICA DELLA CONNESSIONE LEGNO-ACCIAIO

Tale verifica si riferisce alle indicazioni dell'Eurocodice 5 e della normativa italiana sulle costruzioni NTC2008

RIFERIMENTO PRATICA: 2991 - connessioni del controvento alla trave principale

VERIFICA CON CONDIZIONI DI CARICO:

istantanei

Come ogni altra verifica che contempli degli elementi in legno, anche in questo caso è necessario riferire il calcolo ad una precisa classe di durata del carico in modo da identificare correttamente il coefficiente K_{mod} . Ovviamente è da determinare anche il coefficiente parziale di sicurezza γ_m . Si introduce, inoltre, anche un coefficiente riduttivo della resistenza, n_{ef} , che tengo conto dell'eventuale "EFFETTO GRUPPO" che può realizzarsi quando siamo in presenza di un'unione realizzata con vari "gambi" (viti, spinotti o bulloni).

CARICHI E CLASSE DI SERVIZIO

classe di servizio	2	TAGLIO AGENTE	
classe di durata del carico	istantanei	36.830	KN
$K_{mod} =$	1		

COEFFICIENTE DI SICUREZZA SUL MATERIALE SECONDO NTC2008

CONNESSIONI	?	$\gamma_m =$	1.5
-------------	---	--------------	-----

CARATTERISTICHE DELL'UNIONE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

$t_1 =$	200	mm
$t_s =$	10	mm

MEZZI D'UNIONE

TIPOLOGIA	PRODOTTO
VITE	VITE ROTHOBLAAS VGS 11 - 150mm

DIAMETRO

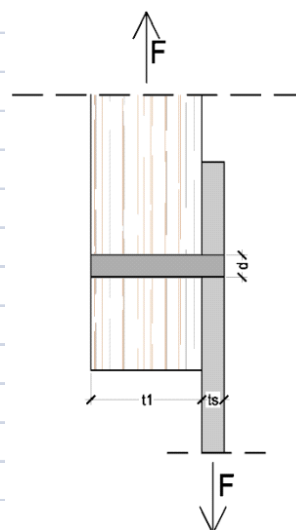
$d =$	9	mm
-------	---	----

RIPARTITORE DI TENSIONE

PIASTRA	spessore piastra $t =$	10	mm
---------	------------------------	----	----

DISPOSIZIONE DEGLI ANCORANTI

FILE	6	spaziatura tra le file $a_2 =$	50	mm
COLONNE	1	spaz. lungo la fibratura, tra le col. $a_1 =$	---	mm
N° TOTALE ANCORANTI	6			


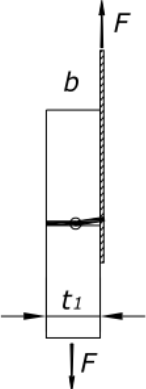
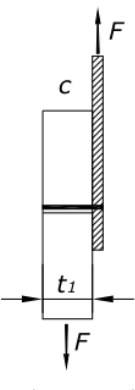
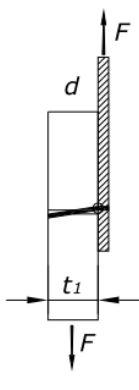
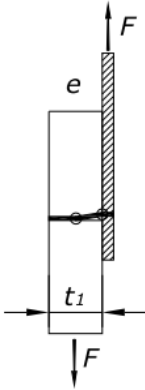


MATERIALI:

LEGNO ANCORATO :	LEGNO	EN GL24 - DIN BS11
PIASTRA DI ANCORAGGIO :	ACCIAIO	S275
MEZZO D'UNIONE:	ACCIAIO	CLASSE 10.9

RESISTENZA CARATTERISTICA DEL SINGOLO MEZZO D'UNIONE, TEORIA DI JOHANSEN

Questa tipologia di unione fa riferimento, come ogni altra, alla teoria di Johansen. In questa particolare tipologia di unione è necessario suddividere i casi in 2 gruppi: unione legno-acciaio in piastra grossa (per il quale si individuano due modalità di rottura) e unione legno-acciaio in piastra sottile (in questo caso si individuano 3 modalità di rottura). E' necessario, inoltre, considerare, ove possibile, l' "EFFETTO FUNE". Nelle unioni in "piastra grossa" rientrano anche le unioni tassellate con elementi in calcestruzzo armato. Sarà necessario poi verificare, separatamente la capacità di resistenza del tassello stesso.

