

# Richiesta di Integrazioni al Deposito Sismico

In riferimento a

Lavori di **NUOVA COSTRUZIONE**  
**FABBRICATO AD USO SALA MEDICA E N. 12 BOX PER CAVALLI,**  
**FABBRICATO N.4 BOX PER CAVALLI,**  
**TUNNEL TELONATO PER FIENO**

01	Emesso per deposito	22/08/2022	Arch. G. Verlicchi
Rev.	descrizione	data	Tecnico Progettista
		Revisione	<b>R01</b>
		Data	Scala
		<b>22/08/2022</b>	
Elaborato	Cliente		
<b>RELAZIONE INTEGRATIVA</b>	Dott. Veterinario Ugo Carrozzo PIVA 01773470388 Iscr. ordine di Ferrara n. 417 Via Torquato Tasso 17 44011 San Biagio di Argenta (FE)		
Progetto	Cantiere		
Fabbricato ad uso sala medica e n. 12 box per cavalli, Fabbricato n.4 box per cavalli, Tunnel telonato per fieno	San Biagio di ARGENTA (FE) Via Torquato Tasso, 17		



In riferimento alla richiesta di integrazioni pervenuta, riguardante ai lavori di nuova costruzione di fabbricato ad uso sala medica e n. 12 box cavalli, n. 4 box cavalli e tunnel telonato per fieno da realizzarsi in Argenta località San Biagio, in Via Torquato Tasso n.17 di proprietà della Ditta Carrozzo Ugo.

Si riportano di seguito le risposte ai chiarimenti ordinati come nella richiesta.

**1 Relazione geologica /geotecnica: aggiornare la relazione con considerazioni e valutazioni specifiche riferite all'intervento in oggetto; la relazione allegata è riferita alla PUA VAR1 del 2020.**

Alla presente si allega relazione geologica/geotecnica a firma del Dott. Geol. Raffaele Brunaldi (documento CarrzzRelGeolVar 22) revisionata e relazione integrativa specialistica Geotecnica (documento GEOTECNICA\_R1) a firma dell'ing. Lorenzo Travagli.

**2 Produrre chiarimenti circa il carattere temporaneo delle opere, lo stato di fatto, legittimo e di progetto e in particolare specificare le strutture di nuova esecuzione ed esistenti, eventualmente da sottoporre ad adeguamento; riportare il dettaglio dei rimborsi forfettari versati per ogni unità.**

Le opere sono di tipo permanente di nuova esecuzione, per un refuso nelle relazioni è stato indicato opere temporanee.

Si allegano relazioni di calcolo aggiornate e corrette per opere di carattere permanente.

Si riporta di seguito il dettaglio dei rimborsi forfettari e si allegano le ricevute dei bonifici

Fabbricato n. 12 box	Nuova Costruzione	$500 < V \leq 1500$	€ 150
Fabbricato n. 4 box	Nuova Costruzione	$V \leq 500$	€ 120
Fabbricato Tunnel Fieno	Nuova Costruzione	$V \leq 500$	€ 120

**3 Si riscontra classi d'uso differenti nelle relazioni di calcolo e si chiede chiarimento in merito**

Si osserva che i fabbricati sono sostanzialmente destinati al ricovero di animali con presenza solo occasionale di persone, quindi, in generale si è adottata una classe d'uso I (prima).

Per quanto riguarda il fabbricato n. 12 BOX si è adottata una classe d'uso II (seconda) in quanto parte del fabbricato sarà adibito a clinica veterinaria, quindi con presenza di persone ordinaria.

Riassumendo:

Fabbricato n.4 box	Presenza di persone occasionale	Classe I (prima)
Fabbricato n.12 box	Presenza di persone ordinaria	Classe II (seconda)
Fabbricato Tunnel Fieno	Presenza di persone occasionale	Classe I (prima)

4 Si chiede di calcolare e rappresentare negli elaborati grafici i giunti strutturali tra le differenti unità strutturali (in particolare tra la struttura dei 12 box e dei 4 box) come previsto ai sensi del par. 7.2.1 e del 7.3.3.3

Il giunto strutturale di progetto tra il fabbricato n.4 box e quello n.12 box è pari a 9 cm.

Si allegano tavole di progetto in cui viene esplicitata la misura del giunto.

Si osserva che la massima altezza dei punti che si fronteggiano è pari a 4.6 m, pertanto la prima condizione per la verifica a martellamento è soddisfatta in quanto:

$$4600/100 * 2 a_g S/g = 46 \text{ mm} < 90 \text{ mm} , \text{ nell'ipotesi limite di } 2 a_g S/g = 1$$

Valutando gli spostamenti massimi delle due costruzioni allo SLV, nella direzione in cui si fronteggiano, calcolati mediante un'analisi lineare si ottiene che:

$$U_{\text{MAX } 4\text{box}} = U_{\text{max SLV}} * q_{\text{ND}} = 12 * 1,5 = 18,0 \text{ mm}$$

$$U_{\text{MAX } 12\text{box}} = U_{\text{max SLV}} * q_{\text{ND}} = 11,5 * 1,5 = 17,3 \text{ mm}$$

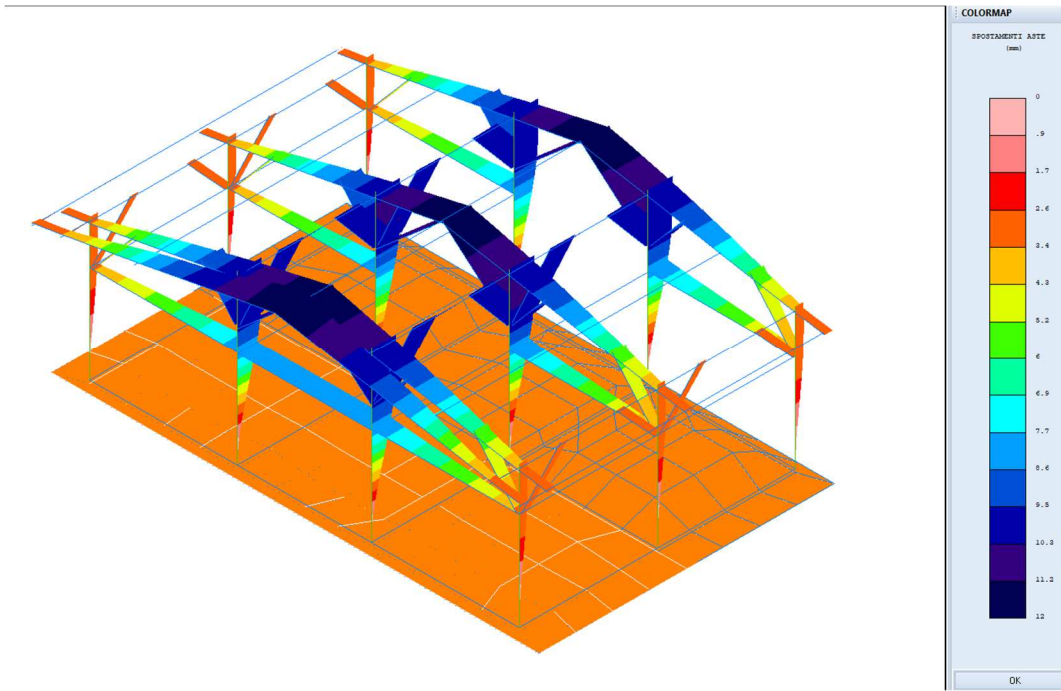
Pertanto la verifica a martellamento risulta soddisfatta in quanto sommando gli spostamenti massimi degli edifici dove si fronteggiano

$$U_{\text{MAX } 4\text{box}} + U_{\text{MAX } 12\text{box}} = 18,0 + 17,3 = 35,3 \text{ mm} < d = 90 \text{ mm}$$

Si riportano i diagrammi delle deformate dei due fabbricati

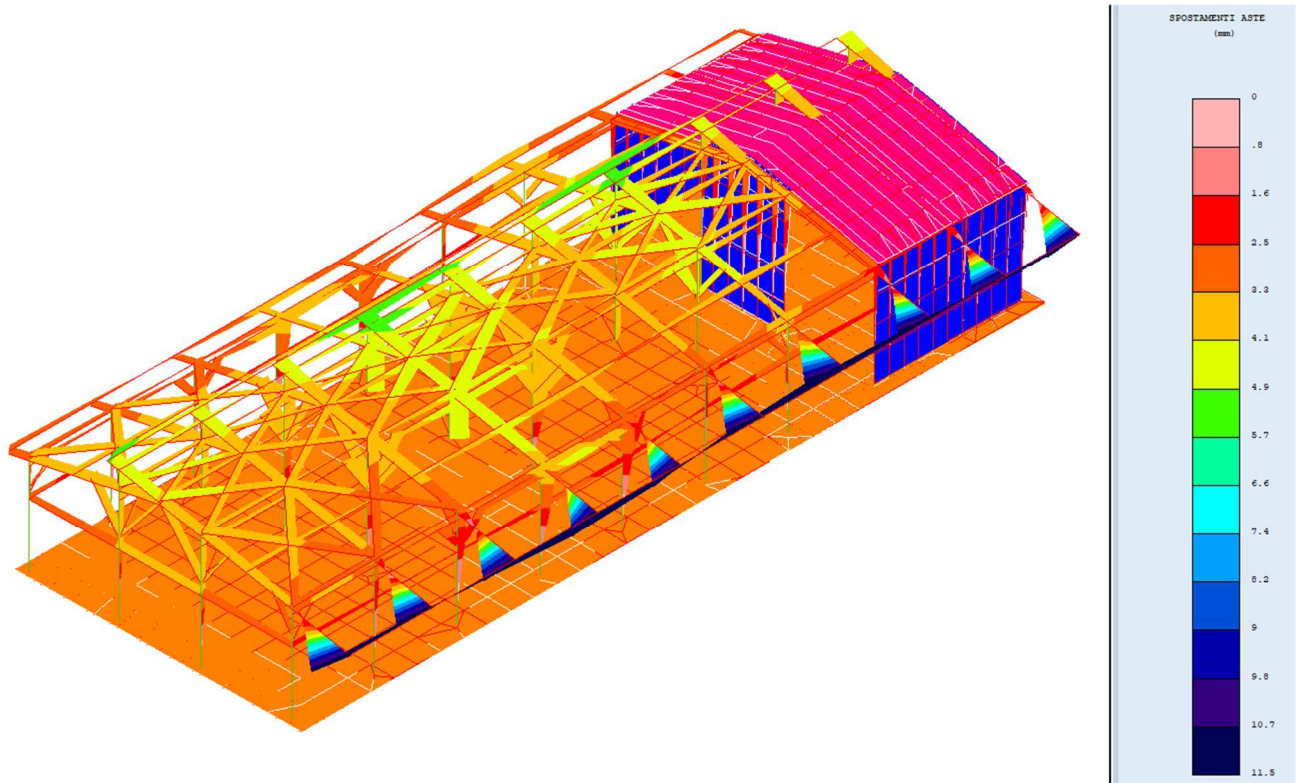
Fabbricato n. 4 box:

*Deformata sismica SLV in direzione X*



$U_x = 12 \text{ mm}$

*Fabbricato n. 12 box:*



$U_x = 11,5 \text{ mm}$

5 Verificare il fattore di comportamento non dissipativo adottato con la formula [7.3.2];

La struttura oggetto di verifica, in accordo con la NTC2018 Tab. 7.3. Il risulta inquadrata come **Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico**, caratterizzata da un fattore di comportamento in CD"B"  $q_0 = 2,5$ .

