

PROPRIETÀ: COMUNI DI CESENATICO, GATTEO, GAMBETTOLA, LONGIANO, MONTIANO E RONCOFREDDO

UBICAZIONE: COMUNI DI CESENATICO, GATTEO, GAMBETTOLA, LONGIANO, MONTIANO E RONCOFREDDO

OGGETTO: PISTA CICLABILE LUNGO IL TORRENTE RIGOSSA NEI COMUNI DI CESENATICO, GATTEO, GAMBETTOLA, LONGIANO, MONTIANO E RONCOFREDDO
BANDO DI FINANZIAMENTO "PR FESR 2021-2027 - AZIONE 2.8.1: BANDO PER FAVORIRE LA REALIZZAZIONE DI PISTE CICLABILI E PROGETTI DI MOBILITA' DOLCE E CICLOPEDONALE" DI CUI ALLA DELIBERA DI GIUNTA REGIONALE 658 DEL 27/04/2023
CUP: D51B23000230006

CONTENUTO: Relazione di calcolo strutturale
Passerella lignea

PROGETTISTA: RTI COSTITUITA DA: ING. MARCO NORI (CAPOGRUPPO),
DOTT. LORIS VENTURINI, (MANDATARIO), MONITORA SAS (MANDATARIO)

P.F.T.E.

Data 10/03/2025

ELABORATO

2.3

FIRMA COMMITTENTE/I

TIMBRO E FIRMA PROGETTISTA

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono le strutture portanti costituenti l'impalcato della passerella ciclo-pedonale sul Rio Rigossa in Comune di Gambettola (FC). Si tratta di un ponte di terza categoria costituito da due travi principali rettilinee 16 x 128 cm collegate tra loro da telai metallici irrigidenti ogni 2 metri circa, travetti 10x16 posti ad interasse circa 50 cm e sopra tavolato di calpestio in larice da 6x14 posato distanziato 1 cm per il deflusso delle acque meteoriche. Il manufatto meglio si evince dagli elaborati grafici a corredo della presente relazione.

ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

La presente relazione riguarda la realizzazione di una nuova passerella e si omette il contenuto di tale paragrafo.

ANALISI STORICO-CRITICA

La presente relazione riguarda la realizzazione di una nuova passerella e si omette il contenuto di tale paragrafo.

ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

La presente relazione riguarda la realizzazione di una nuova passerella e si omette il contenuto di tale paragrafo.

DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA

Le strutture nel loro complesso vengono schematizzate singolarmente, dall'orditura minuta alla principale, secondo le aree di influenza di pertinenza e nel rispetto delle combinazioni di carico necessarie a considerare tutte le casistiche come riportato sulle NTC con i coefficienti di competenza contenuti nelle tabelle 5.1.IV, 5.1.V, 5.1.VI. Le schematizzazioni di seguito riportate sono relative alla sola struttura dell'impalcato ed i risultati di seguito riportati dovranno servire come traccia al progettista delle strutture in c.a. per l'esecuzione delle verifiche di sua competenza.

CRITERI ADOTTATI PER LE MISURE DI SICUREZZA E METODI DI CALCOLO

Il calcolo dell'intera struttura è stato effettuato con il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo le prescrizioni contenute nel D.M. del 17/01/2018, nell'Eurocodice 5 (UNI EN 1995-1-1:2005) e nella CNR-DT 206-R1-2018 (vedi i paragrafi "Norme di riferimento cogenti" e "Altre norme e documenti tecnici integrativi" per i riferimenti completi).

I coefficienti di sicurezza utilizzati per le verifiche agli SLU, assunti sulla base delle indicazioni del D.M. del 17/01/2018, sono riportati in Tabella 1, suddivisi per tipologia di materiale e fanno riferimento alla colonna "A". Vista la tipologia di manufatto si decide a favore di sicurezza l'esclusione della colonna "B" (vedi tabella 4.4.III NTC2018). Per chiarezza si allega stralcio NTC della tabella:

Tabella B-5 - Coefficienti parziali per le proprietà dei materiali (γ_M) – NTC 2018

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

Il coefficiente γ_M da utilizzare è quello riportato nella colonna A. Si può utilizzare il valore riportato nella colonna B solo per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del materiale dal quale risulti un coefficiente di variazione (COV) della resistenza non superiore al 15%.

Tabella 1 Coefficienti di sicurezza impiegati nelle verifiche agli SLU

Materiale	γ_M
Legno massiccio	1,50
Legno lamellare	1,45
Connessioni legno	1,50
Acciaio da carpenteria	1,05
Acciaio da CA	1,15
Calcestruzzo	1,50

Le sollecitazioni di progetto indotte dai pesi propri, dai carichi permanenti, dai sovraccarichi generati da azioni variabili da traffico, neve e vento, oltre alle sollecitazioni indotte dall'azione sismica, sono state tutte calcolate secondo quanto riportato nel D.M. del 17/01/2018.

QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO

NORME DI RIFERIMENTO COGENTI

1. D.M. del 17 Gennaio 2018. "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni".
2. Circolare Ministeriale del 21 Gennaio 2019. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17 Gennaio 2018.

ALTRE NORME E DOCUMENTI TECNICI INTEGRATIVI

3. CNR-DT 206-R1-2018. "Istruzioni per la Progettazione, Esecuzione e Controllo delle Strutture in Legno".
4. CNR-UNI 10011:1997. "Istruzioni per il Calcolo, l'Esecuzione, il Collaudo e la Manutenzione delle Costruzioni in Acciaio".
5. EN 1995-1-1:2009: Eurocode 5 - Design of timber structures - General - Common rules and rules for buildings.

6. EN 1995-1-2:2005: Eurocode 5 - Design of timber structures - General - Structural fire design.
7. EN 1998-1:2005: Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - General rules, seismic actions and rules for buildings.
8. UNI EN 338:2009: Structural Timber – Strength Classes.
9. UNI EN 14080:2013: Timber Structures – Glued Laminated Timber and Glued Solid Timber.

LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

La presente relazione riguarda la realizzazione di una nuova struttura e si omette il contenuto di tale paragrafo.

AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE

Le azioni derivanti dal carico da traffico, neve, vento e sisma vengono schematizzati come carichi agenti sull'impalcato. Per la definizione delle azioni e delle combinazioni utilizzate si rimanda alla relazione di calcolo. Le combinazioni sono effettuate secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite considerando le azioni definite dalle normative citate. In particolare le combinazioni utilizzate per la struttura nel suo complesso sono indicate di seguito:

- **STATI LIMITE ULTIMI**

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot (\psi_{0,i} \cdot Q_{ki})$$

Con:

G_1 carichi permanenti strutturali

G_2 carichi permanenti non strutturali

Q carichi variabili da traffico (vedi paragrafi successivi)

Q_i carichi variabili (neve, vento, ecc.)

e

$\gamma_{G1} = 1.35$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_{G2} = 1.5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_Q = 1.35$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_{Qi} = 1.5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

- **STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Combinazioni rare $F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0,i} \cdot Q_{ki})$

Combinazioni frequenti $F_d = G_1 + G_2 + \psi_{1,i} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot (\psi_{2,i} \cdot Q_{ki})$

Combinazioni quasi permanenti $F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot (\psi_{2,i} \cdot Q_{ki})$

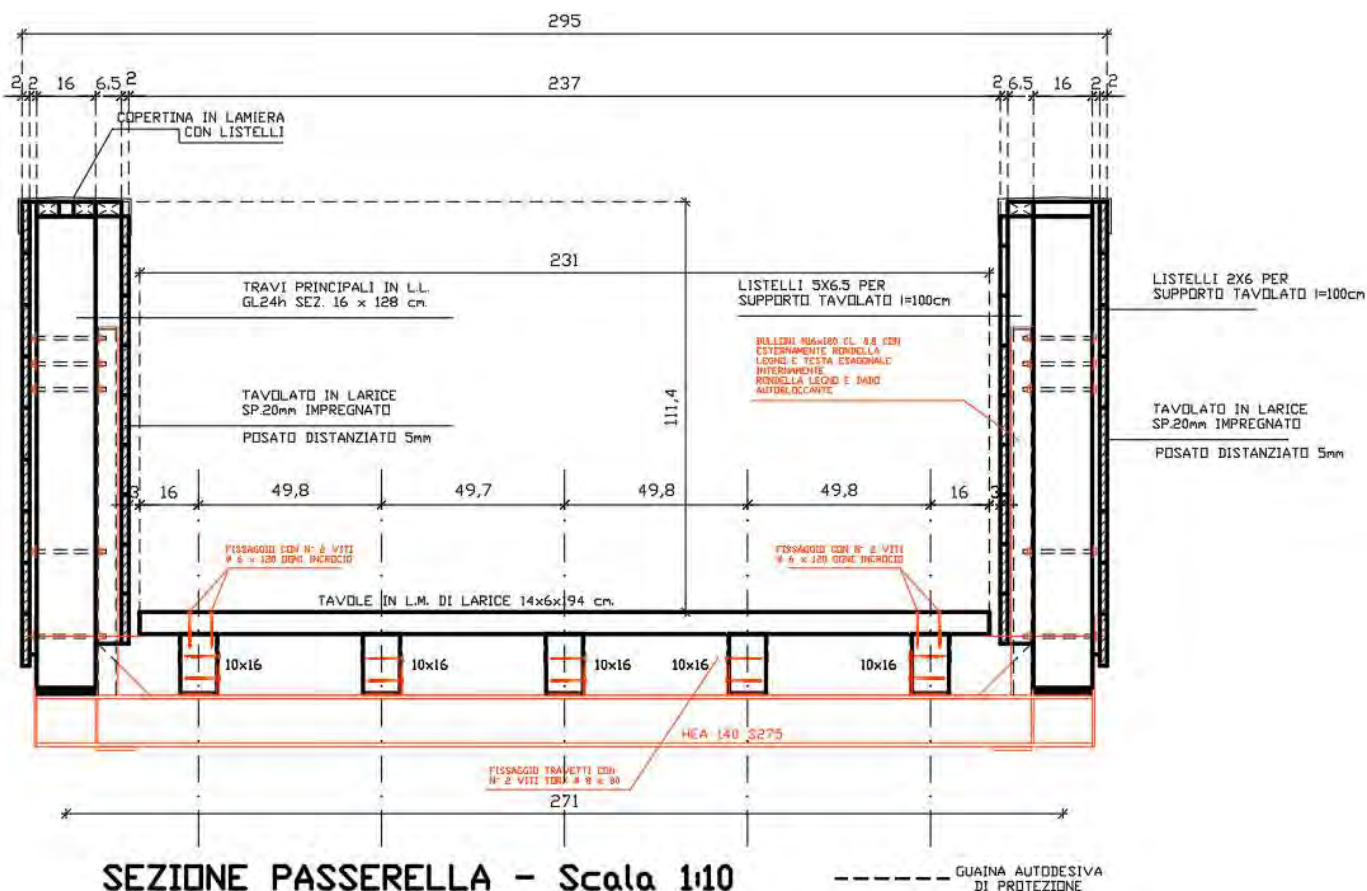
I valori dei coefficienti ψ per le azioni di progetto considerati sono indicati in Tabella 2

Tabella 2 Valori dei coefficienti ψ

Azioni	Gruppo di azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni da traffico	3 ponti 3° categoria	0.00	0.00	0.00
	4 ponti in zona urbana	-	0.75	0.00
Vento	SLU, SLE	0.60	0.20	0.00
Neve	SLU, SLE	0.00	0.00	0.00

Per le passerelle pedonali, inquadrare come ponti di 3° categoria, occorre inoltre evidenziare che al Capitolo 5.1.3.3.4 delle NTC sono da considerarsi i soli carichi associati allo schema di carico 5 “folla compatta”. Sul manufatto dovrà essere applicato un contrassegno permanente, chiaramente visibile, indicante la categoria e l’anno di costruzione. L’accesso ai ponti di 3° categoria di carichi differenti da quelli di progetto dovrà essere materialmente impedito. Nel calcolo delle strutture secondarie dell’impalcato occorre considerare il carico associato allo schema di carico 4 (carico isolato pari a 10kN applicati su una superficie di 0.1x0.1 m). L’altezza dei parapetti non potrà essere inferiore a 1.10m. I parapetti dovranno essere calcolati in base ad un’azione orizzontale di 1.5kN/m applicata al corrimano.

Si riportano di seguito le azioni agenti sulla struttura.