<p>a)</p> 	<p>b)</p> 	<p>PIASTRA SOTTILE ($t_s \geq 0.5d$)</p>
<p>c)</p> 	<p>d)</p> 	
<p>e)</p> 		

UNIONE IN PIASTRA GROSSA

UNIONE IN PIASTRA GROSSA

$F_{v,Rk,a} = 0.4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$	<p>= - N</p>
$F_{v,Rk,b} = 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	<p>= - N</p>
$F_{v,Rk,c} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$	<p>= 51040.1 N</p>
$F_{v,Rk,d} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	<p>= 25822.7 N</p>
<p>Fv,Rk = 14609.8 N</p>	

$K_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015 \cdot d & \text{per legno di conifere} \\ 1,30 + 0,015 \cdot d & \text{per LVL} \\ 0,90 + 0,015 d & \text{per legno di latifoglie} \end{cases}$		CONIFERE		$K_{90} =$	1.485
$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad [\text{N/mm}^2]$		$f_{h,0,k} =$	28.36	N/mm^2	
$f_{h,\alpha,k} =$	28.36	N/mm^2			
momento di snervamento del gambo d'unione -			$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{y,k} \cdot d^{2,6} \quad [\text{Nmm}]$		
$M_{y,Rk} =$	81732.41	Nmm			

effetto fune - viene considerato pari ad un 1/4 della capacità caratteristica assiale della vite o del bullone; se l'unione è realizzata mediante spinotti questa grandezza risulta pari a zero per l'impossibilità di questi ultimi di sviluppare la resistenza assiale non essendo dotati né di una "testa" né di una filettatura. Se fossimo in presenza di un'unione mediante ancorante su un supporto in C.A. non ne viene tenuto conto.

VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' CARATTERISTICA ASSIALE DELLA VITE O DEL BULLONE:				
La presente unione è realizzata mediante "VITI", la capacità carattristica assiale si determina come segue:				
VITI:				
schiacciamento del legno sotto la rondella (o sotto la piastra):				
Fax,Rk-rondella =	30917.98	N		
trazione del bullone :				
Fax,Rk-rondella =	57255.53	N		
estrazione della parte filettata:				
d =	9	mm		
lef, trave =	150	mm		
pk,trave =	380	kg/m3		
Kd =	1	0		
αtrave =	90	°	1.570796	rad
fax;k =	12.16466	N/mm2		
ax,Rk-filetto	0	16422.29	N	
Fax,Rk =	16422.29	N		

RESISTENZA CARATTERISTICA DEL GRUPPO DEI MEZZI D'UNIONE

Come già precedentemente spiegato, si procede al calcolo della resistenza caratteristica del gruppo di mezzi d'unione tenendo conto del coefficiente riduttivo n_{ef} , determinato come segue:

$n_{ef} = \min \left\{ n, n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right\}$	$n_{ef} =$	6
--	------------	---

La resistenza caratteristica del gruppo dei mezzi d'unione sarà:	$F_{g,Rk} = F_{v,Rk} ?$	87659.0	N
$n_{ef} =$			

RESISTENZA DI PROGETTO DEL GRUPPO DEI MEZZI D'UNIONE

$F_{g,Rd} = F_{g,Rk} \gamma_{mod} / \gamma_M =$		58439.3	N	
VERIFICA:	VERIFICATO	?	I.S.=	0.63