Applicando la relazione 7.3.2. si definisce il seguente fattore di comportamento per la struttura oggetto di verifica a comportamento non dissipativo:

$$q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} = \frac{2}{3} 2,5 = 1,67 \leq 1,5$$

Essendo il valore ottenuto dalla relazione 7.3.2 superiore a 1,5 si è adottato come fattore di comportamento  $q = 1,5$  in accordo con quanto riportato in relazione di calcolo.

6 La fondazione a platea con singola rete di armatura non risulta rispettare i requisiti indicati al par 7.2.5 delle NTC2018: chiarire nel merito, esplicitare le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) e riportare le valutazioni sulle interferenze con le altre fondazioni in adiacenza.

Si è provveduto ad aggiornare l'elaborato strutturale indicando la posa in opera di una rete elettrosaldata inferiore ed una superiore entrambi di tipo  $\varnothing 6 / 15 \times 15$ , avente una sezione resistente pari a 1,9 cmq/m.

Quindi, considerato che la platea presenta uno spessore pari a 15 cm, la percentuale di armatura disposta sia sul lato superiore sia su quello inferiore risulta pari a  $1,9 / (15 \times 100) = 0,00126 = 0,126\% > 0,01\%$ .

Si allega tabulato con le verifiche strutturali della platea.

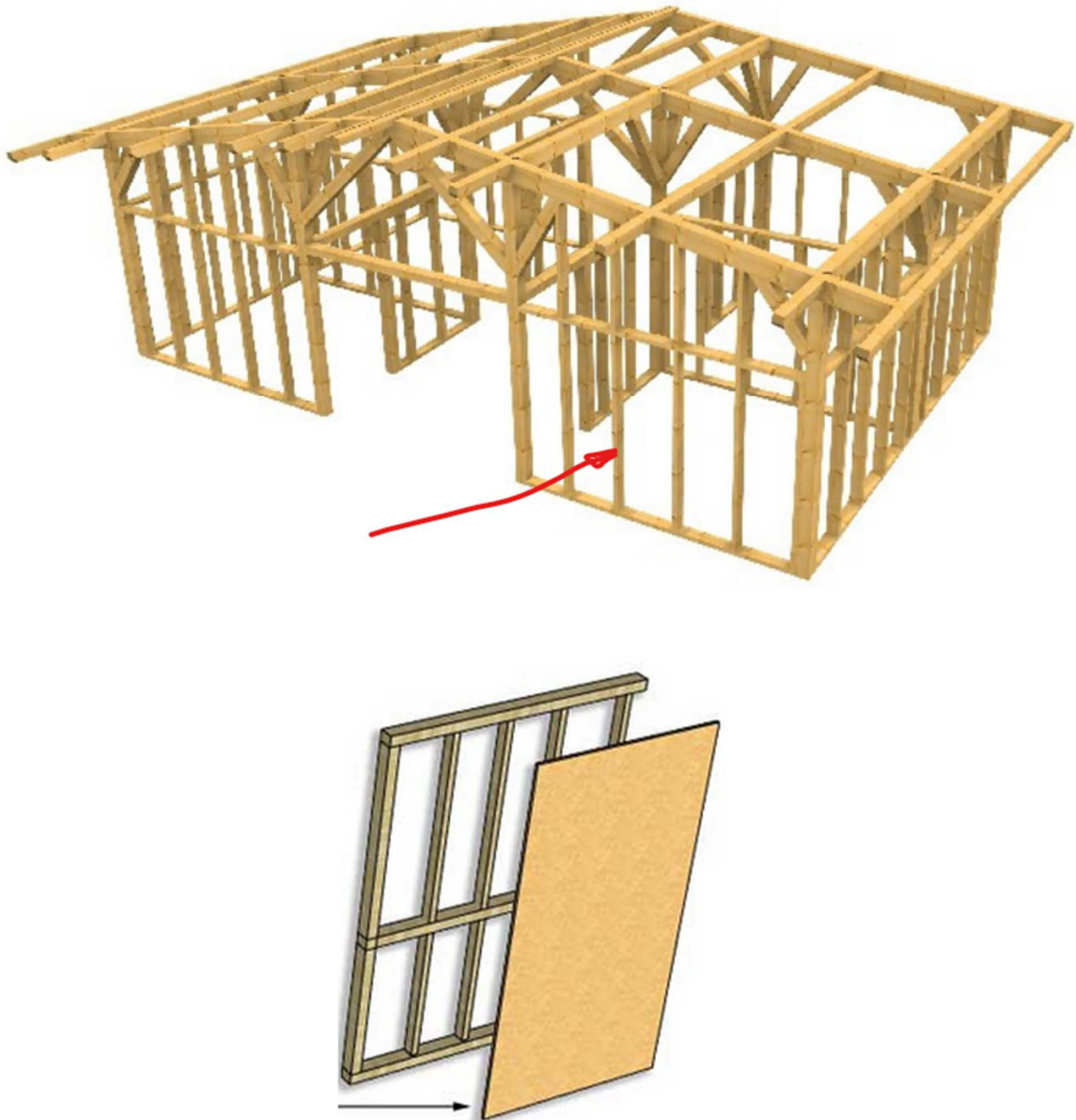
Si osserva che le fondazioni dei fabbricati adiacenti non risultano interferenti tra loro: sono accostate ma non collegate strutturalmente.

7 Produrre la verifica dei tamponamenti ai sensi del par. 7.2.3 delle NTC2018 e C.7.2.3 della Circolare 2019 e specificare come sono collegati alla struttura e se influenzano la risposta strutturale

I tamponamenti e i divisori interni sono costituiti da **pannelli di tipo leggero**, in legno.

I pannelli presentano una costolatura interna formata da montanti in legno verticali fissati in basso ad una trave dormiente contro terra e in sommità alle travi del telaio principale. Sul lato esterno vengono applicate tavole in legno o lastre in OSB fissate ai montanti.

In figura seguente si riporta un'immagine in cui vengono visualizzati anche tali elementi secondari.



Tali montanti si comportano come delle bielle e pertanto non influiscono sostanzialmente sulla risposta strutturale in caso di azione sismica. Le tavole o le lastre in OSB sono applicate solo su un lato e non necessariamente sono continue sull'intera specchiatura quindi non costituiscono un controventamento efficace, in altre parole non si tratta di pannelli tipo "platform frame" appositamente progettati.

I collegamenti tra i montanti dei pannelli e il telaio principale devono garantire la stabilità del pannello per le azioni fuori dal piano.

Analisi delle masse del pannello di tamponamento	
Montanti in legno 6x12 a interasse 1 metro	3 kg /mq
Tavole o Pannelli OSB spessore 14mm	12 kg/mq
Tot.	<b>15 kg /mq = 0,15 kN/mq</b>

Azione sismica sui tamponamenti	
Accelerazione massima	$S_a = 0,53$
Massa del pannello di tamponamento	$W_a = 0,15 \text{ kN/mq}$
Fattore di struttura della parete	$q_a = 2$
<b>Forza orizzontale sulla parete</b>	$F_a = S_a \times W_a / q_a = 0,53 \times 0,32 / 2 = 0,04 \text{ kN/mq}$ <b>( 4,0 kg/mq)</b>

Considerato che i montanti interni ai pannelli sono alti  $h = 2,5 \text{ m}$  ad interasse  $i = 1 \text{ m}$ ,

l'azione sui collegamenti tra montanti e telaio principale è pari a

$$P_1 = F_a \times h \times i / 2 = 0,04 \times 2,5 \times 1 / 2 = 0,05 \text{ KN} = 5 \text{ kg}$$

Il carico è molto modesto, si prevede un semplice collegamento con viti M4

Si riporta nel seguito una tabella di viti commerciali con i dati tecnici di resistenza osservando che

$$k_{mod} = 1,10$$

$$\gamma_M = 1,50$$

Resistenza ad estrazione del filetto :  $R_{ax,d} = k_{mod} \cdot R_{ax,k} / \gamma_M = 1,87 \text{ kN} > P_1 = 0,05 \text{ KN}$

Resistenza a taglio:  $R_{v,d} = k_{mod} \cdot R_{v,k} / \gamma_M = 0,78 \text{ kN} > P_1 = 0,05 \text{ KN}$ .