ANALISI DEI CARICHI

AZIONI PERMANENTI:

G₁: pesi propri elementi strutturali

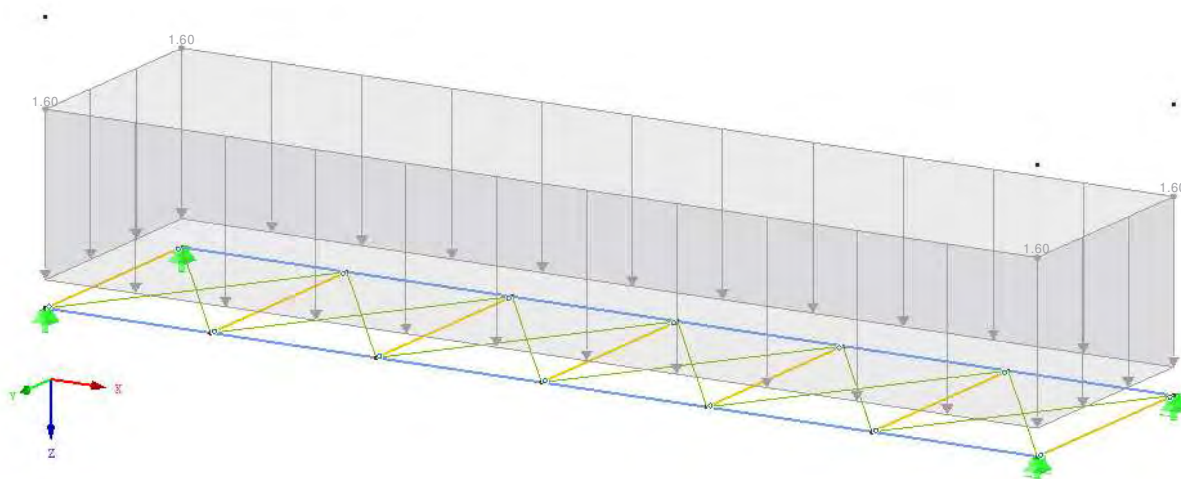
- Travi principali: 0.16x1.28x500x2 / 2.71 = 76 kg/mq
- Travetti: 0.10x0.16x500 / 0.49 = 16 kg/mq
- Traversi: HEA140 24.66 / 1.90 = 13 kg/mq
- Montanti: UPN 120 16.56x1.06x2/1.9 = 19 kg/mq
- Tavolato calpestio: 0.06x600 = 36 kg/mq
- **TOTALE G₁** = **160 kg/mq**

G₂: carichi permanenti portati

- Listelli su travi: = 10 kg/mq
- Rivestimento esterno: = 13 kg/mq
- Rivestimento interno: = 13 kg/mq
- Lattonerie ecc.: = 10 kg/mq
- **TOTALE G₂** = **46 kg/mq**

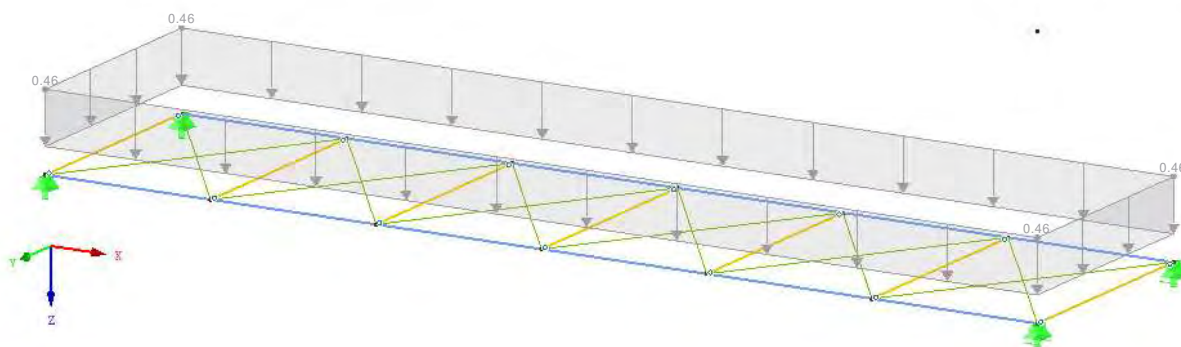
CC1 : G1 - pesi propri strutturali
Carichi [kN/m²]

Isometrico



CC2 : G2 - permanenti portati
Carichi [kN/m²]

Isometrico

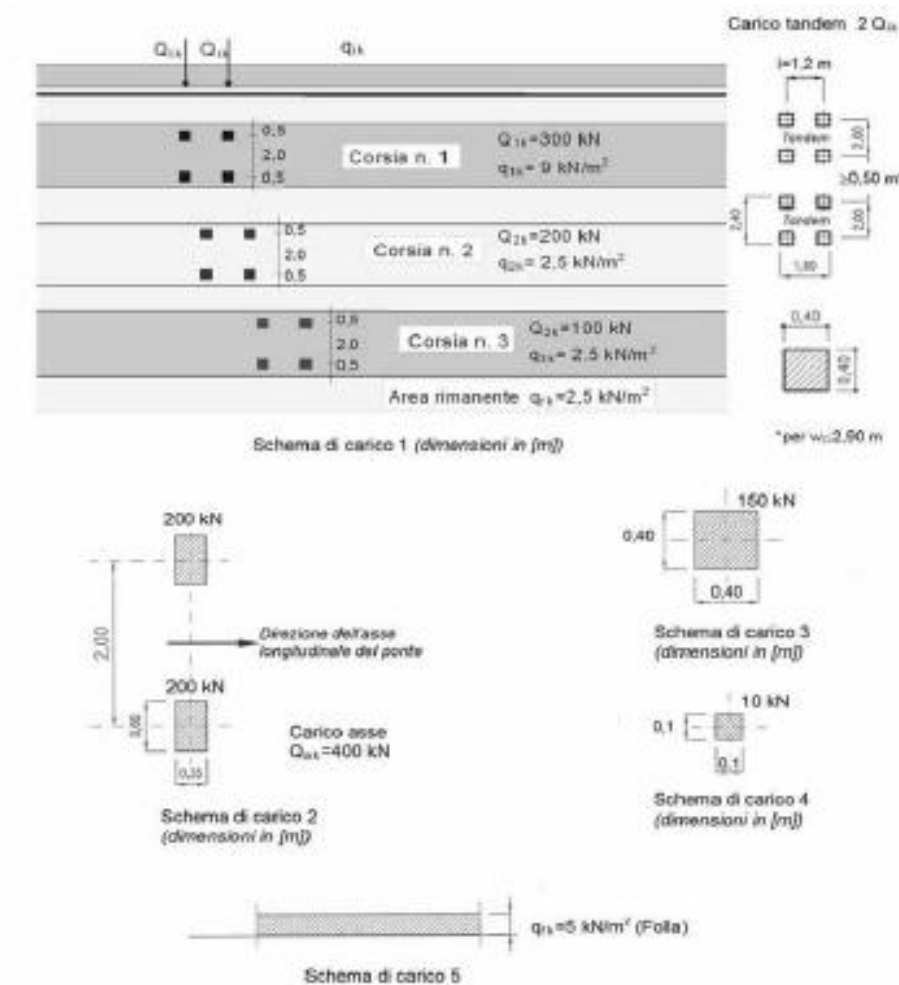


AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Q₁5: Carichi verticali:

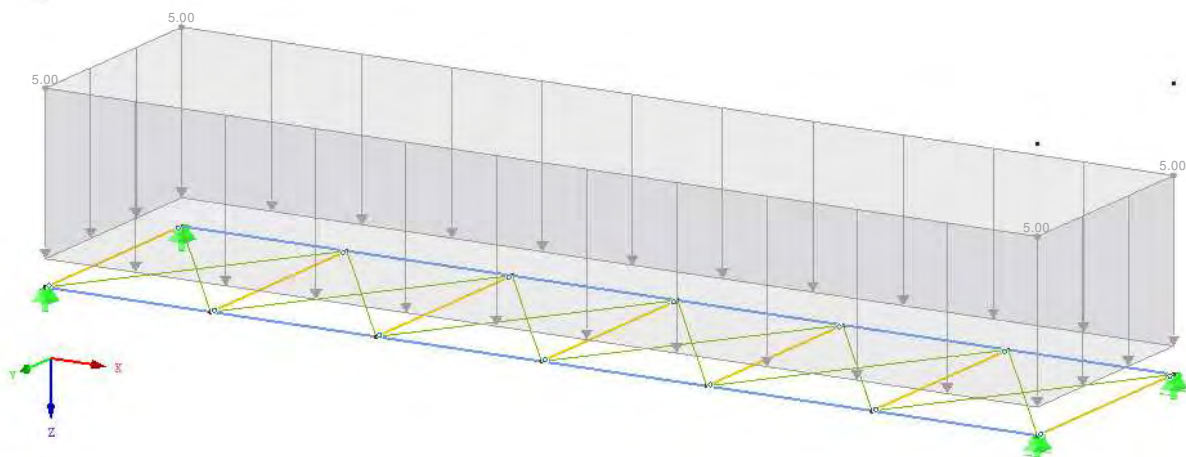
- Schema di carico 5: folla compatta comprensiva degli effetti dinamici = **500Kg/mq**
- Schema di carico 4: carico isolato su impronta 10x10 cm = **1000 Kg**

Lo schema di carico 4 verrà utilizzato per la verifica locale del tavolato, travetti e traverso metallico se risulterà significativo.



CC3 : Folla compatta
Carichi [kN/m²]

Isometrico



QS AZIONE DELLA NEVE

Azione della neve

Carico della neve

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T$$

dove:

q_s : carico neve sulla copertura, il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura

μ_i : coefficiente di forma della copertura

q_{sk} : valore di riferimento del carico di neve al suolo per un tempo di ritorno di 50 anni

C_E : coefficiente di esposizione

C_T : coefficiente termico

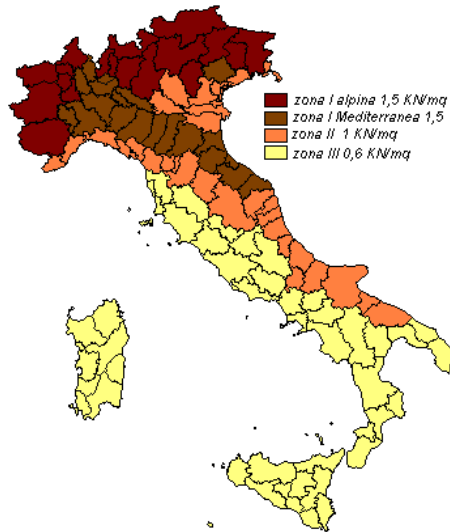
Valore caratteristico neve al suolo

Provincia **Forlì-Cesena**

Zona: **IM** Zona I Mediterranea

a_s **28 m** (s.l.m)

q_{sk} **1,50 kN/m²**



q_{sk}	Zona I alpina	Zona I mediterranea	Zona II	Zona III
$a_s \leq 200$	1,50	1,50	1,00	0,60
$200 > a_s$	$1,39 (1 + (a_s / 728)^2)$	$1,35 (1 + (a_s / 602)^2)$	$0,85 (1 + (a_s / 481)^2)$	$0,51 (1 + (a_s / 481)^2)$

Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta	aree pianeggianti non costruite esposte su tutti i lati	0,90
Normale	aree in cui non c'è una significativa rimozione della neve	1,00
Riparata	aree in cui la costruzione è molto più bassa delle altre	1,10

C_E **1,00**

Coefficiente termico

Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere assunto pari a 1

C_T **1,00**

Coefficiente di forma per le coperture

Angolo inclinazione della falda α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
μ_1	0,80	$0,8 [(60 - \alpha) / 30]$	0
μ_2	$0,80 + 0,80 \alpha / 30$	1,60	-

Tipologia **Una falda**
Angolo **Uguale**

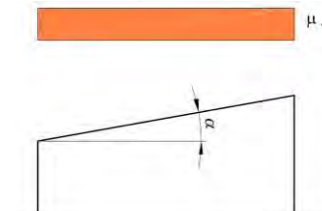
W_{int} **3** $L_c =$ **5**
 L_{int} **12** $C_{e,F} =$ **1,00**

Copertura NON Estesa

α_1 **0,00 °**

α_2 **0,00 °**

$\mu_1(\alpha_1)$ **0,800** $\mu_1(\alpha_1)$ cop. piana **0,800**



Carico della neve

$q_s (\mu_1(\alpha_1))$ **1,20 kN/m²**

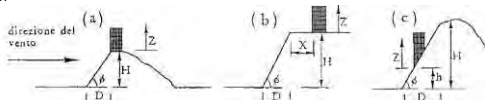
Secondo quanto riportato al §5.1.3.7 delle NTC2018 il carico neve si considera NON concomitante con i carichi da traffico, salvo che per i ponti coperti; quindi l'azione della neve non viene impostata nel modello di calcolo.