11.3.3 - SALDATURE DELL'ELEMENTO METALLICO DI CONNESSIONE

11.3.3.1 - SALDATURE VERTICALI

VERIFICA DELLA SALDATURA SINGOLA			
Geometria del cordone			
$l_1=l_2=l_3=$	lunghezza efficace dei cordoni	29	mm
$z_1=z_2=z_3=$	spessore geometrico dei cordoni	8	mm
$a_1=a_2=a_3=$	sezione di gola	5,6	mm
$A =$	Area del cordone	162,4	mm ²
$J =$	Momento d'inerzia del cordone	16259	mm ⁴
$y_{max}=y_{max}=y_{max}=$	distanza massima dal baricentro della sezione	14,5	mm
Azioni sul cordone di saldatura			
N	sforzo normale		N
T_{parall}	Taglio in direzione x (orizzontale)		N
T_{perp}	Taglio in direzione y (verticale)	18415	N
M_x	Momento flettente con asse x		0 Nmm
M_z	Momento torcente		Nmm
Individuazione delle tensioni			
	$\tau_{parall} = T_{parall} /A$ $\tau_{parall} = T_{parall} /A$ $\tau_{parall} = T_{parall} /A$	0	N/mm ²
	$\tau_{perp} = T_{perp} /A + M_z y_{max} /J$ $\tau_{perp} = T_{perp} /A + M_z y_{max} /J$	113,3928571429	N/mm ²
	$\sigma_{perp} = M_x y_{max} /J + N/A $ $\sigma_{perp} = M_x y_{max} /J + N/A $	0	N/mm ²
Acciaio della saldatura			
acciaio:	S275	ftk= 430	N/mm ²
		fyk= 275	N/mm ²
verifiche			
verifica condotta con le indicazioni sulla sezione di gola ribaltata			
$\beta_1=\beta_1=$	S275	0,7	
$\beta_2=\beta_2=$		0,85	
	$\sqrt{(\sigma_{perp}^2 + \tau_{perp}^2 + \tau_{parall}^2)} \leq \beta_1 f_{yk} \sqrt{(\sigma_{perp}^2 + \tau_{perp}^2 + \tau_{parall}^2)} \leq \beta_2 f_{yk}$		
	113,39 N/mm ²	192,50 N/mm ²	
VERIFICATO			
	I.S.=	0,59	
	$ \sigma_{perp} + \tau_{perp} \leq \beta_1 f_{yk} \sqrt{(\sigma_{perp}^2 + \tau_{perp}^2)} + \tau_{parall} \leq \beta_2 f_{yk}$		
	113,39 N/mm ²	233,75 N/mm ²	
VERIFICATO			
	I.S.=	0,49	