**DATI TECNICI**

d (mm)	L (mm)	L <sub>g</sub> (mm)	t <sub>1</sub> =t <sub>2</sub> (mm)	N <sub>ax,amm</sub> (kN)	R <sub>ax,k</sub> (kN)	V <sub>amm</sub> (kN)	R <sub>v,Rk</sub> (kN)
3,0	20	17	10	-	0,65	-	-
	25	22	12	-	0,85	-	-
	30	25	15	-	0,96	0,15	0,54
	35	30	17	-	1,15	0,15	0,61
	40	35	20	-	1,35	0,15	0,65
	45	35	22	-	1,35	0,15	0,65
3,5	20	17	10	-	0,76	-	-
	25	22	12	-	0,99	-	-
	30	25	15	-	1,12	0,21	0,63
	35	30	17	-	1,35	0,21	0,71
	40	35	20	-	1,57	0,21	0,77
	45	40	22	-	1,79	0,21	0,77
4,0	50	45	25	-	2,02	0,21	0,77
	20	16	10	0,32	0,82	-	-
	25	21	12	0,42	1,08	-	-
	30	24	15	0,48	1,23	-	-
	35	29	17	0,58	1,49	0,27	0,82
	40	34	20	0,68	1,74	0,27	0,90
	45	39	22	0,78	2,00	0,27	0,99
	50	44	25	0,88	2,26	0,27	1,07
55	49	27	0,98	2,51	0,27	1,07	
60	50	30	1,00	2,56	0,27	1,07	
4,5	20	16	10	0,36	0,92	-	-
	25	21	12	0,47	1,21	-	-
	30	26	15	0,59	1,50	-	-
	35	28	17	0,63	1,61	-	-
	40	33	20	0,74	1,90	0,34	1,01
	45	38	22	0,86	2,19	0,34	1,11
	50	43	25	0,97	2,48	0,34	1,20
	55	48	27	1,08	2,77	0,34	1,21
	60	50	30	1,13	2,88	0,34	1,21
	70	62	35	1,40	3,58	0,34	1,21

8 Produrre verifica dei pannelli di copertura

La copertura sarà realizzata con pannelli termoisolanti grecati in lamiera di acciaio di tipo commerciale. Si osserva che l'interasse massimo tra i travetti di supporto dei pannelli di copertura è pari a L = 1,90m.

Si riporta l'analisi dei carichi per la copertura.

Solaio di Copertura		Contemporaneità con sisma
Peso proprio pannello sandwich	= 0,15 kN/m <sup>2</sup>	1,00
Peso proprio portati	= 0,10 kN/m <sup>2</sup>	1,00
<b>Totale carichi permanenti</b> = 0,25 kN/m <sup>2</sup>		
Sovraccarichi coperture manutenzione (Cat. H)	= 0,50 kN/m <sup>2</sup>	0,00
Sovraccarichi carico Neve	= 0,80 kN/m <sup>2</sup>	0,00

Il carico distribuito considerando una fascia di larghezza pari ad 1 metro è:

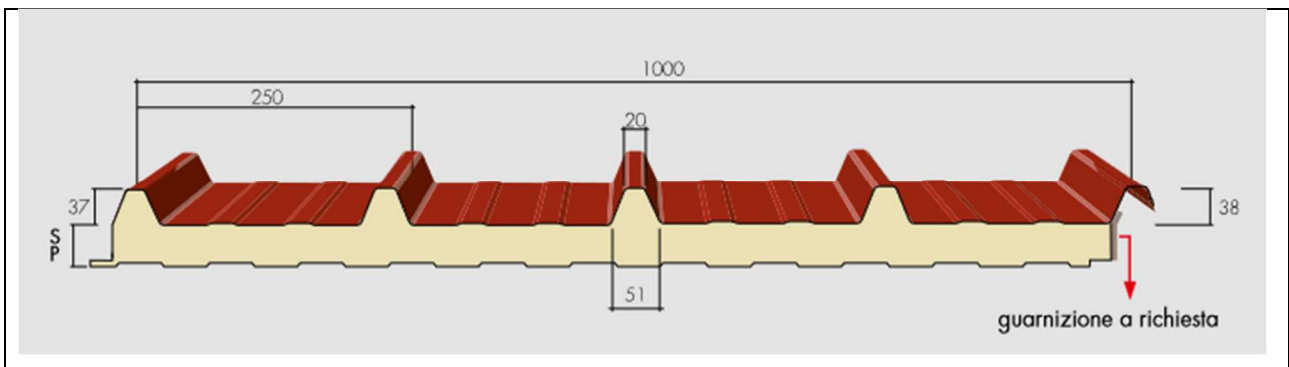
$$q_{SLU,d} = 1,3 * 0,15 + 1,5 * 0,10 + 1,5 * 0,80 + 0 * 0,50 = 1,55 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max SLU} = q_{SLU} * L^2 / 8 = 1,55 * 1,90^2 / 8 = 0,70 \text{ kNm}$$

Ipotizzando di utilizzare un pannello sandwich in poliuretano e lamiera di acciaio, spessore 40mm con 3 greche tipo Lattonedil.

Si ottiene che il carico massimo a cui resiste il pannello su una luce di 1,90 m è pari a

$$q_{\max SLU} = 160 * 2,0^2 / 1,90^2 = 219 \text{ Kg/m} = 2,19 \text{ kN/m} > q_{SLU,d} = 1,55 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Verificato}$$



Proprietà statiche (kg/m<sup>2</sup>)

CAMPATA  
SINGOLA

P

ℓ

**Facciata ESTERNA:**  
Acciaio 0,4 mm  
**Facciata INTERNA:**  
Acciaio 0,4 mm

SPESSORE PANNELLO (mm)	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	PESO (Kg/m <sup>2</sup> )
<b>30</b>	250	195	105	70							<b>7,42</b>
<b>40</b>	290	200	135	90	65						<b>7,80</b>
<b>50</b>	315	230	160	115	85	65					<b>8,18</b>
<b>60</b>	370	275	195	145	110	85	60				<b>8,56</b>
<b>80</b>	485	360	265	200	155	120	95	70	50		<b>9,32</b>
<b>100</b>	595	445	340	260	200	160	125	105	80	60	<b>10,08</b>
<b>120</b>	710	530	420	320	250	195	160	130	105	85	<b>10,84</b>
<b>150</b>	880	655	520	410	325	260	210	170	145	120	<b>11,98</b>
<b>160</b>	935	700	555	445	350	280	225	185	155	130	<b>12,36</b>
<b>180</b>	975	725	580	480	400	320	260	215	180	150	<b>13,12</b>
<b>200</b>	1000	745	595	495	420	360	295	245	205	170	<b>13,88</b>

Larghezza efficace  
appoggio: 120 mm

Calcolo per dimensionamento statico eseguito secondo quanto contenuto nell'Allegato E della norma UNI EN 14509. Limite di freccia normale: 1/200 ℓ

- 9 Gli elaborati grafici allegati sembrano riferiti a una struttura esistente e non di nuova realizzazione come trattata nella relazione di calcolo: chiarire nel merito;

Gli elaborati grafici allegati sono riferiti ad una struttura esistente provvisoria smontata. La stessa sarà rimontata nella nuova configurazione progettuale, per cui la costruzione si configura come **nuova realizzazione a tutti gli effetti**, a maggior completezza si aggiornano gli elaborati progettuali aggiornati relativi all'intervento di realizzazione dell'opera.

- 10 Verificare il fattore di comportamento non dissipativo adottato con la formula [7.3.2];

La struttura oggetto di verifica, in accordo con la NTC2018 Tab. 7.3. Il risulta inquadrata come **Strutture cosiddette miste, con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti**, caratterizzata da un fattore di comportamento in CD "B"  $q_0 = 2,5$ .

Applicando la relazione 7.3.2. si definisce il seguente fattore di comportamento per la struttura oggetto di verifica a comportamento non dissipativo:

$$q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} = \frac{2}{3} 2,5 = 1,67 \leq 1,5$$

Essendo il valore ottenuto dalla relazione 7.3.2 superiore a 1,5 si è adottato come fattore di comportamento  $q = 1,5$  in accordo con quanto riportato in relazione di calcolo.

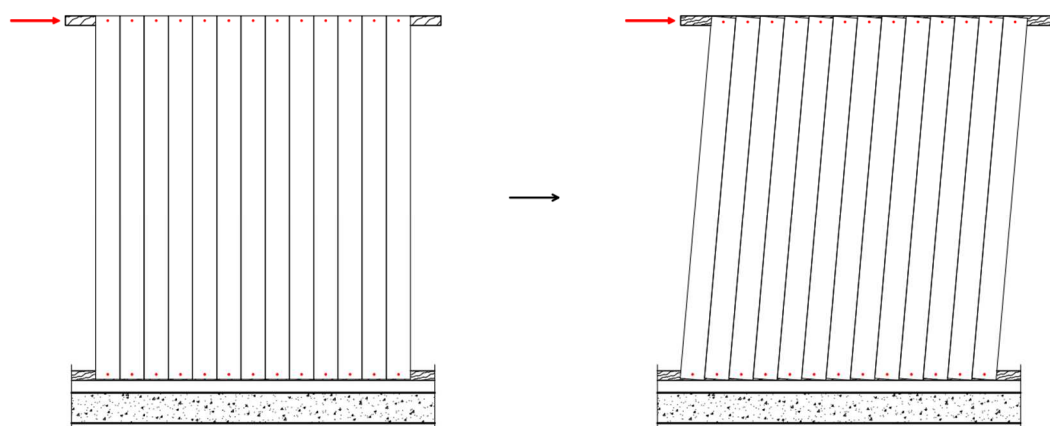
- 11 Illustrazione dei criteri di modellazione: dalle viste del modello sembrano modellati i soli pannelli di tamponamento e di copertura della sala medica/magazzino e si chiede di chiarire tale scelta e come ne viene influenzata la risposta strutturale;

Come si può evincere dagli elaborati grafici progettuali allegati alla presente, la porzione di fabbricato posta ad Est compresa tra gli allineamenti 8 e 10 è caratterizzata da una struttura mista composta sia da una **intelaiatura in legno** che da **pannelli di parete a telaio leggero con diaframmi collegati mediante viti (platform frame)**.

La tipologia costruttiva "platform frame" per tali allineamenti è stata adottata anche sulla copertura del fabbricato, tale soluzione progettuale è stata dettata dalla necessità di introdurre all'interno di tale porzione di fabbricato un macchinario per la risonanza magnetica, il quale per un suo corretto funzionamento

necessita della presenza di un quantitativo limitato di acciaio nelle sue vicinanze, evitando così di dover introdurre controventi metallici in copertura.

Per cui nella modellazione strutturale de fabbricato si è deciso di non trascurare il contributo resistente ed irrigidente delle pareti "platform frame" in quanto i montanti verticali di sezione 8x16 cm sono irrigiditi da diaframmi in pannelli OSB di spessore 18 mm posti su entrambe le facce dei telai, invece si è deciso di trascurare il contributo resistente ed irrigidente dei tamponamenti esterni posti sulla porzione restante del fabbricato in quanto questi saranno realizzati con tavole fissate alle estremità mediante una singola vite a tavola, quindi labili nei confronti delle azioni orizzontali, come evidenziato dal prospetto sottostante.