QV AZIONE DEL VENTO

Azione del Vento

Dati riferiti al Sito

Zona	Emilia Romagna	
a_s	28 m	Altitudine del sito s.l.m.
Zona	2	
$V_{b,0}$	25 m/s	
a_0	750 m	da NTC 2018 Tab. 3.3.I
k_s	0,450	
c_a	1	Coeff. di altitudine da NTC18 (3.3.1)
T_R	50 anni	Tempo di ritorno
c_r	1,00	$V_r = c_r \cdot V_b$
Topografia	Ignora	Topografia del sito
z	1,3 m	Altezza della costruzione sul suolo
$H_{collina}$	0 m	Altezza collina / dislivello
D_{pendio}	0 m	Lunghezza fronte del rilievo
$X_{dislivello}$	0 m	Distanza sito dalla sommità del rilievo
ϕ	-	
β	-	da CNR DT-207 § D.3
γ	-	
Rugosità	D	Classe di rugosità del terreno
D_{costa}	12 Km	Distanza dalla costa (+ verso terra)
Esposizione	II	Categorie di esposizione sito
k_r	0,19	
z_0	0,05 m	
z_{min}	4 m	



Zone 1, 2, 3, 4, 5					
	Costa	10 km	30 km	500 m	750 m
A	—	IV	IV	V	V
B	—	III	III	IV	IV
C	—	*	III	III	IV
D	I	II	II	II	III

* Categoria II nelle zone 1, 2, 3, 4
Categoria III in zona 5

** Categoria III nelle zone 2, 3, 4, 5
Categoria IV in zona 1

Classe rugosità terreno da NTC 2008 Tab 3.3.III

A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A,B,D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1km) e relativa fascia costiera (entro 1km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innestate o ghiacciate, ...)

Calcolo Pressione del vento

V_b	25,00 m/s	Velocità base di riferimento	da NTC18 (3.3.1)
V_r	25,02 m/s	Velocità di riferimento	da NTC18 (3.3.2)
q_r	391,2 N/m ²	Pressione cinetica di rif.	da NTC18 (3.3.6) con $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
c_d	1	Coeff. Dinamico, pari a 1 per edifici di forma regolare non eccedenti 80m di altezza	
c_t	1,00	Coeff. di topografia	a) cresta di una collina isolata $c_t = 1 + \beta\gamma$ b) livello sup. di un dislivello $c_t = 1 + \beta\gamma(1 - 0,1 \cdot x/H) \geq 1$ c) su un pendio isolato $c_t = 1 + \beta\gamma(1 - 0,1 \cdot x/D) \geq 1$
$c_e(z)$	1,80	Coeff. di esposizione	da NTC18 (3.3.7)
c_p	1	Coefficiente di forma, il valore effettivo verrà specificato in seguito	
p	704 N/m ²	da NTC18 (3.3.4)	Pressione del vento

Calcolo Azione tangenziale del vento

c_f	0,04	Coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie
-------	------	---

Superficie	c_f
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia,...)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame,...)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata,...)	0,04

da Circolare NTC 2008 Tab. C3.3.I

p_f	28,17 N/m ²	da NTC18 (3.3.5)	Azione tangente parallela alla direzione del vento
-------	------------------------	------------------	--

Travi ad anima piena e reticolari

Travi isolate da circolare NTC 2008 § C3.3.10.4.1

La pressione va considerata agente solo su S_p e va valutata utilizzando i seguenti valori per il coefficiente c_p .

S	1 m^2	Superficie delimitata dal contorno della trave
S_p	1 m^2	Superficie della parte piena della trave
φ	1,0	
c_p	1,4	Coefficiente di pressione
p	0,99 kN/m ²	Pressione agente su S_p

$$c_p = \begin{cases} 2 - 4/3 \varphi & \text{per } 0 \leq \varphi \leq 0,3 \\ 1,6 & \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8 \\ 2,4 - \varphi & \text{per } 0,8 \leq \varphi \leq 1 \end{cases}$$

Travi multiple da circolare NTC 2008 § C3.3.10.4.2

Nel caso di travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h , il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicando per un coefficiente di riduzione μ calcolato in seguito.

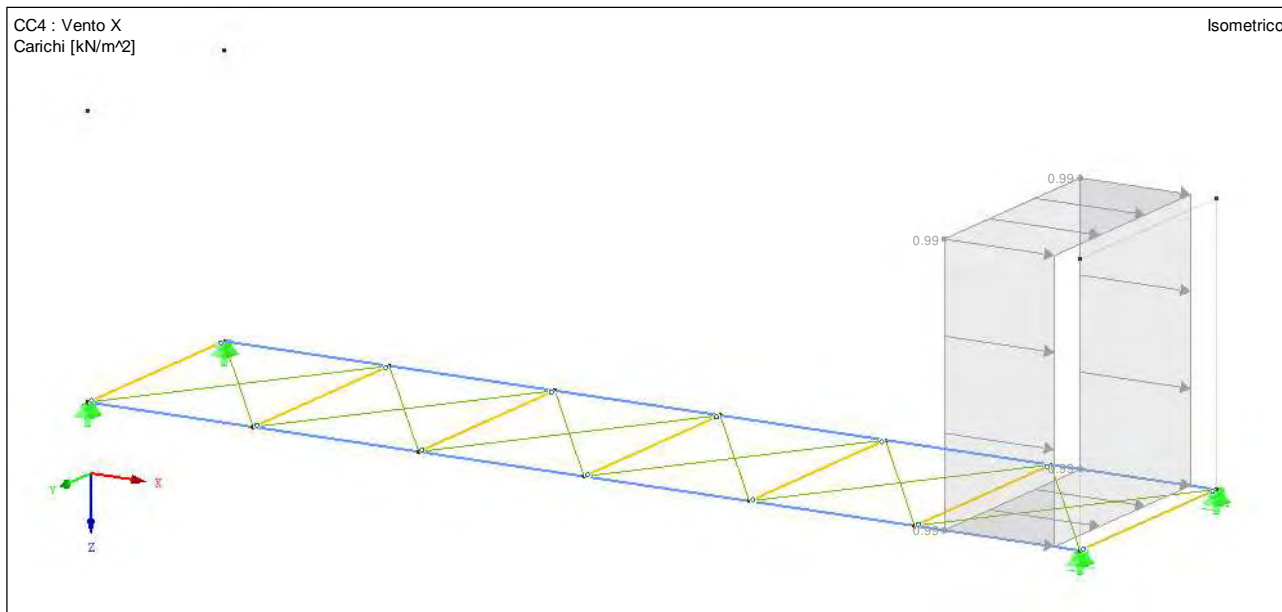
NB: le travi multiple vengono considerate aventi tutte la stessa geometria

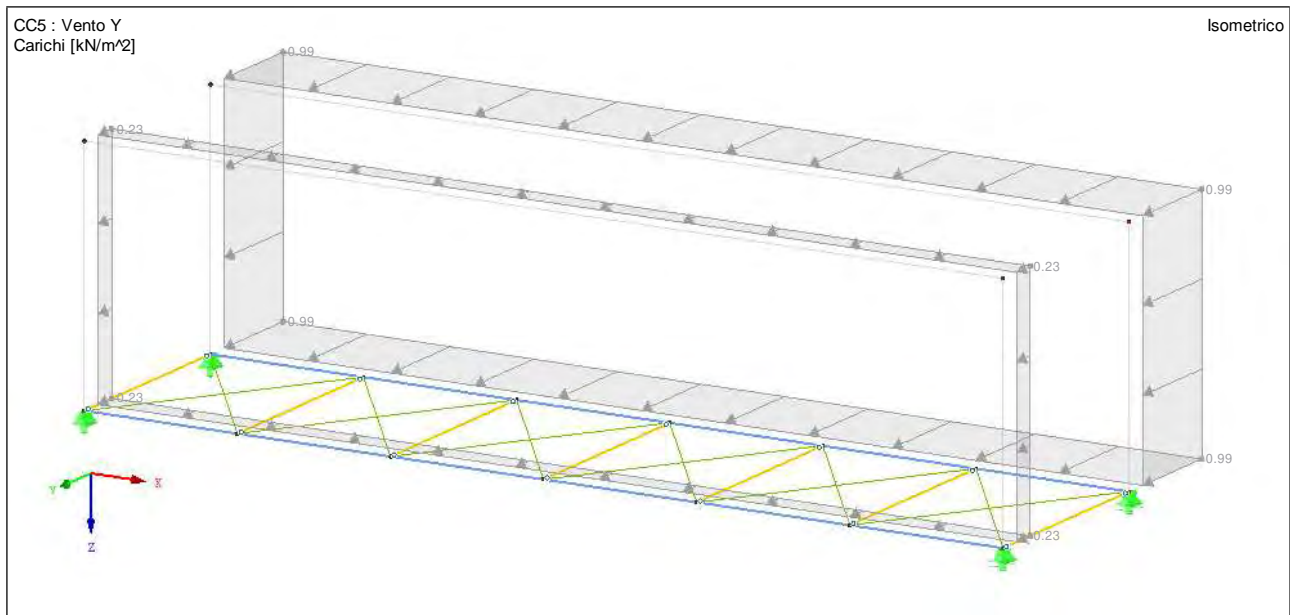
d	2,71 m	Distanza o interasse tra le travi
h	1,28 m	Altezza delle travi
$n^\circ \text{ travi}$	2	Numero di travi disposte parallelamente
d/h	2,12	interpolazione lineare
μ	0,20	Coeff. di riduzione per travi multiple

$$\mu = \begin{cases} 1 - 1,2 \varphi & \text{per } \varphi \leq 2/3 \\ 0,2 & \text{per } \varphi > 2/3 \end{cases}$$

NB: per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati
per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare

n° di travi	p elementi isolati kg/m ²	p coefficienti di riduzione kg/m ²	p interpolaz. lineare kg/m ²
1° trave	0,99	0,99	0,99
2° trave	0,99	0,20	0,23





AZIONE SISMICA

Considero l'azione sismica orizzontale agente in due direzioni ortogonali principali ma non contemporaneamente sul manufatto. Gli effetti sulla struttura sono combinati successivamente sommando alla totalità degli effetti indotti dal sisma agente in una direzione il 30% degli effetti indotti dal sisma nella direzione ortogonale.

I dati relativi alle coordinate geografiche e alla categoria del suolo sono estrapolati dalla relazione geologica redatta dal Dott. Nisi Andrea.

Le coordinate del sito utilizzate per calcolare l'azione sismica sono state ricavate dal motore di ricerca geografica Google Maps e sono le seguenti:

- Latitudine: 44.114899
- Longitudine: 12.336411

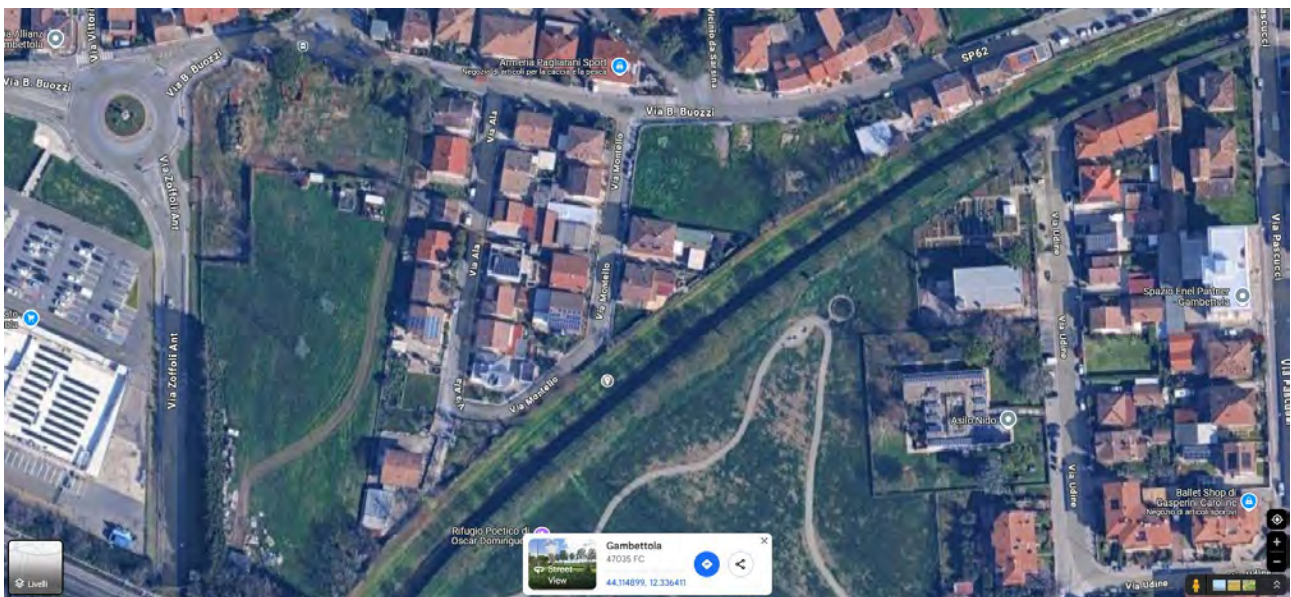


Figura 1 Localizzazione del sito attraverso l'uso di Google Maps

Sulla base delle categorie di sottosuolo definite nel D.M. del 17/01/2018, il sito in cui verrà realizzato l'edificio ricade nella categoria **C** e categoria topografica **T2**.