11.3.3.2 - SALDATURE ORIZZONTALI

VERIFICA DELLA SALDATURA SINGOLA			
Geometria del cordone			
$l_1=l_2=l_3=$	lunghezza efficace dei cordoni	144	mm
$z_1=z_2=z_3=$	spessore geometrico dei cordoni	8	mm
$a_1=a_2=a_3=$	sezione di gola	5,6	mm
$A =$	Area del cordone	806,4	mm ²
$J =$	Momento d'inerzia del cordone	1990656	mm ⁴
$y_{max}=y_{max}=y_{max}=$	distanza massima dal baricentro della sezione	72	mm
Azioni sul cordone di saldatura			
N	sforzo normale		N
T_{parall}	Taglio in direzione x (orizzontale)		N
T_{perp}	Taglio in direzione y (verticale)	23685	N
M_x	Momento flettente con asse x		0 Nmm
M_z	Momento torcente		Nmm
Individuazione delle tensioni			
	$\tau_{parall} = T_{parall} /A$ $\tau_{parall} = T_{parall} /A$ $\tau_{parall} = T_{parall} /A$	0	N/mm ²
	$\tau_{perp} = T_{perp} /A + M_z y_{max} /J$ $\tau_{perp} = T_{perp} /A + M_z y_{max} /J$	29,3712797619	N/mm ²
	$\sigma_{perp} = M_x y_{max} /J + N/A $ $\sigma_{perp} = M_x y_{max} /J + N/A $	0	N/mm ²
Acciaio della saldatura			
acciaio:	S275	ftk= 430	N/mm ²
		fyk= 275	N/mm ²
verifiche			
verifica condotta con le indicazioni sulla sezione di gola ribaltata			
$\beta_1=\beta_1=$	S275	0,7	
$\beta_2=\beta_2=$		0,85	
	$\sqrt{(\sigma_{perp}^2 + \tau_{perp}^2 + \tau_{parall}^2)} \leq \beta_1 f_{yk} \sqrt{(\sigma_{perp}^2 + \tau_{perp}^2 + \tau_{parall}^2)} \leq \beta_2 f_{yk}$		
	29,37 N/mm ²	192,50 N/mm ²	
VERIFICATO			
	I.S.=	0,15	
	$ \sigma_{perp} + \tau_{perp} \leq \beta_1 f_{yk} \sqrt{(\sigma_{perp}^2 + \tau_{perp}^2)} + \tau_{parall} \leq \beta_2 f_{yk}$		
	29,37 N/mm ²	233,75 N/mm ²	
VERIFICATO			
	I.S.=	0,13	

11.3.4 - PIASTRA DI CONNESSIONE E BULLONE

11.3.4.1 - BULLONE

VERIFICA DELLA BULLONATURA			
$T_{x,totale} = T_{x,totale} =$		30000	N
$T_{y,totale} = T_{y,totale} =$			N
$F_{v,Ed} \text{ (regola del parall)} = F_{v,Ed} \text{ (regola del parall)} =$		30000	N
N° bulloni resistenti=		1	
$F_{v,Ed} \text{ (singolo bullone)} = F_{v,Ed} \text{ (singolo bullone)} =$		30000	N
Schema della bullonatura			
tipo/bull:	filettatura interna all'unione - bulloni 4.6-5.6-8.8	M20	
diametri	d = 20mm	d0 = 21mm	
A_{res} :	Area resistente del bullone:	245,0	mm²
acciaio:	CLASSE 8.8	800	N/mm²
$e_1 = e_2 =$	distanza dal bordo, direzione dell'azione	15	mm
$e_2 = e_2 =$	distanza dal bordo, direzione perpendicolare all'azione	15	mm
$p_1 = p_1 =$	interasse, direzione dell'azione	150	mm
$p_2 = p_2 =$	interasse, direzione perpendicolare all'azione	50	mm
γ ; coefficiente di sicurezza			
RESISTENZA DEI BULLONI		$\gamma M2$	1,25
$F_{v,Rd} =$		94080	N
TRd < TEd → VERIFICATO			
I.S. = $F_{v,Ed} / f_{v,Rd}$		0,32	

11.3.4.2 - VERIFICA DELLA PIASTRA INTERNA

VERIFICA DELLA PIASTRA			
$T_{Ed} =$		60000	N
L, larghezza della piastra		88,5	mm
d_o , diametro del foro		21	mm
n° connettori allineati		1	
t, spessore della piastra collegata		8	mm
Area reagente della piastra		540	mm²
$f_{yk} =$		275	N/mm²
$\gamma_{M2} =$		1,05	
$f_d =$		261,90	N/mm²
$T_{Rd} =$		141429	N
TRd < TEd → VERIFICATO			
I.S. = σ_{ed} / f_d		0,42	