Per maggior completezza si è anche aggiornato il modello di calcolo introducendo la trave orizzontale di baraccatura posta a quota 2,8 metri che corre sul perimetro del fabbricato, la quale possedendo comunque vincolo di tipo cerniera alle estremità non modifica il comportamento strutturale del fabbricato.

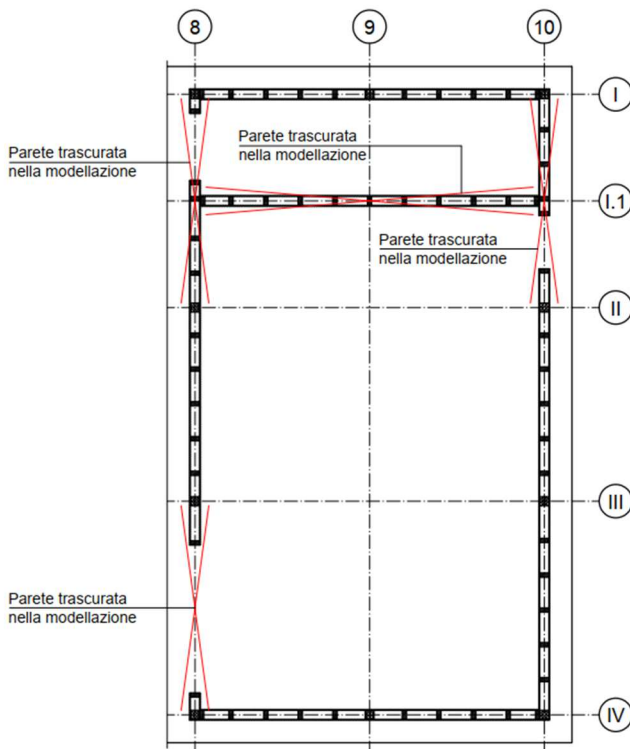
Inoltre, in accordo con la Circolare n.7 del 2019 par. C7.7.4 per quanto concerne le pareti a telaio leggero con diaframmi si è deciso di escludere nell'analisi nei confronti delle azioni orizzontali il contributo delle porzioni contenenti un'apertura di porta o finestra, allo stesso modo non si è considerato il contributo della parete orizzontale posta in posizione intermedia in quanto è delimitata da due pareti caratterizzate da apertura, le quali non garantiscono appieno in vincolamento alle estremità tale da poter essere certi di considerare il contributo resistente della parete allo SLV, a differenza delle restanti pareti le quali sono sempre delimitate da pilastri della struttura intelaiata.

Per quanto riguarda la modellazione delle pareti in "platform frame" si sono introdotti nel modello di calcolo degli elementi beam verticali a modellazione dei montanti verticali che costituiscono la parete e degli elementi shell con caratteristiche analoghe ai pannelli OSB/3 (si veda prospetto riportato in seguito) al fine di modellare la rigidità dei diaframmi collegati sulle facciate. Come noto la capacità deformativa di questa tipologia di elemento costruttivo è influenzata dalla rigidità degli elementi di collegamento tra i vari elementi che la compongono, la quale è stata quantificata come una riduzione del 50% della rigidità dell'elemento shell, per cui nel modello sono stati introdotti degli elementi shell di spessore 18 mm (spessore di un solo pannello) anziché di 36 mm (spessore di due pannelli).

Di seguito si riporta una schematizzazione delle pareti considerate nella modellazione della struttura.

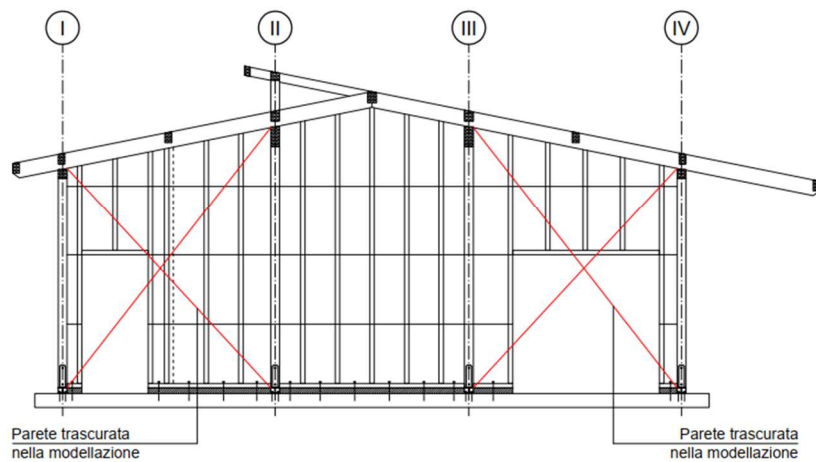
Pianta Pareti Sismoresistenti

Caratteristiche meccaniche pannelli OSB/3

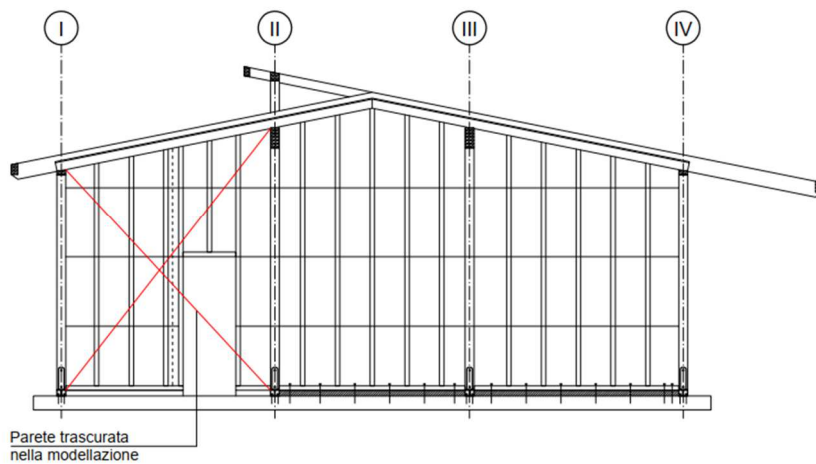


		OSB/2 e OSB/3		
Spessore [mm]		>6-10	>10-18	>18-25
$\rho_k$ [kg/m <sup>3</sup> ]		550	550	550
$f_{m,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0	18,0	16,4	14,8
	90	9,0	8,2	7,4
$f_{t,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0	9,9	9,4	9,0
	90	7,2	7,0	6,8
$f_{c,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0	15,9	15,4	14,8
	90	12,9	12,7	12,4
$f_{v,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		6,8	6,8	6,8
$f_{r,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		1,0	1,0	1,0
$E_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0	4930	4930	4930
	90	1980	1980	1980
$E_{t,c}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0	3800	3800	3800
	90	3000	3000	3000
$G_v$ [N/mm <sup>2</sup> ]		1080	1080	1080
$G_r$ [N/mm <sup>2</sup> ]		50	50	50

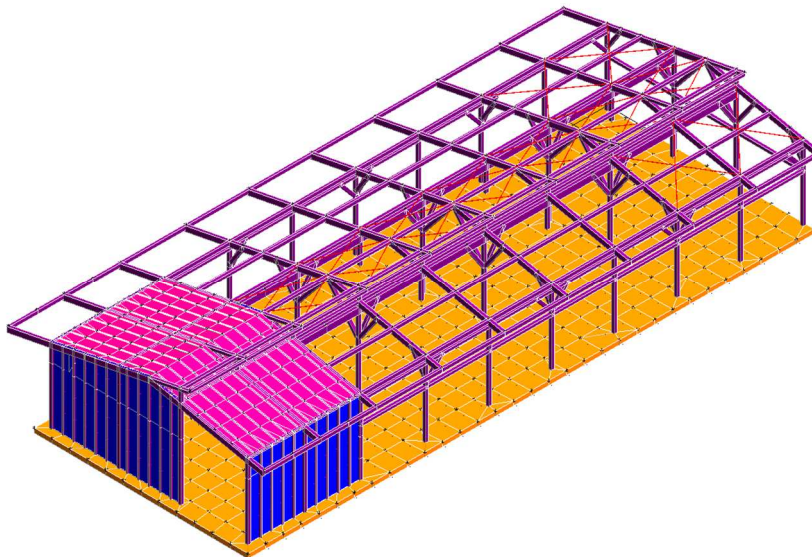
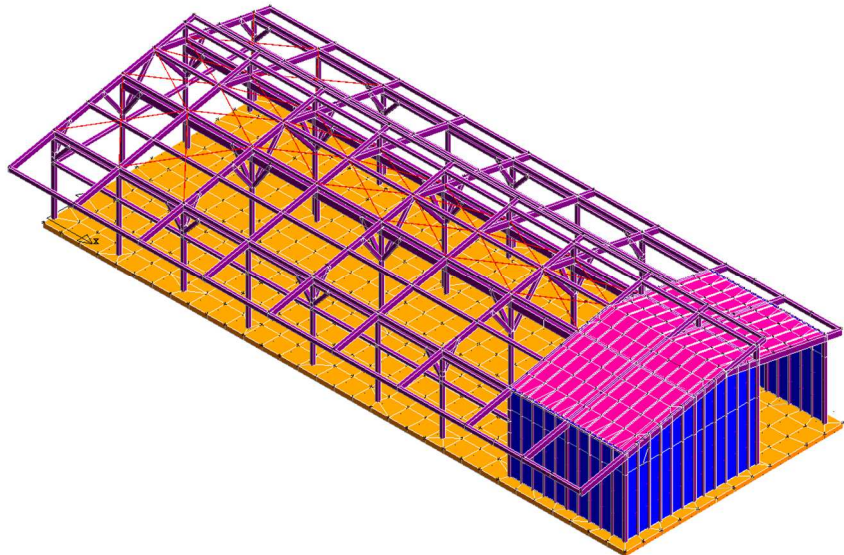
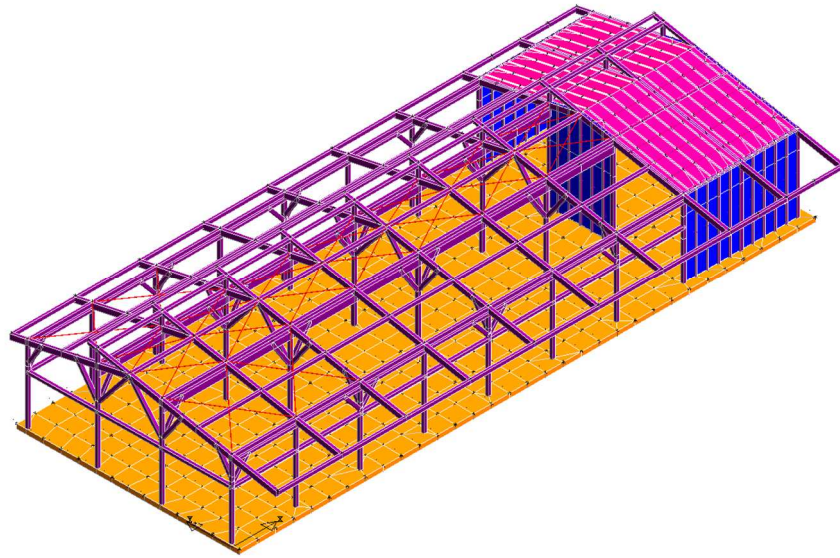
Pareti allineamento 8