Dal DM 17/01/18, considerando una vita nominale dell'edificio $V_N = 50$ (costruzioni ordinarie) e costruzioni in classe d'uso II (costruzioni il cui uso prevedano normali affollamenti) si ottiene un periodo di riferimento V_R pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \times 1 = 50 \text{ anni}$$

I parametri a_g , F_0 e T_c^* per il periodo di ritorno T_R si ricavano dalla Tabella 3, mentre i parametri divisi per stato limite sono riportati in Tabella 4. I dati utilizzati sono evidenziati in giallo nelle rispettive tabelle.

In fase di dimensionamento mediante analisi statica lineare, viene usata la formula del DM 17/01/18 per calcolare il periodo proprio del manufatto:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0.05 \cdot 1.28^{3/4} = 0.0602$$

Dove:

$C_1 = 0.05$ a vantaggio di sicurezza

$H = 1.28\text{m}$ altezza del manufatto in legno

Tabella 3 Parametri a_g , F_0 e T_c^* per il periodo di ritorno T_R

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0,055	2,447	0,266
50	0,070	2,430	0,284
72	0,083	2,438	0,285
101	0,098	2,424	0,295
140	0,114	2,431	0,294
201	0,134	2,437	0,297
475	0,189	2,454	0,308
975	0,248	2,471	0,316
2475	0,345	2,440	0,329

Tabella 4 Parametri a_g , F_0 e T_c^* per il periodo di ritorno T_R e per stato limite

Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,056	2,447	0,266
SLD	50	0,070	2,430	0,284
SLV	475	0,189	2,454	0,308
SLC	975	0,248	2,471	0,316

Anche se il periodo calcolato non cade nel tratto piano dello spettro di progetto, si considera a favore di sicurezza l'ordinata massima dello spettro di risposta.

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Dove:

$q_0 = 1.5$ fattore di struttura adottato

$K_R = 1$ coefficiente riduttivo per edifici regolari in altezza

Pertanto, il valore di progetto dell'ordinata dello spettro di risposta è pari a:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \eta = 0.527g$$

Dove:

$S = S_s \cdot S_T = 1.421 \cdot 1.2 = 1.705$ con S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T coefficiente di amplificazione topografica

$$\eta = \frac{1}{q} = \frac{1}{1.5} = 0.667$$

Parametri spettro SLV sisma orizzontale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,189 g
F_a	2,454
T_c	0,308 s
S_s	1,421
C_s	1,549
S_T	1,200
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,705
η	0,667
T_g	0,159 s
T_u	0,477 s
T_p	2,358 s

Parametri spettro SLD sisma orizzontale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,070 g
F_a	2,430
T_c	0,284 s
S_s	1,500
C_s	1,591
S_T	1,200
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,800
η	1,000
T_g	0,151 s
T_u	0,452 s
T_p	1,882 s

Parametri spettro SLV sisma verticale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,111 g
S_a	1,000
S_T	1,200
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_a	1,442
S	1,200
η	1,000

Parametri spettro SLD sisma verticale

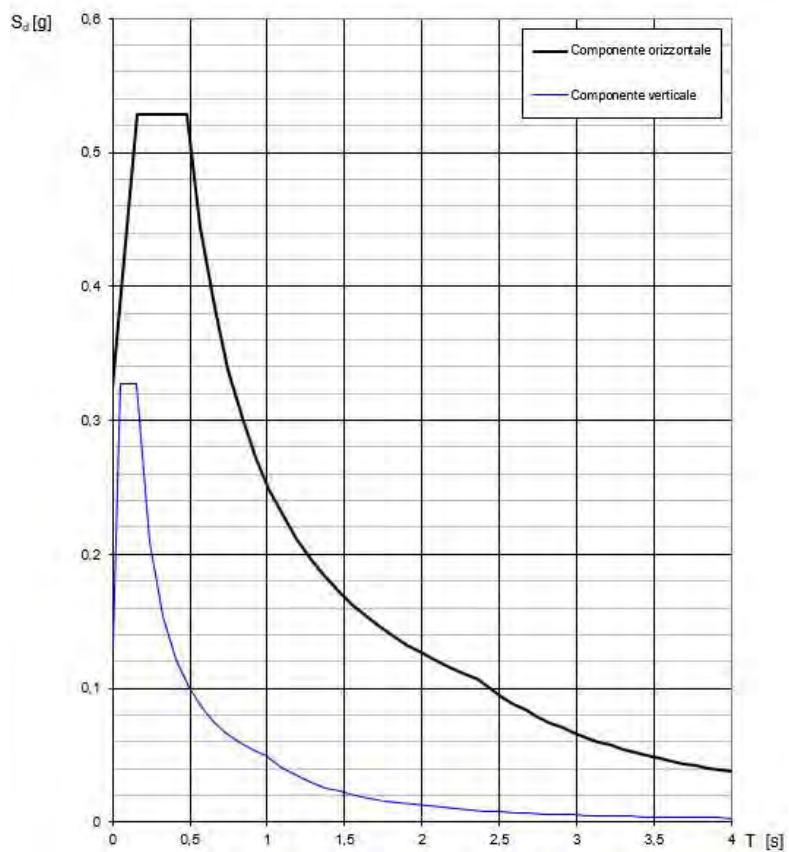
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,025 g
S_a	1,000
S_T	1,200
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

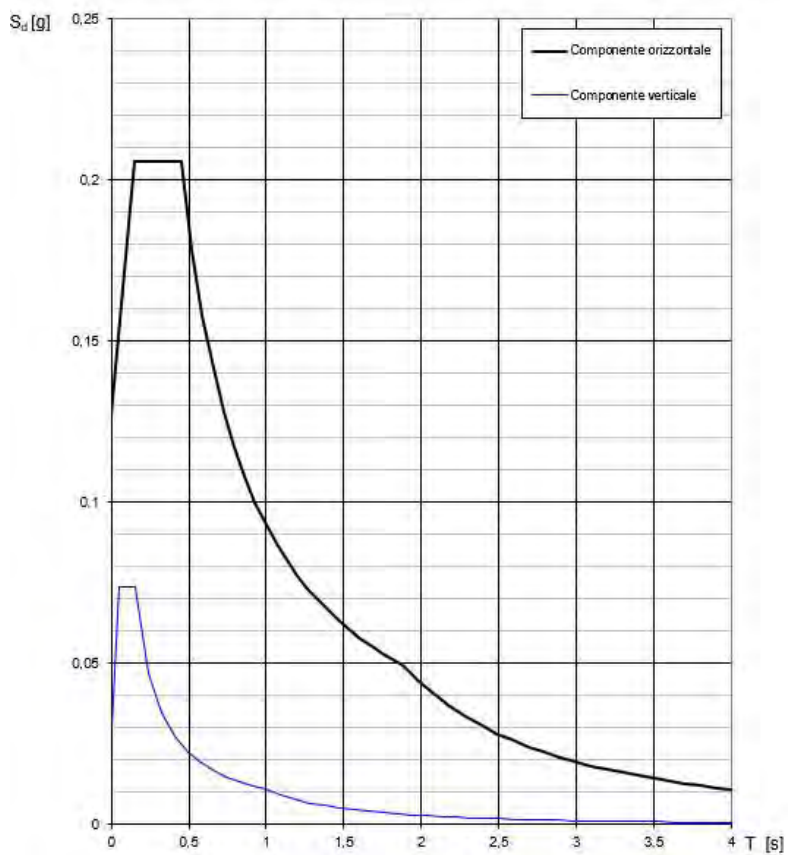
Parametri dipendenti

F_a	0,871
S	1,200
η	1,000

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



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



MODELLO NUMERICO

Al fine dell'analisi e dimensionamento della struttura vengono impiegati vari strumenti, tra cui un software agli elementi finiti chiamato RFEM 5.36.01 ed una serie di fogli di calcolo sviluppati internamente all'ufficio tecnico attraverso l'uso di Microsoft Excel 2013.

METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI

L'analisi statica per la verifica dei singoli componenti – travi, pilastri– viene generalmente effettuata utilizzando i fogli di calcolo sviluppati internamente all'Ufficio tecnico. In alcuni casi, a causa della particolare geometria struttura, si fa ricorso ai moduli citati nel paragrafo "Modello numerico".

Per quanto riguarda l'analisi sismica, questa è sviluppata utilizzando sia l'analisi statica (mediante l'uso di un foglio Excel realizzato dall'Ufficio tecnico) che l'analisi dinamica (mediante l'uso di RFEM 5.04 con l'aggiunta dei due moduli brevemente illustrati nel paragrafo "Modello numerico")

INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO

Il comportamento della struttura sotto l'azione sismica viene utilizzato il software agli elementi finiti RFEM versione 5.04 della ditta Dlubal Software GmbH Am Zellweg 2D-93464 Tiefenbach Germany, licenziato a Sistem Costruzioni srl con numero 12685.

Il software viene impiegato per:

- L'analisi dinamica della struttura dovuta all'azione sismica ed estrapolazione dell'azione tagliante in sommità alle pareti, necessarie a dimensionare le connessioni dei pannelli OSB alla struttura a telaio, l'interasse delle barre di fissaggio del cordolo alla fondazione e gli interassi dei fissaggi d'angolo delle pareti.
- Calcolo delle sollecitazioni dovute all'azione statica dei carichi gravitazionali e del vento per la verifica ed il dimensionamento di travi e pareti.

RFEM5 è composto da un programma principale, le cui informazioni sono riportate in Figura 2, a cui sono stati aggiunti una serie di add-on che vanno ad incrementare le funzionalità di quest'ultimo. Nel nostro caso specifico, al fine di poter effettuare una modellazione agli elementi finiti che ricopra tutte le casistiche progettuali affrontate dall'azienda, gli add-on utilizzati sono i seguenti:

- RF-Dynam PRO
- RF-Laminate
- RF-Timber Pro
- RF-Steel EC3.

Il software è impiegato soprattutto in Germania ed Austria – ma anche nel resto del mondo – per il calcolo delle strutture con particolare attenzione alle strutture in legno. Sono presenti molti esempi di edifici realizzati, visualizzabili sul sito del produttore, tra cui:

- Forum Gold and Silver, Nistertal, Germania
- Pyramidenkogel, Austria
- Tower on the Island of Rügen, Germania
- Salvador Dalí Museum, Florida, USA
- Ice Hockey Arena in Jičín, Czech Republic

Questi sono solo alcuni dei vari esempi di progetti realizzati che definiscono la bontà e affidabilità del codice di calcolo utilizzato.

RF-DYNAM PRO

Questi due add-on consentono, rispettivamente, di effettuare l'analisi dei modi propri di vibrare della struttura e di generare i carichi sismici equivalenti.

L'analisi sismica viene effettuata per carichi equivalenti inserendo i dati dello spettro di risposta per il sito oggetto della progettazione. La spiegazione dettagliata dell'analisi sismica verrà mostrata in seguito nel paragrafo Modellazione delle azioni

RF-TIMBER PRO

Questo modulo può essere impiegato per effettuare le verifiche di travi e pilastri, utilizzati all'interno di RFEM, in legno massiccio o lamellare. Permette di effettuare verifiche di resistenza, deformabilità – compresa una verifica semplificata dell'analisi di vibrazione delle travi – ed al fuoco.

Una funzione interessante di RF-Timber Pro risulta essere la possibilità di effettuare un'ottimizzazione automatica delle sezioni definite all'interno di RFEM5 sulla base dei carichi che vengono selezionati per verificare il dimensionamento degli elementi.