11.3.4.3 - VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA INTERNA

VERIFICA A RIFOLLAMENTO			
$T_{x,totale} = T_{x,totale} =$		60000	N
$T_{y,totale} = T_{y,totale} =$			N
$F_{v,Ed} \text{ (regola del parall)} = F_{v,Ed} \text{ (regola del parall)} =$		60000	N
N° bulloni resistenti=		1	
$F_{v,Ed} \text{ (singolo bullone)} = F_{v,Ed} \text{ (singolo bullone)} =$		60000	N
Schema della bullonatura			
tipo/bull:	filettatura interna all'unione - bulloni 4.6-5.6-8.8	M20	
diametri	d = 20mm	d0 = 21,0mm	
A_{res} : A_{res} :	Area resistente del bullone:	245,0	mm²
acciaio:	CLASSE 8.8	ftb= 800	N/mm²
		fyb= 649	N/mm²
$e_1 = e_1 =$	distanza dal bordo, direzione dell'azione	35	mm
$e_2 = e_2 =$	distanza dal bordo, direzione perpendicolare all'azione	35	mm
$p_1 = p_1 =$	interasse, direzione dell'azione	150	mm
$p_2 = p_2 =$	interasse, direzione perpendicolare all'azione	150	mm
piastra			
acciaio:	S275	ft= 430	N/mm²
spessore:	s=	8	mm
verifiche			
$\alpha_1 =$	per bulloni di bordo - direzione del carico	1	
$\alpha_2 =$	per bulloni interni - direzione del carico	1	
k1 =	per bulloni di bordo - direzione perpendicolare al carico	2,5	
k2 =	per bulloni interni - direzione perpendicolare al carico	2,5	
γ ; coefficiente di sicurezza			
RESISTENZA DEI PIATTI DI CONTATTO		$\gamma M2$	1,25
$F_{b,Rd} \text{ BULLONI INTERNI} =$		137600	N
$F_{b,Rd} \text{ BULLONI ESTERNI} =$		137600	N
TRd < TEd → VERIFICATO			
I.S. = $F_{v,Ed} / f_{v,Rd}$		0,44	

11.3.4.4 - VERIFICA DELLE PIASTRE ESTERNE DEI TIRANTI

VERIFICA DELLA PIASTRA		
$T_{Ed} =$	30000	N
L, larghezza della piastra	75	mm
d_o , diametro del foro	21	mm
n° connettori allineati	1	
t, spessore della piastra collegata	5	mm
Area reagente della piastra	270	mm ²
$f_{yk} =$	275	N/mm ²
$V_{M2} =$	1,05	
$f_d =$	261,90	N/mm ²
$T_{Rd} =$	70714	N
TRd < TEd → VERIFICATO		
I.S. = σ_{ed} / f_d	0,42	

11.3.4.5 - VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLE PIASTRE ESTERNE DEI TIRANTI

VERIFICA A RIFOLLAMENTO			
$T_{x,totale} = T_{y,totale} =$	30000		N
$T_{x,totale} = T_{y,totale} =$			N
$F_{v,Ed}$ (regola del parall) = $F_{v,Ed}$ (regola del parall) =	30000		N
N° bulloni resistenti =	1		
$F_{v,Ed}$ (singolo bullone) = $F_{v,Ed}$ (singolo bullone) =	30000		N
Schema della bullonatura			
tipo/bull:	filettatura interna all'unione - bulloni 4.6-5.6-8.8	M20	
diametri	d = 20mm	d0 = 21,0mm	
$A_{res}, A_{res},$	Area resistente del bullone:	245,0	mm ²
acciaio:	CLASSE 8.8	ftb = 800	N/mm ²
		fyb = 649	N/mm ²
$e_1 = e_2 =$	distanza dal bordo, direzione dell'azione	35	mm
$e_2 = e_2 =$	distanza dal bordo, direzione perpendicolare all'azione	35	mm
$p_1 = p_1 =$	interasse, direzione dell'azione	150	mm
$p_2 = p_2 =$	interasse, direzione perpendicolare all'azione	150	mm
piastra			
acciaio:	S275	ft = 430	N/mm ²
spessore:	s =	5	mm
verifiche			
$\alpha_1 =$	per bulloni di bordo - direzione del carico	1	
$\alpha_2 =$	per bulloni interni - direzione del carico	1	
k1 =	per bulloni di bordo - direzione perpendicolare al carico	2,5	
k2 =	per bulloni interni - direzione perpendicolare al carico	2,5	
γ_f coefficiente di sicurezza			
RESISTENZA DEI PIATTI DI CONTATTO		γ_{M2}	1,25
$F_{b,Rd}$ BULLONI INTERNI =	86000		N
$F_{b,Rd}$ BULLONI ESTERNI =	86000		N
TRd < TEd → VERIFICATO			
I.S. = $F_{v,Ed} / f_{v,Rd}$	0,35		