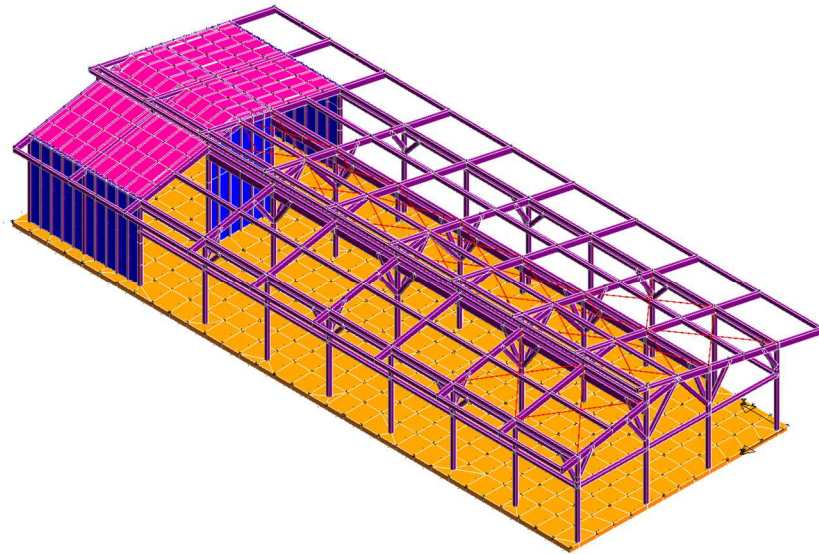


Pareti allineamento 10



Di seguito si riportano delle ulteriori viste relative al modello di calcolo adottato.



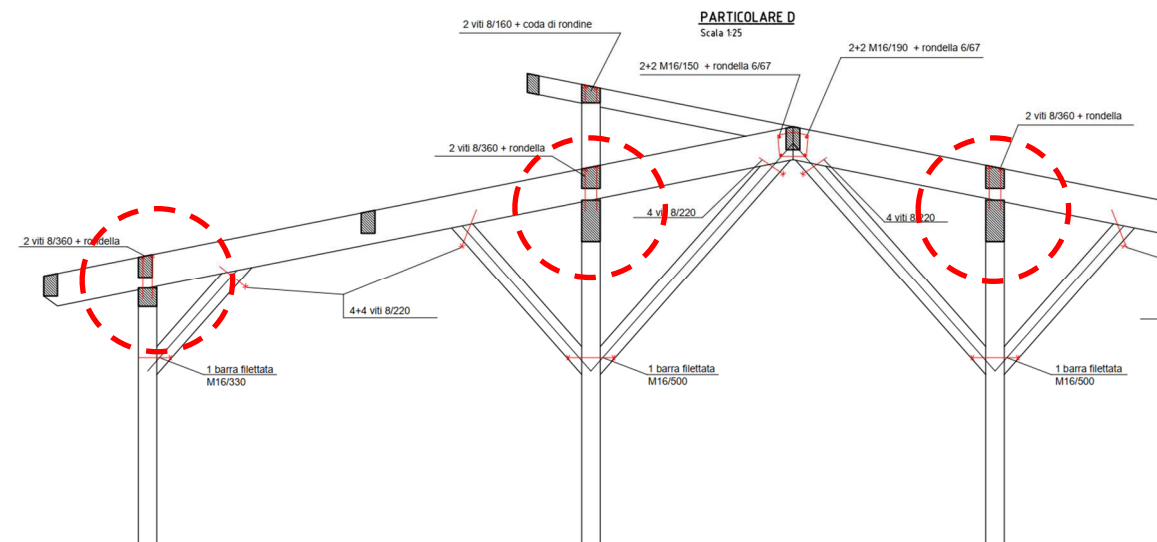


## 12 Integrare le verifiche dei collegamenti con tutti quelli ritenuti più importanti;

Di seguito si riportano le verifiche dei collegamenti più importanti

### Collegamento Pilastro - Trave Principale 160x280

Il collegamento della trave con la testa del pilastro è realizzato mediante 2 Viti 8x360 mm con rondella, di cui di seguito si riporta la verifica.



### Stato di sollecitazione

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - LEGNO + VERIFICA S.L.E.																		
VERIFICHE ASTE IN LEGNO																		
DATI DI	Fili	Quota	Trat	Cmb	N Sd	MxSd	MySd	VxSd	VySd	T Sd	cn	cmx	cmf	tx	ty	tit	Rapp.	Rapp.
ASTA	N.ro	(m)	to	N.p	(kg)	(kg*m)	(kg*m)	(kg)	(kg)	(kg/m)				(kg/cmq)			Fless	Taglio
Sez.N.	999	15	4,69	10	2738	-89	132	149	230	0	11	13	19	1	1	0	0,20	0,10
Legno	GL24h	qn=	0	46	1411	230	20	-8	529	-1	6	34	3	0	3	0	0,20	0,14
Asta:	S98	15	3,21	11	1450	-603	-89	130	-495	0	6	88	13	1	3	0	0,47	0,16
Instab.:	l=	148,0	l=	148,0	1450	-603	-89	KcC=1,00	KcM=1,00	Rx=0,52	Ry=0,41	Wmax/rel/lim=17,90	2,22	9,87	mm			



## Resistenza elementi di collegamento

geometria				TAGLIO				TRAZIONE				
				legno-legno	legno-legno con rondella	acciaio-legno piastra sottile <sup>(2)</sup>	acciaio-legno piastra spessa <sup>(3)</sup>	estrazione filetto <sup>(4)</sup>	penetrazione testa <sup>(5)</sup>	penetrazione testa con rondella <sup>(5)</sup>		
$d_1$	L	b	A	$R_{V,k}$	$R_{V,k}$	$R_{V,k}$	$R_{V,k}$	$R_{ax,k}$	$R_{head,k}$	$R_{head,k}$		
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		
8	80	52	28	2,59	3,31	4,00	5,11	5,25	2,38	7,08		
	100	52	48	3,28	4,00			4,00	5,11	5,25	2,38	7,08
	120	60	60	3,28	4,20			4,20	5,31	6,06	2,38	7,08
	140	60	80	3,28	4,20			4,20	5,31	6,06	2,38	7,08
	160	80	80	3,28	4,45			4,70	5,81	8,08	2,38	7,08
	180	80	100	3,28	4,45			4,70	5,81	8,08	2,38	7,08
	200	80	120	3,28	4,45			4,70	5,81	8,08	2,38	7,08
	220	80	140	3,28	4,45			4,70	5,81	8,08	2,38	7,08
	240	80	160	3,28	4,45			4,70	5,81	8,08	2,38	7,08
	260	80	180	3,28	4,45			4,70	5,81	8,08	2,38	7,08
	280	80	200	3,28	4,45			4,70	5,81	8,08	2,38	7,08
	300	100	200	3,28	4,45			5,21	6,32	10,10	2,38	7,08
	320	100	220	3,28	4,45			5,21	6,32	10,10	2,38	7,08
	340	100	240	3,28	4,45			5,21	6,32	10,10	2,38	7,08
	360	100	260	3,28	4,45			5,21	6,32	10,10	2,38	7,08
	380	100	280	3,28	4,45			5,21	6,32	10,10	2,38	7,08
400	100	300	3,28	4,45	5,21	6,32	10,10	2,38	7,08			
440	100	340	3,28	4,45	5,21	6,32	10,10	2,38	7,08			
480	100	380	3,28	4,45	5,21	6,32	10,10	2,38	7,08			
520	100	420	3,28	4,45	5,21	6,32	10,10	2,38	7,08			

Essendo la sollecitazione riferita ad un'azione sismica si adottano i seguenti coefficienti, e resistenze di progetto delle viti a taglio,

$$k_{mod} = 1,10$$

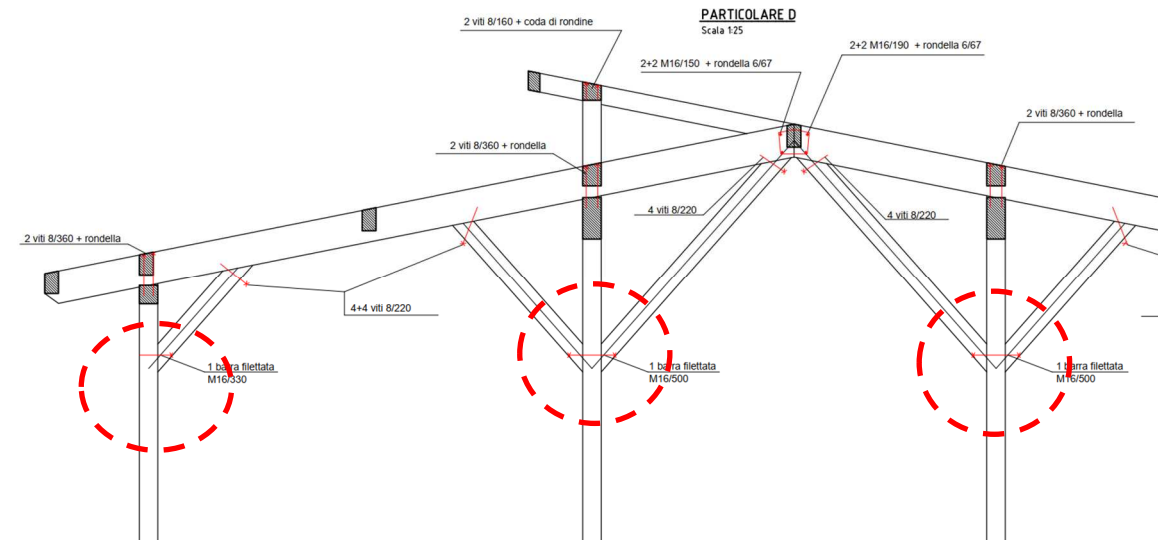
$$\gamma_M = 1,50$$

$$R_{v,d} = 3,26 \text{ kN (singolo collegamento)}$$

$$R_{v,d} = 2 \cdot 3,26 = 6,52 \text{ kN} > V_{Ed} = 5,29 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Verifica Soddisfatta}$$

## Collegamento Pilastro – SLETTE 160x160 mm

Il collegamento della trave con la testa del pilastro è realizzato mediante 2 Viti 8x360 mm con rondella, di cui di seguito si riporta la verifica.