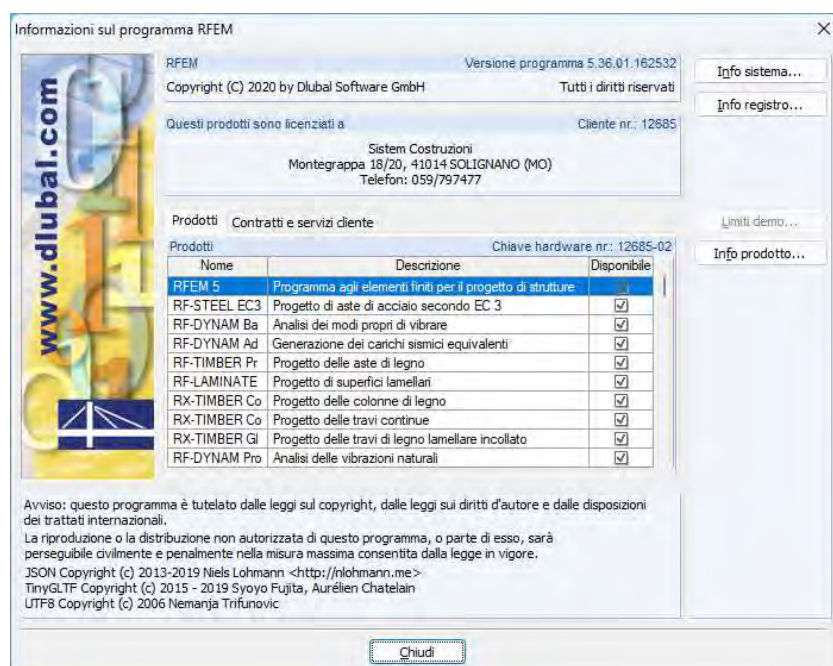
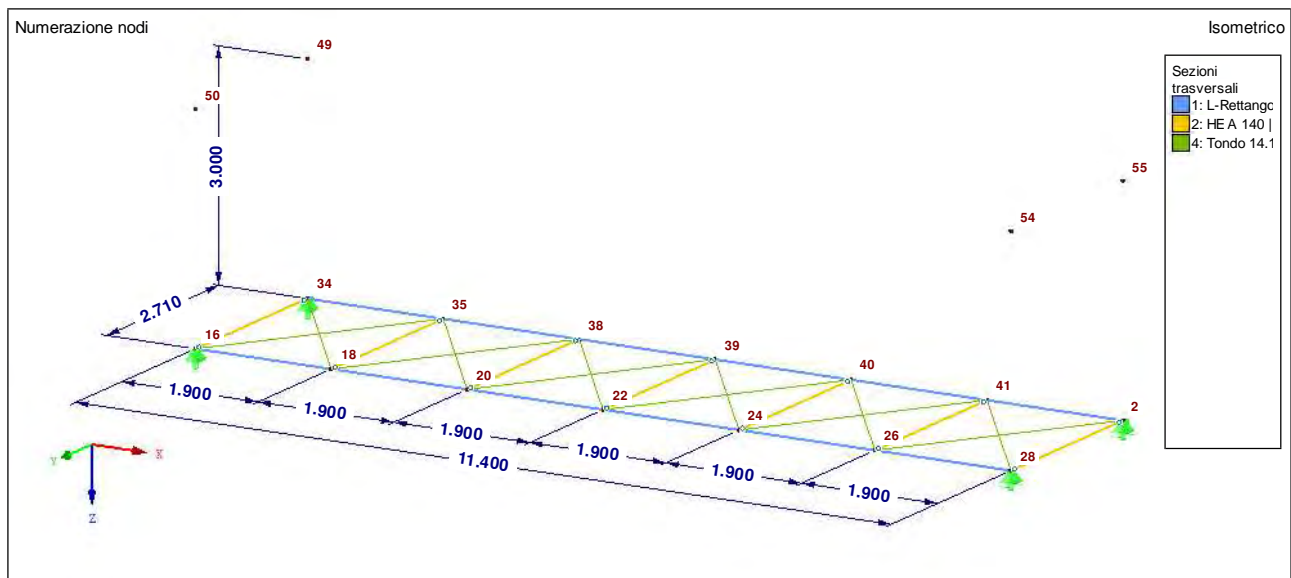


Figura 2 Informazioni sul programma RFEM5

MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE

Tutti gli elementi che compongono il modello numerico vengono inseriti come elementi beam; in particolare le controventature metalliche sono inserite come elemento che lavora a sola trazione. Di seguito si riporta una vista del modello numerico agli elementi finiti.



MODELLAZIONE DELLE AZIONI

All'interno di RFEM si inseriscono sia i carichi gravitazionali e vento, associati ad ogni elemento, sia i parametri per l'analisi sismica all'interno del modulo RF-Dynam PRO, indipendentemente per il sisma agente in direzione x e y.

Si imposta l'analisi secondo carichi equivalenti, Figura 3, e si definiscono le masse da considerare per il calcolo dei modi di vibrare prendendo le masse dai casi di carico impostati nel modello: G_1 , G_2 , Q_a , etc. Figura 4, definendo poi la combinazione imposta dalle NTC per l'applicazione del carico verticale sismico Figura 5.

Si stabilisce quindi, in quale direzione considerare l'azione del sisma e quale combinazione delle masse utilizzare, vedi Figura 6.

Si inseriscono a questo punto i dati dello spettro di risposta derivanti dal foglio Excel fornito dal ministero, sulla base del sito della costruzione; si riporta nell'ordine lo spettro di risposta agli SLV in componente orizzontale e verticale e lo spettro di risposta agli SLD in componente orizzontale e verticale, vedi Figura 7.

Si impostano infine i parametri per l'esportazione delle forze sismiche, vedi Figura 8.

Si procede quindi al calcolo, considerando un numero di modi di vibrare tale da raggiungere una partecipazione della massa almeno dell'85% e si procede quindi all'esportazione dei dati all'interno di RFEM.

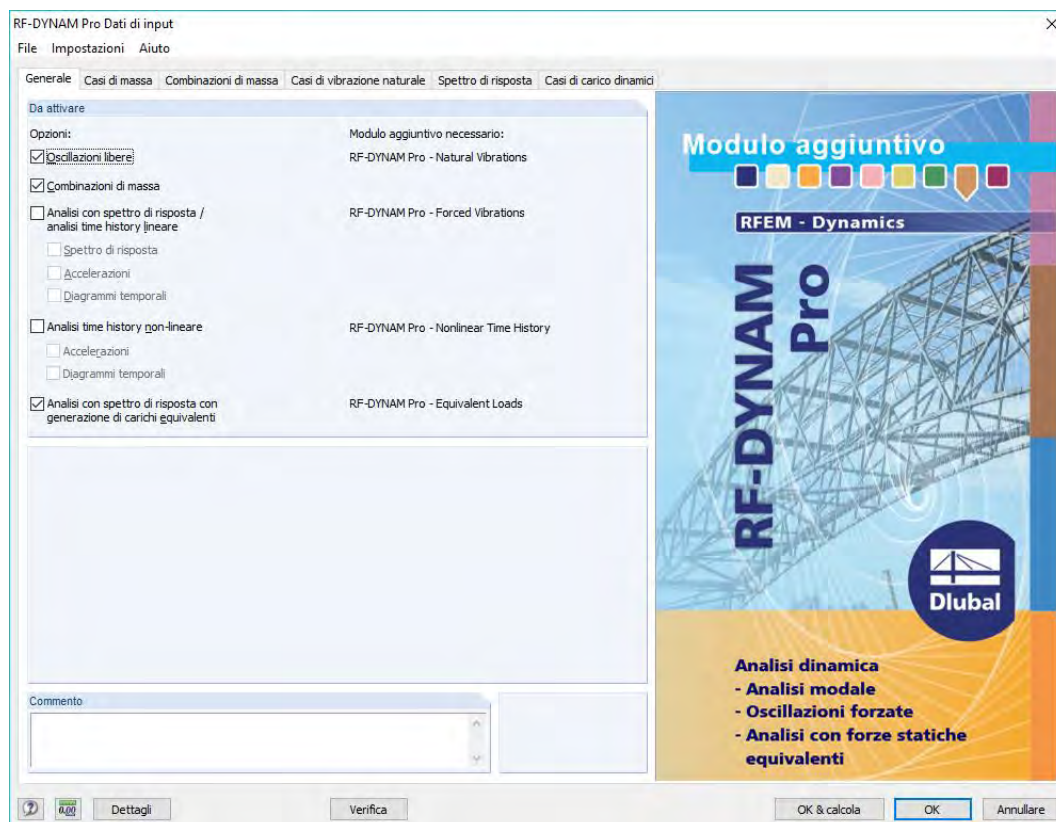
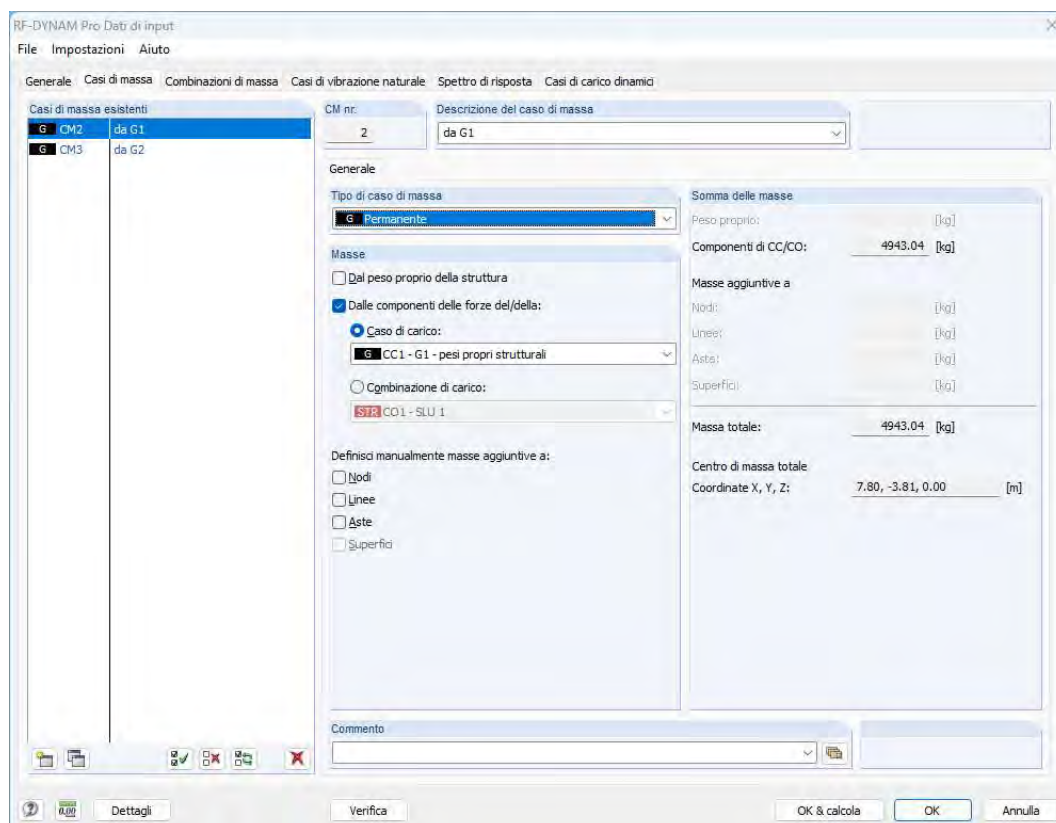


Figura 3 Selezione del metodo a carichi equivalenti



RF-DYNAM Pro Dati di input

File Impostazioni Aiuto

Generale Casi di massa Combinazioni di massa Casi di vibrazione naturale Spettro di risposta Casi di carico dinamici

Casi di massa esistenti

Caso	da
CM2	da G1
CM3	da G2

CM nr.: 3 Descrizione del caso di massa: da G2

Generale

Tipo di caso di massa: Permanente

Masse

☐ Dal peso proprio della struttura

☒ Dalle componenti delle forze del/della:

☒ Caso di carico: CC2 - G2 - permanenti portati

☐ Combinazione di carico: CO1 - SLU 1

Definisci manualmente masse aggiuntive a:

☐ Nodi

☐ Linee

☐ Aste

☐ Superfici

Somma delle masse

Peso proprio: 1421.12 [kg]

Componenti di CC/CO: 1421.12 [kg]

Masse aggiuntive a:

Nodi: [kg]

Linee: [kg]

Aste: [kg]

Superfici: [kg]

Massa totale: 1421.12 [kg]

Centro di massa totale

Coordinate X, Y, Z: 7.80, -3.81, 0.00 [m]

Commento

Dettagli Verifica OK & calcola OK Annulla

Figura 4 Importazione delle masse sismiche dai carichi assegnati nel modello

RF-DYNAM Pro Dati di input

File Impostazioni Aiuto

Generale Casi di massa Combinazioni di massa Casi di vibrazione naturale Spettro di risposta Casi di carico dinamici