11.3.5 - NOTE CONCLUSIVE

L'ancoraggio basso alla colonna metallica è analogo a questo. Le saldature evidenziano dimensioni maggiori. Risultano pertanto superflue le verifiche.

12 - RESOCONTO SCHEMATICO DELLE VERIFICHE

Le analisi condotte hanno posto in evidenza come la progettazione sia stata portata avanti con margini di sicurezza sempre adeguati e mai eccessivamente prossimi all'unità, in particolare riferimento agli Stati limite Ultimi (statici e sismici). Di seguito, in forma tabulata e grafica, si riportano gli indici di sicurezza raggiunti per le verifiche che sono state condotte.

12.1 - VERIFICHE SLU - INVILUPPI DEGLI INDICI DI RESISTENZA IN FORMA GRAFICA (DA

MODELLO DI CALCOLO)

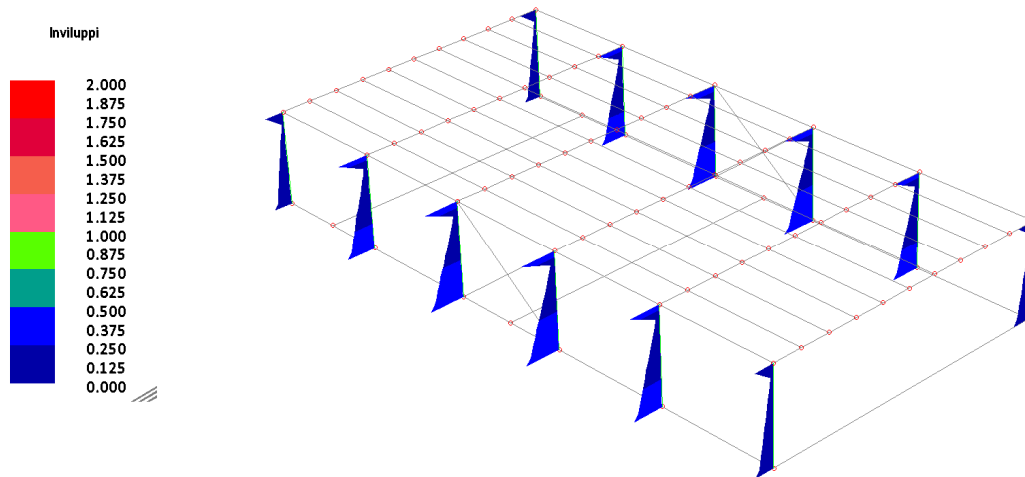
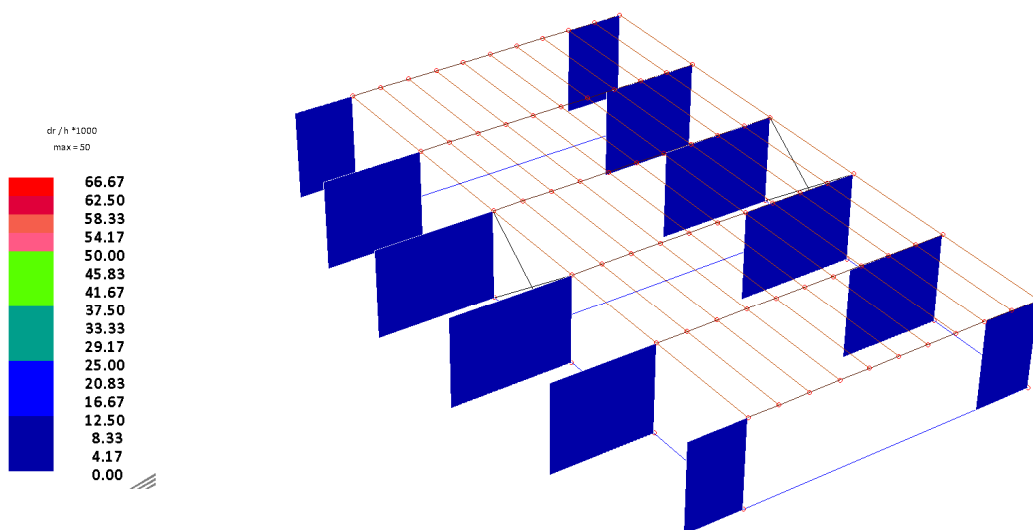