### Stato di sollecitazione

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - LEGNO + VERIFICA S.L.E.																		
VERIFICHE ASTE IN LEGNO																		
DATI DI	Fili	Quota	Trat	Cmb	N Sd	MxSd	MySd	VxSd	VySd	T Sd	cn	cmx	cmY	tx	ty	rMt	Rapp.	Rapp.
ASTA	N.ro	(m)	to	N.r	(kg)	(kg*m)	(kg*m)	(kg)	(kg)	(kg*m)				(kg/cmq)			Fless	Taglio
Sez.N.	939	82	4,38	37	2511	0	0	0	4	0	10	0	0	0	0	0	0,06	0,00
Legno	GL24h	qn=	-S	37	2506	1	0	0	0	0	10	0	0	0	0	0	0,06	0,00
Asta:	298	16	3,21	37	2500	0	0	0	-4	0	10	0	0	0	0	0	0,06	0,00
Instab.:	l=	141,0	h*1=	141,0	2506	1	0	KoC=1,00	KoM=1,00	Rx=0,07	Ry=0,07	Wmax/rel/lim=	15,56	0,01			9,40	mm

la componente tagliante agente sul collegamento risulta pari a,

$$V_{Ed} = N_{Ed} \cdot \cos 45^\circ = 25,11 \times 0,707 = 17,75 \text{ kN}$$

Essendo la sollecitazione riferita ad un'azione sismica si adottano i seguenti coefficienti, e resistenze di progetto delle viti a taglio,

$$k_{mod} = 1,10$$

$$\gamma_M = 1,50$$

$$R_{v,d} = 21,46 \text{ kN (collegamento bullonato)}$$

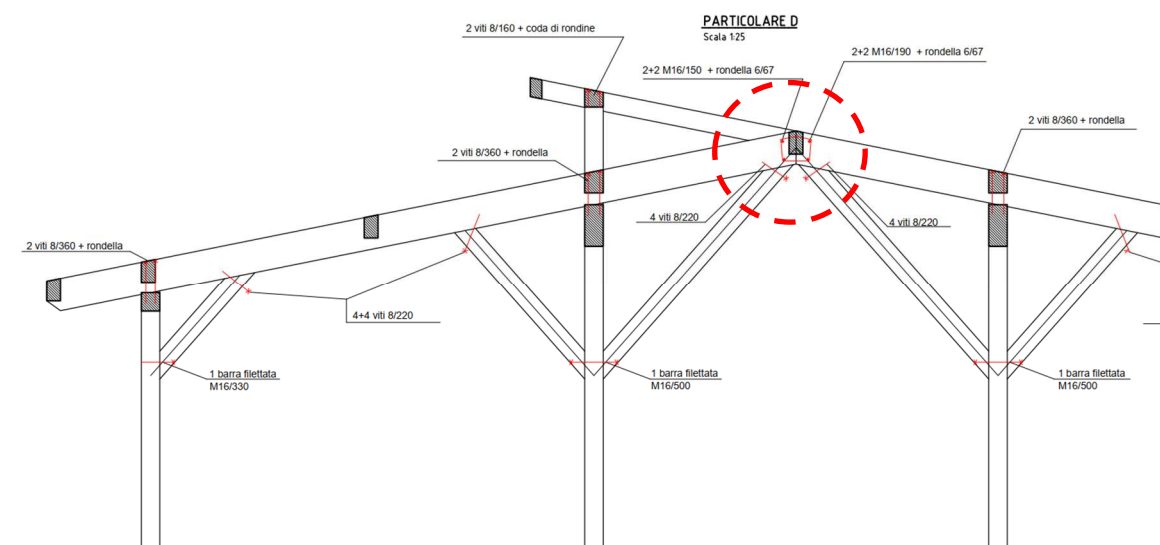
$$R_{v,d} = 21,46 \text{ kN} > V_{Ed} = 17,75 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Verifica Soddisfatta}$$

## Verifica collegamento centrate travi principali.

Nel caso specifico si esegue la verifica del collegamento tra le due travi principali realizzato mediante una piastra di unione metallica interposta al loro interno mediante il software di calcolo IDEASTatica CONNECTION.

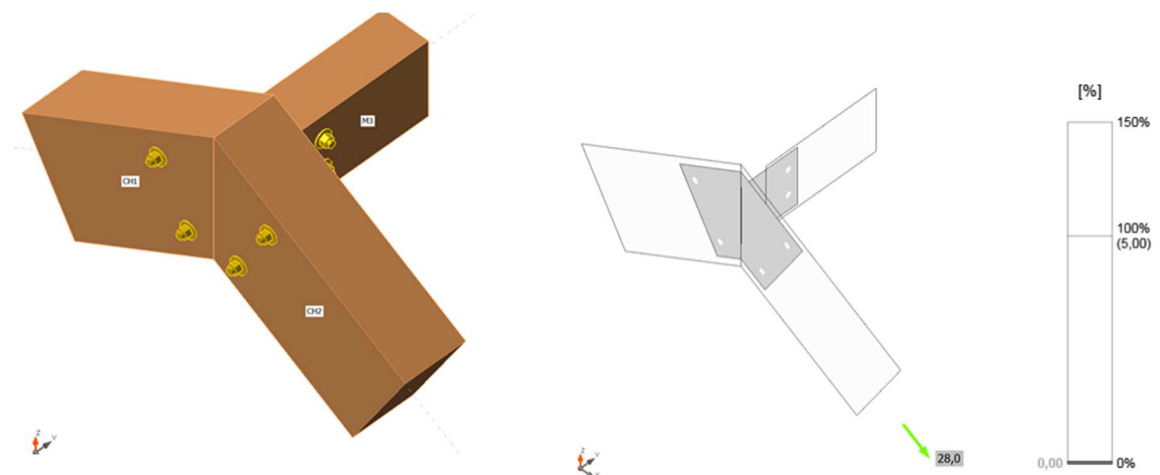
Per come è configurata la geometria della struttura tale tipologia di collegamento risulta scarica nei confronti dei carichi verticali, mentre il collegamento risulta sollecitato nei confronti dei carichi orizzontali, per cui di seguito si esegue la verifica di tale elemento applicando il massimo sforzo normale di trazione riscontrato nel modello di calcolo per tali elementi.

Di seguito si riportano le verifiche di tale tipologia di collegamento.



### Azioni sollecitante

$$N_{Ed} = 28, \text{ kN}$$



## Sezioni

Nome	Materiale
1 - Legno rettangolo 160/280	Basic
2 - Legno rettangolo 120/200	Basic

## Bulloni

Nome	Assieme bullone	Diametro [mm]	fu [MPa]	Superficie lorda [mm <sup>2</sup> ]
M16 8.8	M16 8.8	16	800,0	201

## Effetti del carico

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	CH1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	CH2	28,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

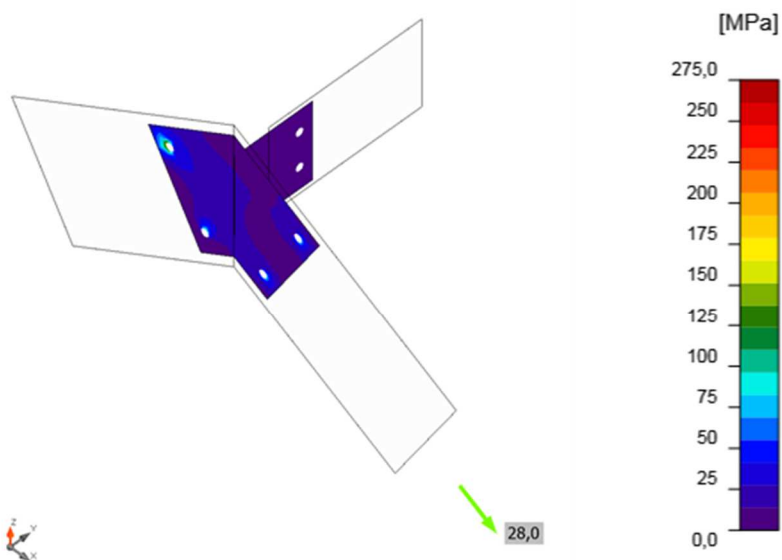
## Verifica

### Resistenza di progetto dell'unione

Carichi	Resistenza [%]
LE1	425,0

## Riassunto

Nome	Valore	Stato
Piastre	0,0 < 5,0%	OK
Saldature	1,1 < 100%	OK



Sforzo equivalente, LE1

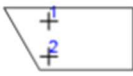
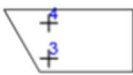
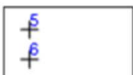
## Piastre

Nome	Spessore [mm]	Carichi	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pI}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Stato
GUSST1	10,0	LE1	135,6	0,0	0,0	OK
GUSST2	10,0	LE1	5,9	0,0	0,0	OK

### Dati Progetto

Materiale	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S 275	275,0	5,0

### Bulloni - legno

	Nome	Carichi	V [kN]	$\alpha$ [°]
	B1	LE1	14,2	25,3
	B2	LE1	8,4	46,1
	B3	LE1	7,0	0,0
	B4	LE1	7,0	0,0
	B5	LE1	0,0	8,1
	B6	LE1	0,0	38,7