Combinazioni di massa esistenti

COM nr.	Descrizione
COM1	verticale sismico

COM nr.: 1 Descrizione della combinazione di massa: verticale sismico

Generale

Casi di massa esistenti

Caso	da
CM2	da G1
CM3	da G2

Casi di massa nella combinazione di massa

Weight	Caso	da
1.00	CM2	da G1
1.00	CM3	da G2

Commento

Dettagli Verifica OK & calcola OK Annulla

Figura 5 Definizione dei carichi verticali in combinazione sismica

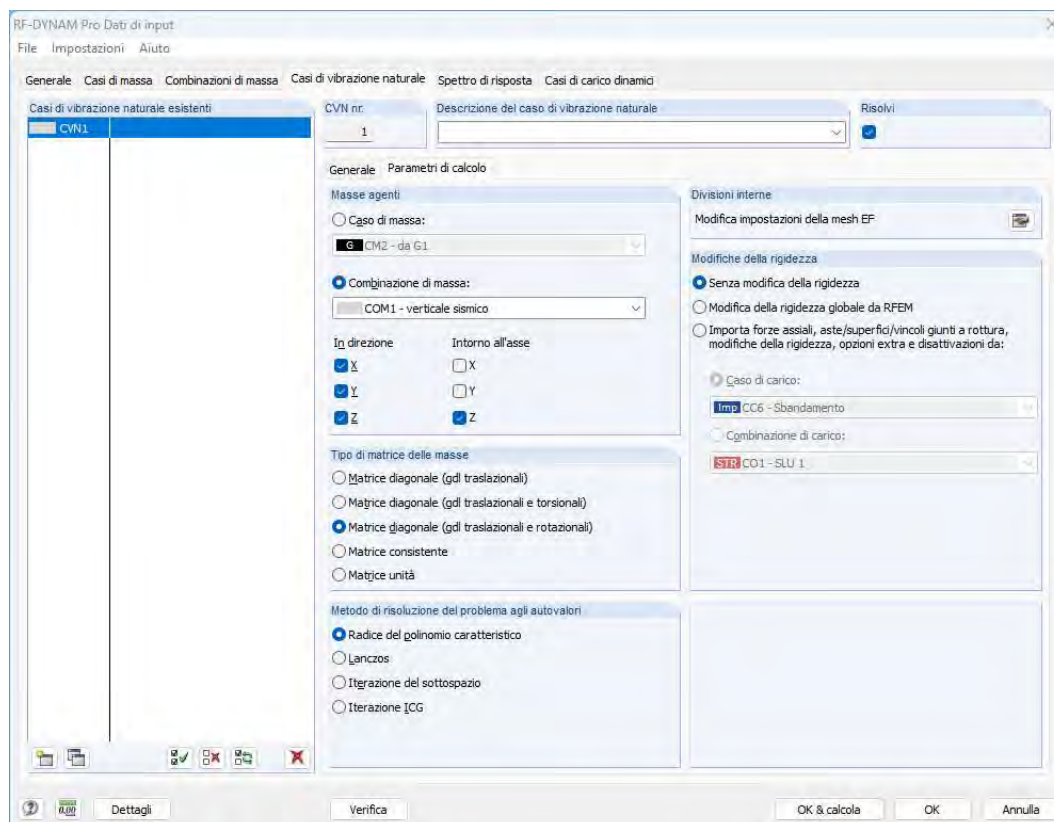
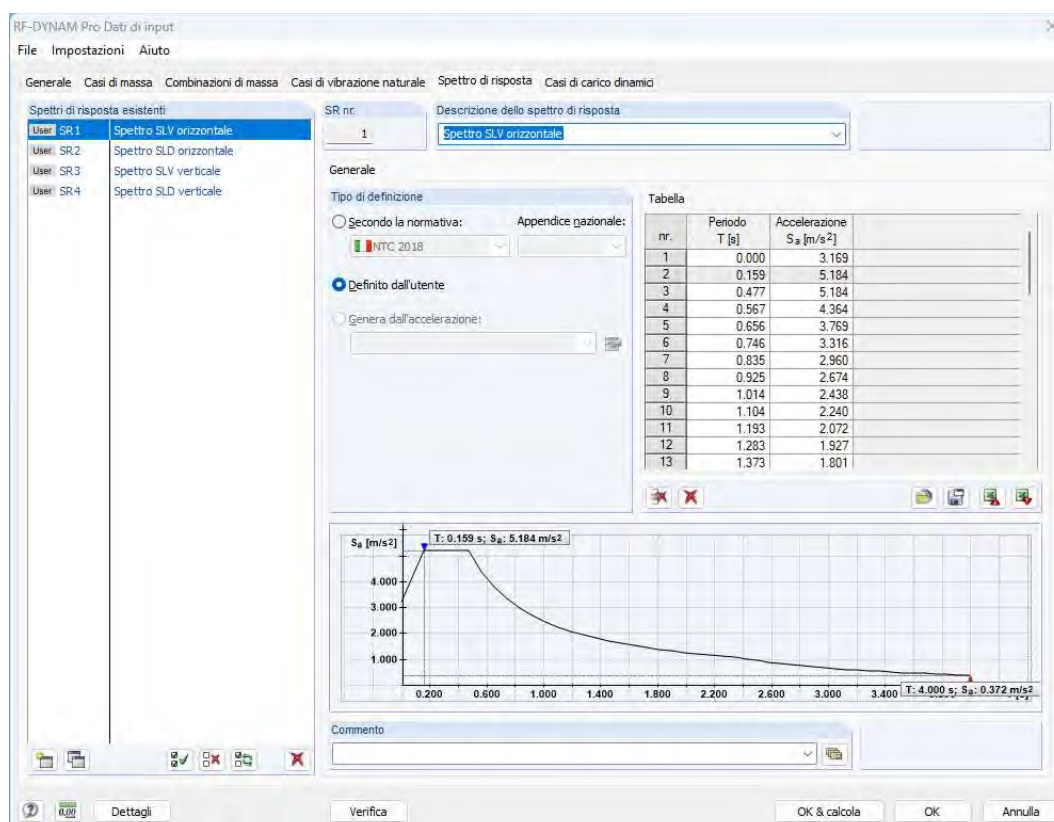
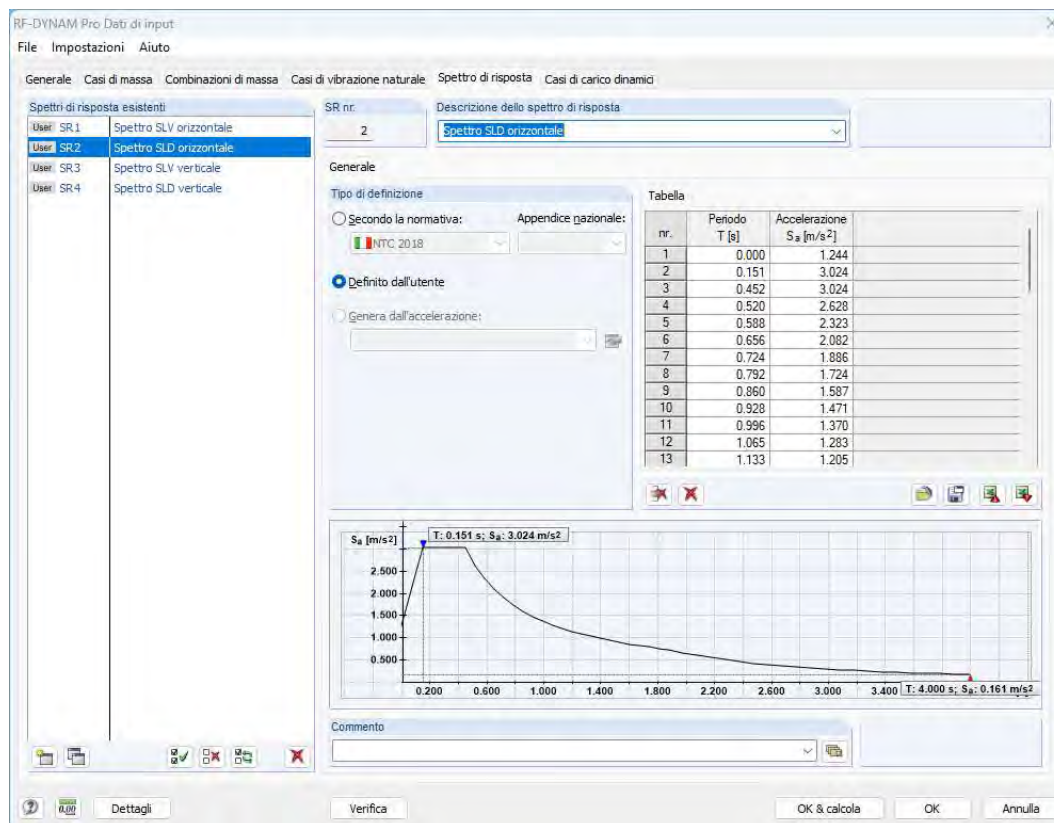
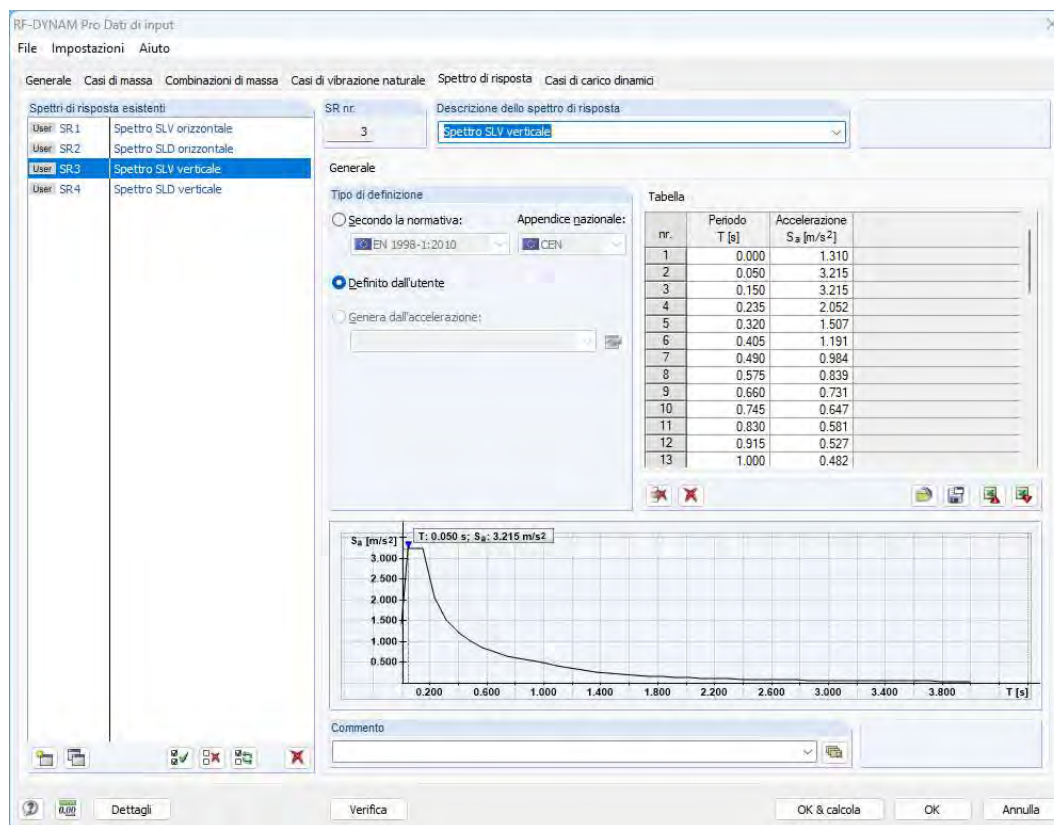