Figura 27: inviluppo degli indici di resistenza per gli elementi metallici

12.2 - VERIFICHE SLO - VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ RELATIVA IN FORMA GRAFICA

(DA MODELLO DI CALCOLO)



In riferimento a quanto prescritto dalle NTC2018, par. 7.3.6.1; le verifiche di rigidità (RIG) allo SLO si intendono assolute se viene rispettato il limite di deformazione d'interpiano pari a $2/3 \times 0.01h$ (per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano drp, per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura).

Ciò è rispettato come dimastrano le figure sopra riportate.

12.3 - TABULATO DELLE ANALISI SVOLTE

ELEMENTO/STRUTTURA	ANALISI	STATO LIMITE	TIPO DI VERIFICA	ESITO - INDICE DI SICUREZZA (*)
Travi secondarie di copertura di copertura	Calcolo manuale e ricontrollo con modello di calcolo	SLU statica	Taglio e flessione	0.687
		SLE	inflessione	max 0.87
Travi principali di copertura	Calcolo manuale e ricontrollo con modello di calcolo	SLU statica	Taglio e flessione e stabilità flesso-torsionale	max 0.91
		SLE	inflessione	max 0.494
Tavolato	Calcolo manuale	SLU statica	Taglio e flessione	VERIFICATO
		SLE	inflessione	VERIFICATO
Colonne HEA200	Modello numerico per analisi statiche e dinamiche	SLU statica e SLV	Taglio e pressoflessione e stabilità a carico di punta	max 0.46
	Modello numerico per analisi statiche e dinamiche	SLE	Deformazione trasversale	0.59
Controventamenti	Modello numerico per analisi statiche e dinamiche	SLU statica e SLV	Sforzo Normale	max 0.46
Connessione colonna-fondazione	Modello numerico per analisi statiche e dinamiche	SLU statica e SLV	Verifica completa della connessione	max 0.94
Connessione colonna-trave principale	Calcolo manuale	SLU statica e SLV	Verifica completa della connessione	max 0.54
Connessione trave-principale-trave secondaria	Calcolo manuale	SLU statica e SLV	Verifica completa della connessione	max 0.46
Connessioni dei controventi	Calcolo manuale	SLU statica e SLV	Verifica completa della connessione	Max 0.94
Struttura completa	Modello numerico per analisi dinamiche	SLO	Deformazione d'interpiano	VERIFICATO

(*) Si riportano gli indici di sicurezza raggiunti ai vari Stati limite esaminati, talora si riporta l'indice di sicurezza minimo determinato come inviluppo di quelli analizzati e determinati in fase di verifica. L'inviluppo degli indici può essere valutato sia come minimo per un dato S.L., sia valutandolo in una molteplicità di elementi strutturali. L'indice di sicurezza si riporta sempre come rapporto tra l'entità sollecitante (E_s) e l'entità resistente (E_R) pertanto valori inferiori all'unità sono da ritenersi verificati.