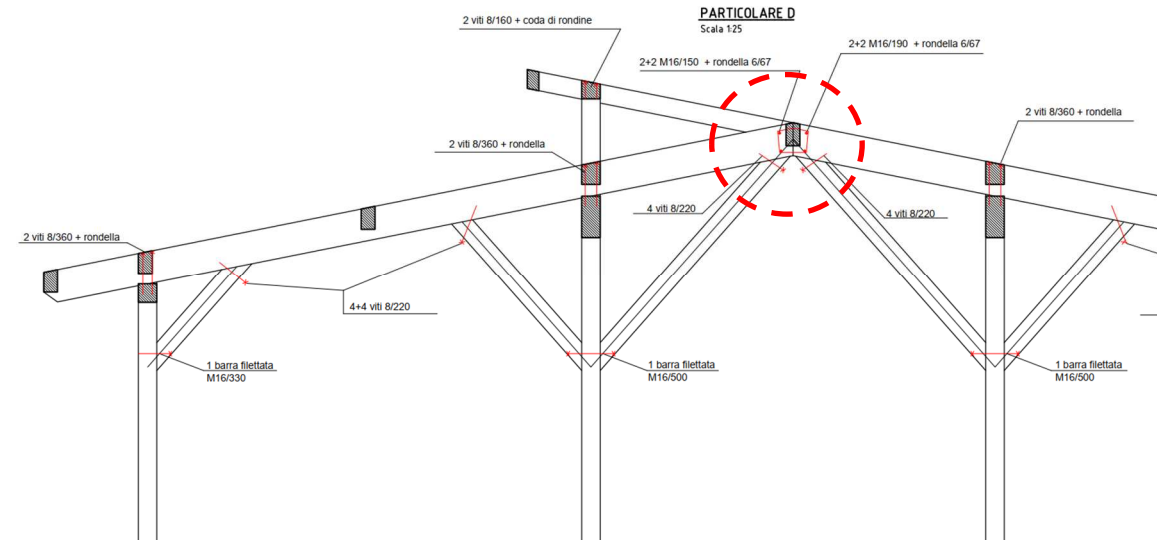
### Saldature

Elemento	Bordo	Spess. gola [mm]	Lunghezza [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pI}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Stato
GUSST1	GUSST2	▲ 8,0 ▼	180	LE1	4,5	0,0	0,1	-2,6	-0,2	1,1	0,4	OK
		▲ 8,0 ▼	180	LE1	4,4	0,0	0,0	2,6	-0,1	1,1	0,4	OK

## Verifica collegamento travetto di copertura su nodo centrale

Nel caso specifico si esegue la verifica del collegamento del travetto che converge nel nodo centrale delle due travi principali realizzato mediante una piastra di unione metallica interposta al loro interno mediante il software di calcolo IDEASTatica CONNECTION.

Di seguito si riportano le verifiche di tale tipologia di collegamento.

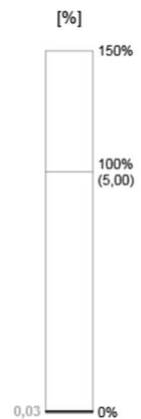
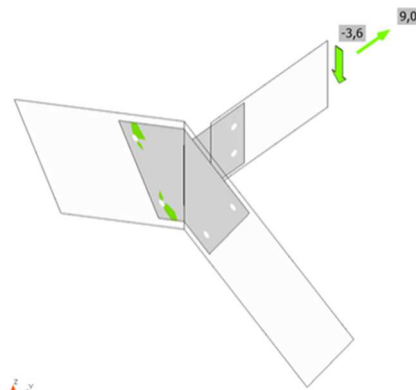


### Azioni sollecitanti Travetto

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - LEGNO + VERIFICA S.L.E.

VERIFICHE ASTE IN LEGNO

DAI DI	Fili	Quota	Trat	Cmb	N Sd	MxSd	MySd	VxSd	VySd	T Sd	cn	cmx	cmY	tx	ty	tMt	Rapp. Fless	Rapp. Taglio
ASTA	N.ro	(m)	to	N.r	(kg)	(kg*m)	(kg*m)	(kg)	(kg)	(kg*m)				(kg/cmq)				
Ser.N.	939	47	5,36	1	874	0	0	0	364	1	3	0	0	0	2	0	0,03	0,13
Legno	GL24h	qm=-	-170	1	874	338	0	0	0	1	3	50	0	0	0	0	0,34	0,00
Asta:	361	48	5,36	1	874	0	0	0	-364	1	3	0	0	0	2	0	0,03	0,13
Instab.:	l=	371,0	A*l=	371,0	874	338	0	KcC=1,00	KcM=1,00	Rx=0,37	Ry=0,27	Wmax/rel/lim=	9,60	6,93	24,73	mm		



### Sezioni

Nome	Materiale
1 - Legno rettangolo 160/280	Basic
2 - Legno rettangolo 120/200	Basic

## Bulloni

Nome	Assieme bullone	Diametro [mm]	fu [MPa]	Superficie lorda [mm <sup>2</sup> ]
M16 8.8	M16 8.8	16	800,0	201

## Effetti del carico

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	CH1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	CH2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M3	9,0	0,0	-3,6	0,0	0,0	0,0

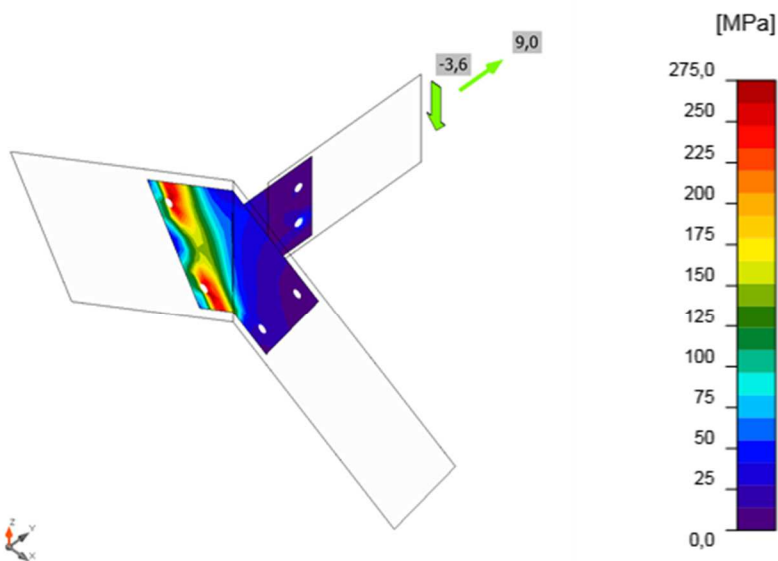
## Verifica

### Resistenza di progetto dell'unione

Carichi	Resistenza [%]
LE1	192,7

### Riassunto

Nome	Valore	Stato
Piastre	0,0 < 5,0%	OK
Saldature	15,5 < 100%	OK



Sforzo equivalente, LE1

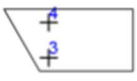
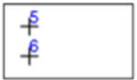
### Piastre

Nome	Spessore [mm]	Carichi	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Stato
GUSST1	10,0	LE1	273,2	0,0	0,0	OK
GUSST2	10,0	LE1	69,2	0,0	0,0	OK

### Dati Progetto

Materiale	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S 275	275,0	5,0

### Bulloni - legno

	Nome	Carichi	V [kN]	$\alpha$ [°]
	B1	LE1	13,8	3,7
	B2	LE1	14,7	3,1
	B3	LE1	0,0	5,2
	B4	LE1	0,0	5,2
	B5	LE1	1,5	38,1
	B6	LE1	5,7	9,1

### Saldature

Elemento	Bordo	Spess. gola [mm]	Lunghezza [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pI}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Stato
GUSST1	GUSST2	▲ 8,0 ▼	180	LE1	62,7	0,0	31,9	-7,2	-30,3	15,5	5,0	OK
		▲ 8,0 ▼	180	LE1	44,4	0,0	23,2	-6,3	21,0	11,0	5,3	OK



**13 La fondazione a platea con fibre sintetiche non risulta rispettare i requisiti indicati al par. 7.2.5 delle NTC2018: chiarire nel merito, esplicitare le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) e riportare le valutazioni sulle interferenze con le alte fondazioni in adiacenza;**

L'utilizzo di una platea con fibre sintetiche è stato dettato dalla necessità di minimizzare il quantitativo di acciaio nella porzione di fabbricato in cui sarà installato il macchinario per la risonanza magnetica. Tuttavia, tale adozione progettuale come evidenziato non comporta il rispetto del requisito prescrittivo, e non prestazionale, del quantitativo minimo di armatura da disporre nelle platee di fondazione, per cui al fine di rispettare tale prescrizione si rivede la progettazione della platea di fondazione la quale sarà realizzata di spessore 25 cm con una doppia maglia di armatura  $\varnothing 8/15 \times 15$ , la quale sarà sormontata da un'ulteriore getto in calcestruzzo fibrorinforzato (non strutturale) dello spessore di 10 cm il quale fungerà da schermatura delle armature sottostanti.

Di seguito si riporta la verifica dell'armatura minima di progetto della platea ai sensi del par. 7.2.5 in seguito all'aggiornamento progettuale appena descritto.

spessore soletta = 25 cm

armatura progetto =  $\varnothing 8/15 \times 15 = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$

armatura minima =  $0,001 \times (25 \times 100) = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$

$3,35 \text{ cm}^2/\text{m} > 2,5 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow$  Verifica Soddisfatta

A seguito di tale variazione della struttura di fondazione si allegano alla presente la relazione di calcolo aggiornata con relativi tabulati di calcolo aggiornati contenenti le verifiche della platea di fondazione e l'elaborato grafico progettuale della struttura di fondazione aggiornato.

Come si può evincere dall'elaborato grafico aggiornato si osserva che le fondazioni dei fabbricati adiacenti non risultano interferenti tra loro: sono accostate ma non collegate strutturalmente.

**14 Produrre verifica dei tamponamenti ai sensi del par. 7.2.3 delle NTC e C.7.2.3 della Circolare 2019 e specificare come sono collegati alla struttura e se influenzano la risposta strutturale;**

Come già specificato nel punto 11 i tamponamenti esterni realizzati con semplici tavole con orientamento verticale e collegate da una singola vite per estremo, escluse le pareti in telai leggeri, non influenzano la risposta strutturale nei confronti delle azioni orizzontali, il quanto il tipo di vincolamento adottato presenta una labilità e la trave di baraccatura a cui sono fissati essendo vincolata con due cerniere alle estremità non influenza il comportamento della struttura nei confronti delle azioni orizzontali.

I collegamenti tra i montanti dei pannelli e il telaio principale devono garantire la stabilità del pannello per le azioni fuori dal piano.