Figura 6 Scelta della combinazione di masse da utilizzare ed in quale direzione





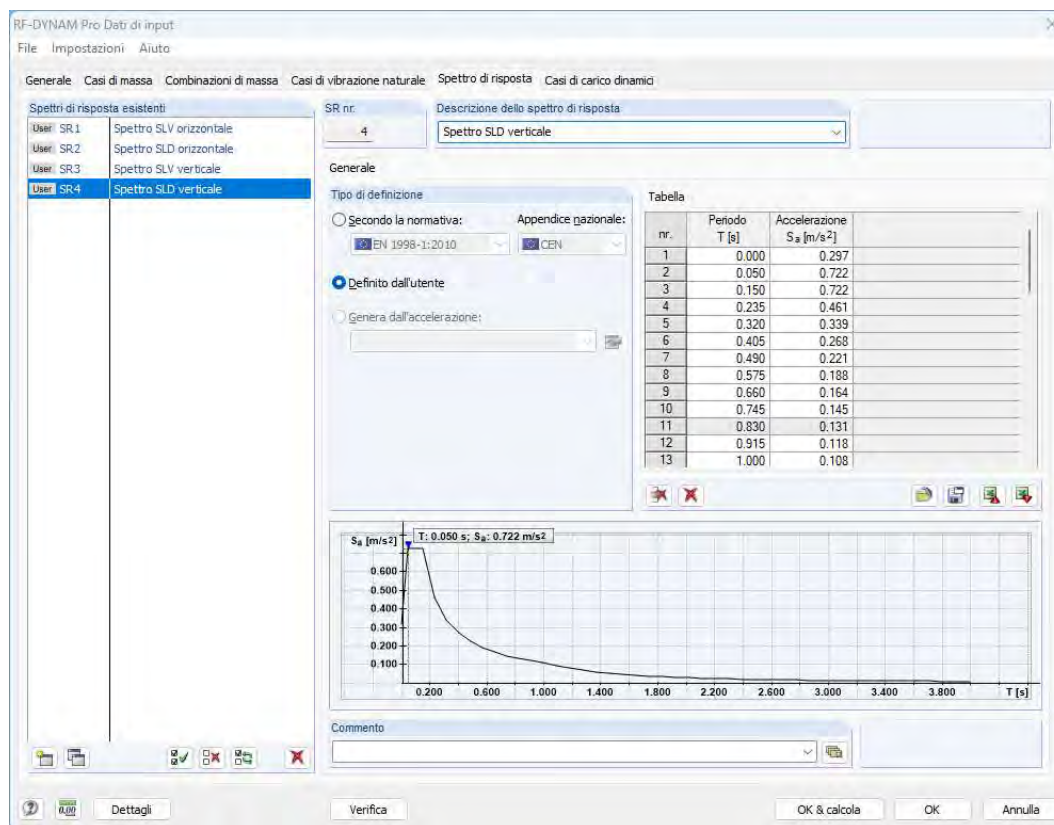
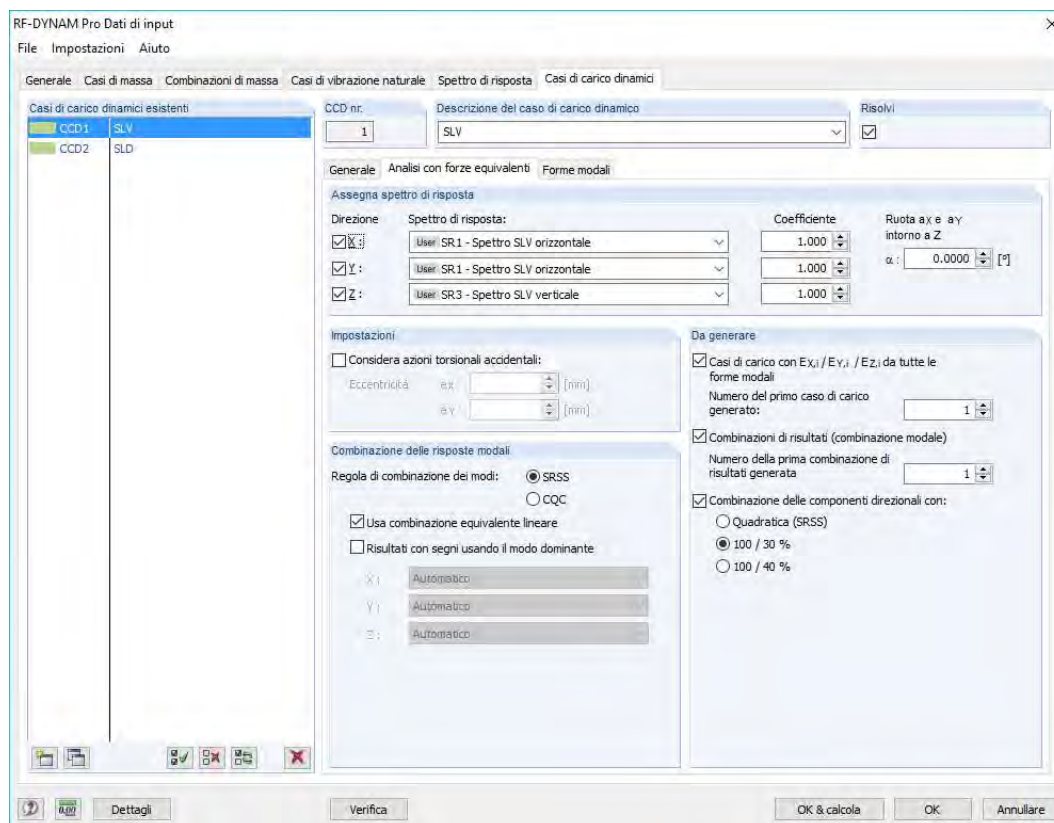


Figura 7 Definizione dei parametri degli spettri di risposta al SLV orizzontale e verticale e agli SLD orizzontale e verticale



The screenshot shows the 'RF-DYNAM Pro Dati di input' window. The 'Casi di carico dinamici' (Dynamic Load Cases) tab is active. On the left, a list of existing dynamic load cases is shown, with 'CCD2' and 'SLD' selected. The main area contains several configuration sections:

- Assegna spettro di risposta** (Assign response spectrum): This section allows defining the response spectrum for each direction. It includes checkboxes for 'Direzione' (Direction) and 'Spettro di risposta' (Response spectrum). The 'Coefficiente' (Coefficient) is set to 1.000 for all directions. The 'Ruota ax e ay intorno a Z' (Rotate ax and ay around Z) is set to 0.0000 [°].
- Impostazioni** (Settings): This section includes options for 'Considera azioni torsionali accidentali' (Consider accidental torsional actions) and 'Combinazione delle risposte modali' (Combination of modal responses). The 'Regola di combinazione dei modi' (Rule of combination of modes) is set to 'SRSS' (Square Root Sum of Squares).
- Da generare** (To be generated): This section includes options for 'Casi di carico con $E_{x,i} / E_{y,i} / E_{z,i}$ da tutte le forme modali' (Load cases with $E_{x,i} / E_{y,i} / E_{z,i}$ from all modal forms) and 'Combinazioni di risultati (combinazione modale)' (Combination of results (modal combination)). The 'Combinazione delle componenti direzionali con' (Combination of directional components with) is set to '100 / 30 %'.

The bottom of the window features buttons for 'Verifica' (Check), 'OK & calcola' (OK & calculate), 'OK', and 'Annullare' (Cancel).

Figura 8 Definizione dei parametri per l'esportazione dei risultati

Le azioni derivanti dall'azione sismica vengono esportate in combinazione quadratica SRSS, combinandole come richiesto dalla normativa con la regola 100/30% per considerare variabilità della direzione del sisma.

PRINCIPALI RISULTATI

RISULTATI DELL'ANALISI MODALE

Si riporta di seguito in Figura 9 i parametri delle forme modali e quali di queste verranno prese in considerazione per determinare il set di forze statiche equivalenti da applicare alla struttura.

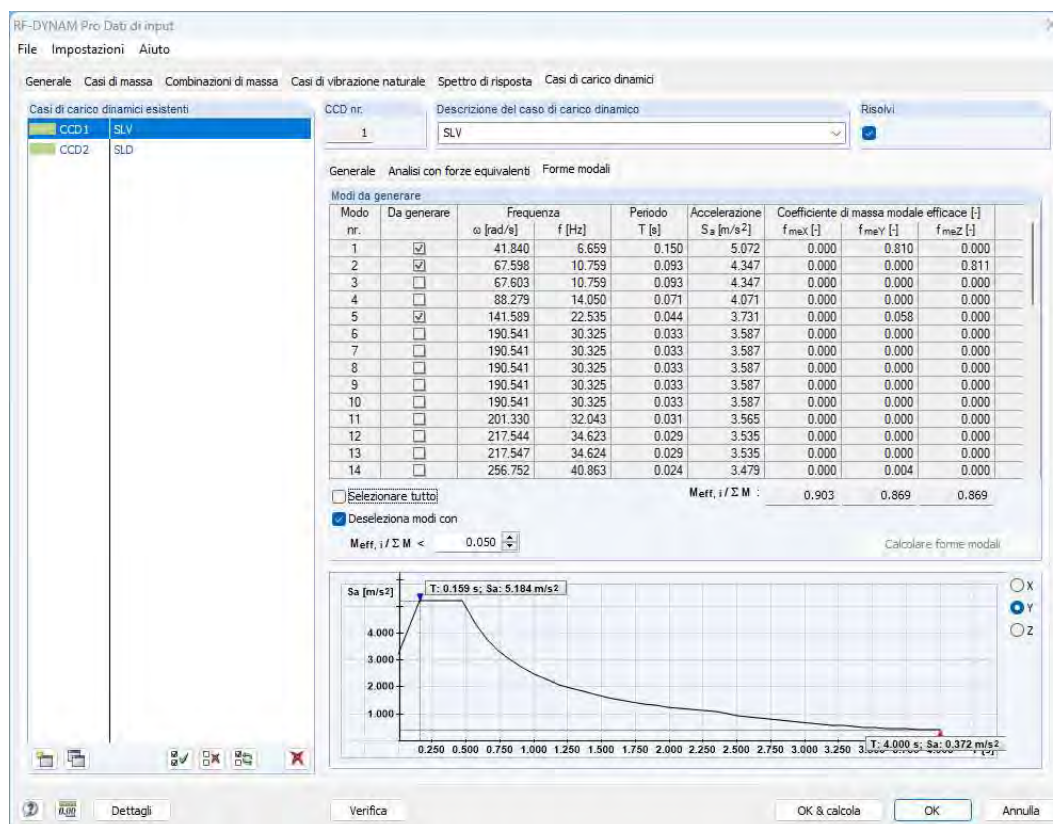


Figura 9 Forme modali

Si riportano le risultanti degli sforzi per le 2 principali forme modali.

Per il modo dominante in direzione Y (in senso trasversale all'asse della passerella) la risultante degli sforzi è pari a:

$$F_x = 0.00 \text{ kN}$$

$$F_y = +24.97 \text{ kN}$$

$$F_z = 0.00 \text{ kN}$$

$$M_x = 0.00 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0.00 \text{ kNm}$$

$$M_z = +0.37 \text{ kNm}$$

Per il modo dominante in direzione Z (in senso verticale) la risultante degli sforzi è pari a:

$$F_x = 0.00 \text{ kN}$$

$$F_y = 0.00 \text{ kN}$$

$$F_z = 15.83 \text{ kN}$$

$$M_x = +0.08 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0.00 \text{ kNm}$$

$$M_z = 0.00 \text{ kNm}$$

Si riportano da Figura 10 a Figura 11 le forme modali significative della struttura.

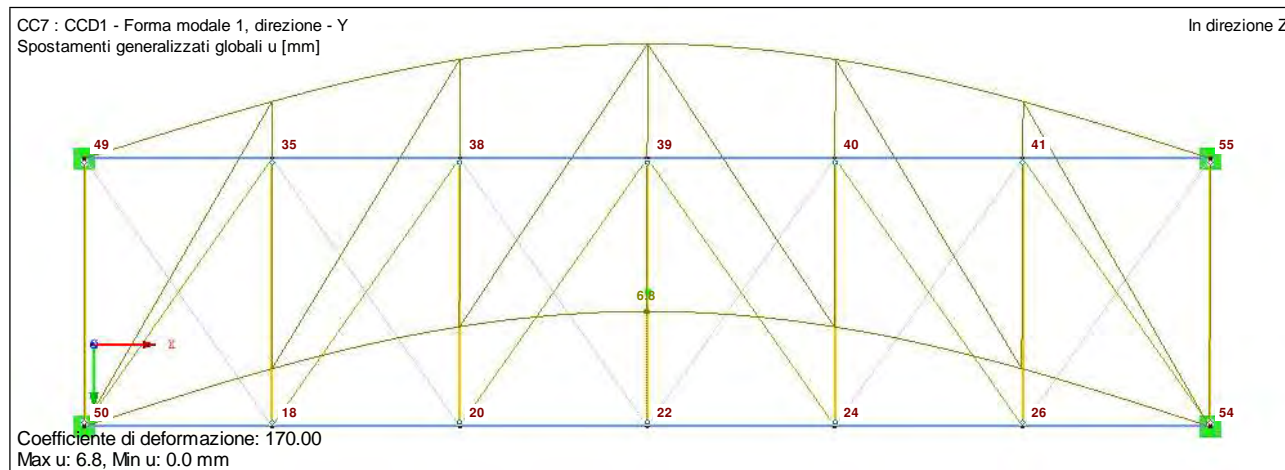


Figura 10 Forma modale 1, fr. 6.659 Hz

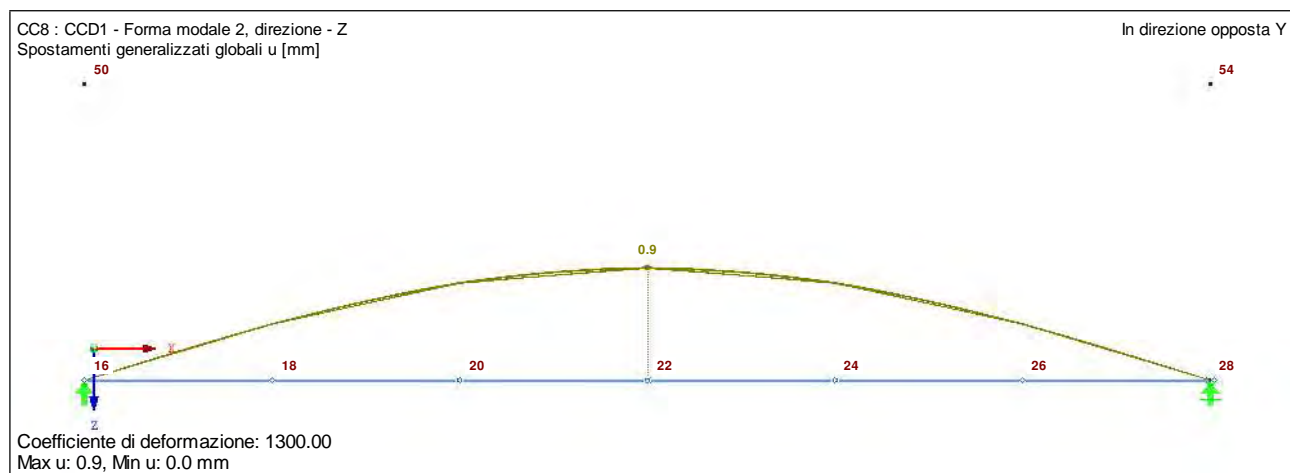


Figura 11 Forma modale 2, fr. 10.759 Hz

Tabella 5 Coefficienti di massa modale efficace

Modo nr.	Massa modale M_i [kg]	Massa modale efficace						Coefficiente di massa modale efficace		
		m_{ex} [kg]	m_{ey} [kg]	m_{ez} [kg]	$m_{@x}$ [kg.m ²]	$m_{@y}$ [kg.m ²]	$m_{@z}$ [kg.m ²]	f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	f_{meZ} [-]
1	3182,47	0,00	4923,73	0,00	0,00	0,00	17,76	0,000	0,810	0,000
2	3157,85	0,00	0,00	4924,45	0,13	9,89	0,00	0,000	0,000	0,811
5	3182,02	0,00	353,52	0,00	0,00	0,00	1,37	0,000	0,058	0,000
22	2855,88	0,00	0,00	352,41	2,12	0,71	0,00	0,000	0,000	0,058
24	3182,08	5099,73	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,820	0,000	0,000
37	3181,60	515,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,083	0,000	0,000
Somma	18741,90	5614,77	5277,25	5276,86	2,25	10,60	19,13	0,90	0,87	0,87