13 - VERIFICA DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI - MONTANTI DELLA TAMPONATURA

Si è progettata una tamponatura “a secco” realizzata con le seguenti caratteristiche, procedendo dall'esterno all'interno:

1. lastra in fibro-cemento per applicazioni sull'esterno
2. montanti verticali in acciaio specifici per strutture a secco, profili a “C” piegati a freddo, realizzati in lamiera sp.0,6mm, con un'altezza massima della sezione pari a 150mm - interasse max. 400mm.
3. doppia lastra interna in gesso-fibra

La struttura è ovviamente completata con profili guida inferiori e superiori efficacemente ancorati.

L'altezza massima di tali montanti è di 3.47m

La situazione di carico più gravosa è quella determinata dal vento di facciata: $Q=105\text{kg/m}^2 \rightarrow 1050 \times 0.4 = 420\text{N/m}$

Nella combinazione di carico SLU si ottiene: $420 \times 1.5 = 630\text{N/m}$

Considerando il montante come incernierato alla base ed al vertice alto si ottiene il seguente momento flettente massimo:

$$M_{\max} = ql^2/8 = 948.2\text{Nm} \rightarrow 948200\text{Nmm}$$

Dalla scheda tecnica del prodotto si desume che:

1. $J_{\max} = 535617\text{mm}^4$
2. $f_{yd} = 300\text{N/mm}^2$

Con la relazione classica di Navier si determina:

$$\sigma = \frac{M}{J} y_{\max} = \frac{948200}{535617} 75 = 132.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 300 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

14 - GIUDIZIO MOTIVATO DI AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI

14.1 - VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE PER UN

ARCARECCIO DI COPERTURA

Per la combinazione di carico 2 (SLU - Q1=Neve in assenza di vento) si effettua un controllo sul momento massimo in mezzzeria:

ANALISI DEI CARICHI:

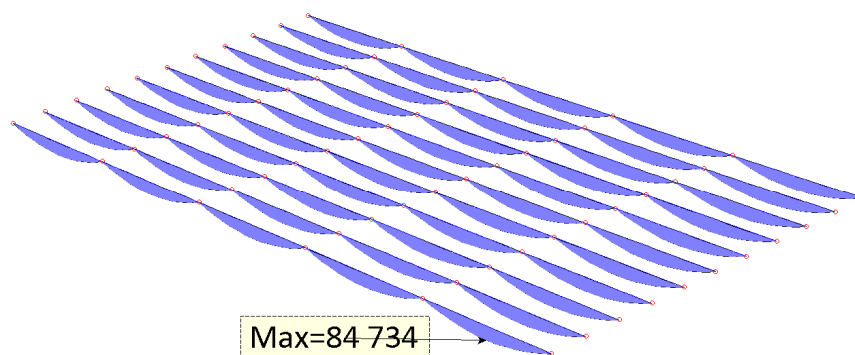
- Peso proprio dell'arcareccio (carico gravitazionale) = 8 kg/m^2
- Peso proprio della lamiera di copertura (carico gravitazionale) = 55 kg/m^2
- Carico della neve (carico gravitazionale) = 125 kg/m^2

Si consideri poi che la trave evidenzia una luce di 4.664m

$$q_x = [(8 \cdot 1.3 + 55 \cdot 1.3 + 125 \cdot 1.5)] \cdot 1.1548 = 311.1 \text{ kg/m}$$

$$M_x = \frac{q_x \cdot l^2}{8} = 84592 \text{ kgcm}$$

Dalla modellazione numerica risulta un momento $M_z=84734 \text{ kgcm}$



I due termini si distanziano per una percentuale inferiore all'1% evidenziando una notevole attendibilità del modello numerico.

Borgo San Lorenzo, 13 giugno 2018

X

Dott. Ing. Enrico Giovannardi
Il Progettista