Considerando che i tamponamenti esterni sono realizzati tavolati di legno massiccio classe C18 di spessore 25 mm con massa pari a  $8 \text{ kg/m}^2$ , l'azione sismica sui tamponamenti risulta pari a,

$$a_g/g = 0,160$$

$$S = 1,452$$

$$F_o = 2,579$$

$$S_a = 0,60$$

$$W_a = 0,08 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 2$$

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a = 0,024 \text{ kN/m}^2$$

considerando una larghezza delle tavole in legno di 200 mm, lo stato di sollecitazione agente sulla singola tavola di legno risulta pari a,

$$q = F_a \cdot 0,20 = 0,0048 \text{ kN/m}$$

$$L_{\text{calcolo}} = 2,70 \text{ m}$$

$$M_{\text{Ed}} = q \cdot L_{\text{calcolo}} / 8 = 0,0044 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Ed}} = q \cdot L_{\text{calcolo}} / 2 = 0,0065 \text{ kN}$$

Essendo la sollecitazione sismica di tipo istantaneo, la tensione limite di progetto del legno di classe C18 risulta pari a,

$$k_{\text{mod}} = 1,10$$

$$\gamma_M = 1,50$$

$$f_{m,k} = 180,0 \text{ MPa}$$

$$f_{v,k} = 3,4 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = (k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}) / \gamma_M = 13,20 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = (k_{\text{mod}} \cdot f_{v,k}) / \gamma_M = 2,49 \text{ MPa}$$

per cui lo stato di verifica del tavolato ligneo risulta,

$$A = 200 \cdot 25 = 5000 \text{ mm}^2$$

$$W_{\text{el}} = 200 \cdot 25^2 / 6 = 20833 \text{ mm}^3$$

$$\tau_d = 1,5 V_{\text{Ed}} / A = 0,002 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} = M_{\text{Ed}} / W_{\text{el}} = 0,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 0,023 < 1 \rightarrow \text{Verifica Soddisfatta}$$

$$\tau_d / f_{v,d} = 0,0001 < 1 \rightarrow \text{Verifica Soddisfatta}$$

come si evince il carico agente sul tavolato per effetto delle azioni sismiche è molto modesto, come elemento di collegamento si prevede l'utilizzo per lato di una singola vite M4 (si rimanda alla tabella riportata al punto 7 per i dati tecnici di resistenza del collegamento assunto), la cui verifica risulta,

$$\begin{aligned}
 k_{\text{mod}} &= 1,10 \\
 \gamma_M &= 1,50 \\
 R_{\text{ax,k}} = 2,56 \text{ kN} &\rightarrow R_{\text{ax,d}} = 1,87 \text{ kN} > V_{\text{Ed}} = 0,0065 \text{ kN} \rightarrow \text{Verifica Soddisfatta} \\
 R_{\text{v,k}} = 1,07 \text{ kN} &\rightarrow R_{\text{v,d}} = 0,78 \text{ kN} > V_{\text{Ed}} = 0,0065 \text{ kN} \rightarrow \text{Verifica Soddisfatta}
 \end{aligned}$$

### 15 Produrre verifica dei pannelli di copertura;

La copertura sarà realizzata con pannelli termoisolanti grecati in lamiera di acciaio di tipo commerciale. Si osserva che l'interasse massimo tra i travetti di supporto dei pannelli di copertura è pari a  $L = 1,90\text{m}$ . Si riporta l'analisi dei carichi per la copertura.

Solaio di Copertura		Contemporaneità con sisma
Peso proprio pannello sandwich	= 0,20 kN/m <sup>2</sup>	1,00
Pesi proprio portati	= 0,30 kN/m <sup>2</sup>	1,00
<b>Totale carichi permanenti</b> = 0,50 kN/m <sup>2</sup>		
Sovraccarichi coperture manutenzione (Cat. H)	= 0,50 kN/m <sup>2</sup>	0,00
Sovraccarichi carico Neve	= 0,80 kN/m <sup>2</sup>	0,00

Il carico distribuito considerando una fascia di larghezza pari ad 1 metro è:

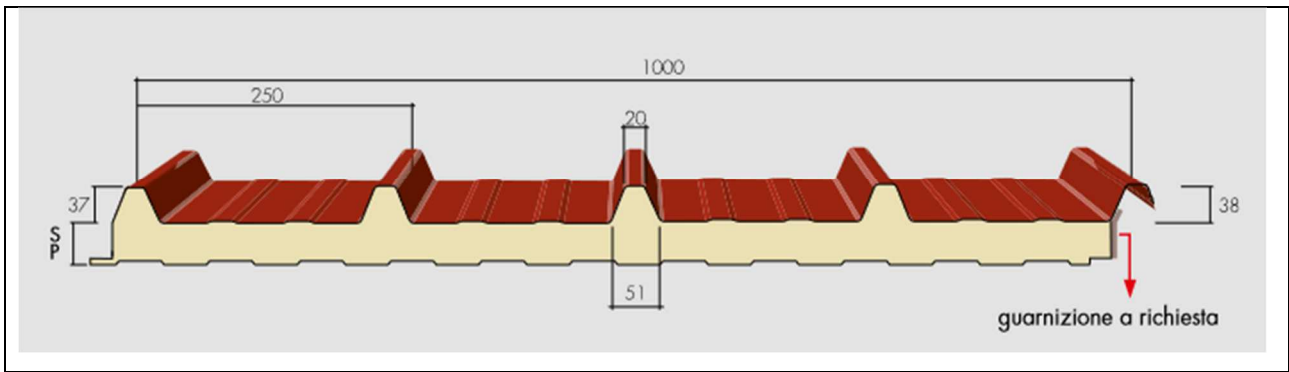
$$q_{\text{SLU,d}} = 1,3 * 0,20 + 1,5 * 0,30 + 1,5 * 0,80 + 0 * 0,50 = 1,91 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max SLU}} = q_{\text{SLU}} * L^2 / 8 = 1,91 * 1,90^2 / 8 = 0,86 \text{ kNm}$$

Ipotesizzando di utilizzare un pannello sandwich in poliuretano e lamiera di acciaio, spessore 40mm con 5 greche tipo Lattonedil.

Si ottiene che il carico massimo a cui resiste il pannello su una luce di 1,90 m è pari a

$$q_{\text{max SLU}} = 160 * 2,0^2 / 1,90^2 = 219 \text{ Kg/m} = 2,19 \text{ kN/m} > q_{\text{SLU,d}} = 1,91 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Verificato}$$



Proprietà statiche (kg/m<sup>2</sup>)

CAMPATA SINGOLA  $\triangle$   $\ell$   $\triangle$

**Facciata ESTERNA:**  
Acciaio 0,4 mm  
**Facciata INTERNA:**  
Acciaio 0,4 mm

SPESSORE PANNELLO (mm)	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	PESO (Kg/m <sup>2</sup> )
<b>30</b>	250	195	105	70							<b>7,42</b>
<b>40</b>	290	200	135	90	65						<b>7,80</b>
<b>50</b>	315	230	160	115	85	65					<b>8,18</b>
<b>60</b>	370	275	195	145	110	85	60				<b>8,56</b>
<b>80</b>	485	360	265	200	155	120	95	70	50		<b>9,32</b>
<b>100</b>	595	445	340	260	200	160	125	105	80	60	<b>10,08</b>
<b>120</b>	710	530	420	320	250	195	160	130	105	85	<b>10,84</b>
<b>150</b>	880	655	520	410	325	260	210	170	145	120	<b>11,98</b>
<b>160</b>	935	700	555	445	350	280	225	185	155	130	<b>12,36</b>
<b>180</b>	975	725	580	480	400	320	260	215	180	150	<b>13,12</b>
<b>200</b>	1000	745	595	495	420	360	295	245	205	170	<b>13,88</b>

Larghezza efficace appoggio: 120 mm

Calcolo per dimensionamento statico eseguito secondo quanto contenuto nell'Allegato E della norma UNI EN 14509. Limite di freccia normale: 1/200  $\ell$ .

16 TUNNEL: Con riferimento alla struttura del tunnel, trasmettere l'asseverazione MUR A1/D1: si ricorda che come indicato nella DGR 2272/2016 al par. 1.3, per gli interventi privi di rilevanza ai fini sismici rimane fermo l'obbligo dell'osservanza delle NTC 2018 (anche per azioni sismiche).

Si allega l'asseverazione MUR A1/D1 per il fabbricato Tunnel Fieno come richiesto.

## 17 ALLEGATI

documento	descrizione
CarrzzRelGeolVar 22	Relazione geologica/geotecnica
GEOTECNICA_R1	Relazione integrativa specialistica Geotecnica
ARC21-03a-RC_Carrozzo_ 4box Cavalli_INT	Aggiornamento relazione di Calcolo di Fabbricato per n. 4 box Cavalli
allegato VERIFICA PLATEA n4box	Aggiornamento Verifica platea in c.a. per Fabbricato per n. 4 box Cavalli
tavola_S01_struttura 4 BOX-R2-INTEGRAZIONI	Aggiornamento Tavola S01: Fabbricato n.4 box
ARC21-03a-RC1_Fabbricato sala medica e n.12 box cavalli_R1	Aggiornamento relazione di Calcolo di Fabbricato sala medica e n.12 box cavalli
Tavola S-02A_R1_Strutture di fondazione_Piante e sezioni	Aggiornamento Tavola S-02A: sala medica e n.12 box cavalli
Tavola S-02B_R1_Strutture in elevazione_Piante	Aggiornamento Tavola S-02B: sala medica e n.12 box cavalli
Tavola S-02C_R1_Strutture in elevazione_Sezioni e prospetti	Aggiornamento Tavola S-02C: sala medica e n.12 box cavalli
Tavola S-02D_R1_Strutture in elevazione_Dettagli	Aggiornamento Tavola S-02B: sala medica e n.12 box cavalli
ARC21-03a-RC_Carrozzo_TUNNEL FIENO_r2_INT	Aggiornamento relazione di Calcolo di Fabbricato tipo TUNNEL FIENO
PAGAMENTI SISMICA	Ricevute di pagamento dei rimborsi forfettari
MUR A.1-D.1-marzo2021TUNNEL FIENO	Modello Unificato A1-D1 per Tunnel Fieno

Bagnacavallo, 22 agosto 2022

Il Tecnico

Arch. Giovanni Verlicchi