Tabella 6 Frequenze naturali

Modo nr.	Autovalore $\lambda [1/s^2]$	Frequenza angolare $\omega [\text{rad/s}]$	Frequenza naturale $f [\text{Hz}]$	Periodo proprio $T [\text{s}]$
1	1750,608	41,840	6,659	0,150
2	4569,509	67,598	10,759	0,093
5	20047,416	141,589	22,535	0,044
22	140192,188	374,422	59,591	0,017
24	149525,047	386,685	61,543	0,016
37	1284903,125	1133,536	180,408	0,006

REAZIONI VINCOLARI

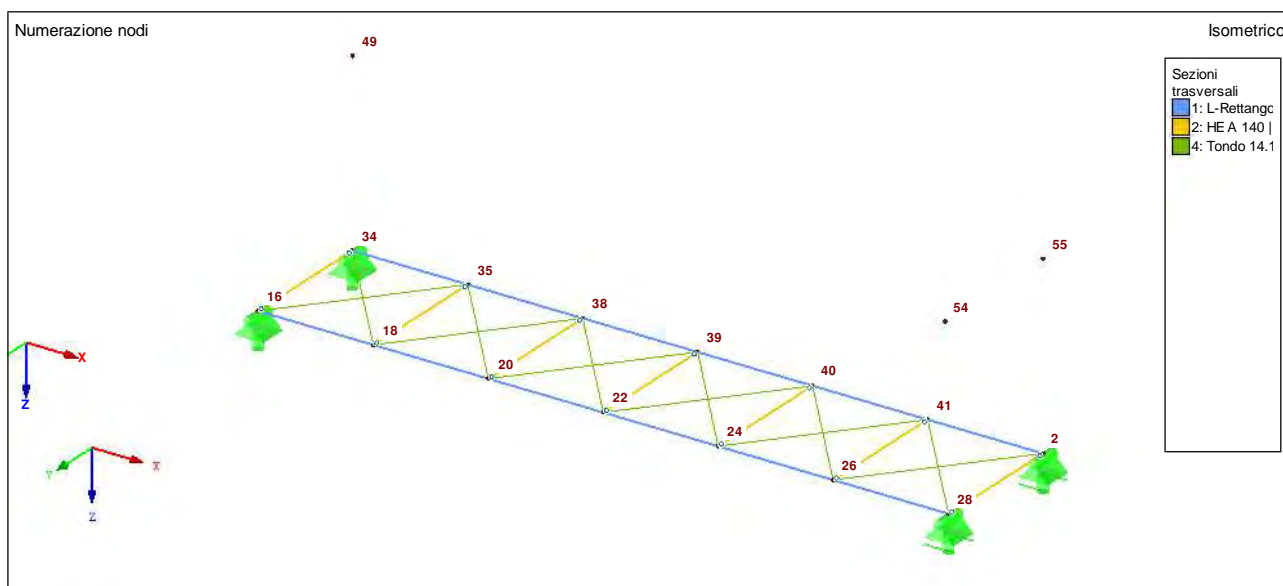


Figura 12 Vista del modello con numerazione dei nodi

Tabella 7 Reazioni vincolari suddivise per singolo caso di carico

CC1 - G1 Pesì strutturali 1,60kN/m2							CC2 - G2 Pesì Non strutturali 0,46kN/m2						
Nodo nr.	Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]			Nodo nr.	Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]		
	P_x	P_y	P_z	M_x	M_y	M_z		P_x	P_y	P_z	M_x	M_y	M_z
2	0,00	0,00	12,36	0,00	0,00	0,00	2	0,00	0,00	3,55	0,00	0,00	0,00
16	0,00	0,00	12,36	0,00	0,00	0,00	16	0,00	0,00	3,55	0,00	0,00	0,00
28	0,00	0,00	12,36	0,00	0,00	0,00	28	0,00	0,00	3,55	0,00	0,00	0,00
34	0,00	0,00	12,36	0,00	0,00	0,00	34	0,00	0,00	3,55	0,00	0,00	0,00
Σ Forze	0,00	0,00	49,43				Σ Forze	0,00	0,00	14,21			
Σ Carichi	0,00	0,00	49,43				Σ Carichi	0,00	0,00	14,21			

CC3 - Qf Folla compatta 5kN/m2							CC4 - Qw Vento dir. X 0,99kN/m2						
Nodo nr.	Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]			Nodo nr.	Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]		
	P_x	P_y	P_z	M_x	M_y	M_z		P_x	P_y	P_z	M_x	M_y	M_z
2	0,00	0,00	38,62	0,00	0,00	0,00	2	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
16	0,00	0,00	38,62	0,00	0,00	0,00	16	4,02	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
28	0,00	0,00	38,62	0,00	0,00	0,00	28	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
34	0,00	0,00	38,62	0,00	0,00	0,00	34	4,02	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
Σ Forze	0,00	0,00	154,47				Σ Forze	8,05	0,00	0,00			
Σ Carichi	0,00	0,00	154,47				Σ Carichi	8,05	0,00	0,00			

CC5 - Qw Vento dir. Y 0,99kN/m2							CC6 - Carico interno di stabilizzazione 0,86kN/m2 (dir. Y)						
Nodo	Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]			Nodo	Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]		
nr.	P _x	P _y	P _z	M _x	M _y	M _z	nr.	P _x	P _y	P _z	M _x	M _y	M _z
2	0,00	19,40	0,00	0,00	0,00	0,00	2	0,00	2,67	0,00	0,00	0,00	0,00
16	-1,96	0,99	0,00	0,00	0,00	0,00	16	-0,26	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00
28	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	28	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00
34	1,96	20,33	0,00	0,00	0,00	0,00	34	0,26	2,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Σ	0,00	41,72	0,00				Σ Forze	0,00	5,59	0,00			
Σ	0,00	41,72	0,00				Σ Carichi	0,00	5,59	0,00			

Tabella 8 Reazioni vincolari della combinazione 'SLU finale'

CR1 - Involuppo SLU finale								
Nodo nr.		Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]			
		P _x	P _y	P _z	M _x	M _y	M _z	
2	Max	0,00	29,00	74,15	0,00	0,00	0,00	
	Min	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min P _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _y	0,00	29,00	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 6
	Min P _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _z	0,00	0,00	74,15	0,00	0,00	0,00	CO 2
	Min P _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
16	Max	6,04	1,30	74,15	0,00	0,00	0,00	
	Min	-4,13	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	6,04	-0,05	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 5
	Min P _x	-4,13	1,30	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 6
	Max P _y	-4,13	1,30	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 6
	Min P _y	6,04	-0,05	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 5
	Max P _z	0,00	0,00	74,15	0,00	0,00	0,00	CO 2
	Min P _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
28	Max	0,00	1,31	74,15	0,00	0,00	0,00	
	Min	0,00	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min P _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _y	0,00	1,31	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 6
	Min P _y	0,00	-0,05	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 5
	Max P _z	0,00	0,00	74,15	0,00	0,00	0,00	CO 2
	Min P _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
34	Max	6,04	30,97	74,15	0,00	0,00	0,00	
	Min	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	6,04	0,05	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 5
	Min P _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _y	4,13	30,97	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 6
	Min P _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _z	0,00	0,00	74,15	0,00	0,00	0,00	CO 2
	Min P _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

Tabella 9 Reazioni vincolari della combinazione 'SLV finale'

CR17 - Involuppo tra CR14, CR15, CR16								
Nodo nr.		Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]			
		P _x	P _y	P _z	M _x	M _y	M _z	
2	Max	0,00	0,40	19,89	0,00	0,00	0,00	
	Min	0,00	-0,40	11,93	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _y	0,00	0,40	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _y	0,00	-0,40	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _z	0,00	0,00	19,89	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _z	0,00	0,00	11,93	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
16	Max	8,80	11,41	19,86	0,00	0,00	0,00	
	Min	-8,80	-11,41	11,96	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	8,80	-3,42	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _x	-8,80	3,42	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _y	-1,22	11,41	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _y	1,22	-11,41	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _z	0,00	0,00	19,86	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _z	0,00	0,00	11,96	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
28	Max	0,00	11,08	19,86	0,00	0,00	0,00	
	Min	0,00	-11,08	11,96	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _y	0,00	11,08	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _y	0,00	-11,08	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _z	0,00	0,00	19,86	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _z	0,00	0,00	11,96	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
34	Max	8,80	0,40	19,89	0,00	0,00	0,00	
	Min	-8,80	-0,40	11,93	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	8,80	0,11	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _x	-8,80	-0,11	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _y	1,20	0,40	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _y	-1,20	-0,40	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _z	0,00	0,00	19,89	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _z	0,00	0,00	11,93	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12

SPOSTAMENTI VINCOLARI

Di seguito vengono riportati gli spostamenti vincolari utili alla progettazione del vincolo a scorrimento longitudinale, nelle combinazioni SLU e SLV.

Tabella 10 Spostamenti vincolari della combinazione 'SLU finale'

Nodo nr.		Spostamenti [mm]			Rotazioni [mrad]		
		u_x	u_y	u_z	φ_x	φ_y	φ_z
2	Max	0,0	0,0	0,0	0,0	4,3	0,0
	Min	-0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	-1,8
16	Max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,5
	Min	0,0	0,0	0,0	0,0	-4,3	0,0
28	Max	0,1	0,0	0,0	0,0	4,3	0,0
	Min	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1,5
34	Max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,8
	Min	0,0	0,0	0,0	0,0	-4,3	0,0

Tabella 11 Spostamenti vincolari della combinazione 'SLV finale'

Nodo nr.		Spostamenti [mm]			Rotazioni [mrad]		
		u_x	u_y	u_z	φ_x	φ_y	φ_z
2	Max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,8	1,2
	Min	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4	-1,2
16	Max	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,4	1,2
	Min	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,8	-1,2
28	Max	0,1	0,0	0,0	0,0	0,8	1,2
	Min	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,4	-1,2
34	Max	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,4	1,2
	Min	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,8	-1,2

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO

VERIFICA ELEMENTI DI IMPALCATO

Si procede preliminarmente a verificare i vari elementi strutturali singolarmente ricavando schemi di calcolo parziali.

TAVOLE DI CALPESTIO:

Trave su due appoggi con carico distribuito : NTC2018 EC5

G_1	=	36	Kg/mq	pesi permanenti strutturali
G_2	=	0	Kg/mq	pesi permanenti non strutturali
Q_1	=	500	Kg/mq	carico variabile 1
Q_2	=	0	Kg/mq	carico variabile 2

SLU

γ_{G1}	=	1,35		
γ_{G2}	=	1,5		
γ_{Q1}	=	1,35		
γ_{Q2}	=	0	ψ_{02}	= 0

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{02} \gamma_{Q2} Q_{k2} = 723,6 \text{ Kg/mq}$$

L	=	0,49	m	luce di calcolo
i	=	0,15	m	interasse

R	=	27	Kg	reazione / taglio all'appoggio
M	=	3	Kgm	momento flettente massimo

γ_M	=	1,50	L. Massiccio conifera	C	18
------------	---	------	-----------------------	---	----

Classe di servizio	3	(1, 2, 3)
Durata del carico	breve	(permanente, lunga, media, breve, istantanea)

K_{mod} = 0,70 da Tabella 4,4,IV NTC2018

B	=	14	cm	base	k_h	=	1,201
H	=	6	cm	altezza			

J_y	=	252,00	cm ⁴	J_z	=	1372,00	cm ⁴
W_y	=	84,00	cm ³	J_t	=	2286,67	cm ⁴
A	=	84,00	cm ²				

$\sigma_{m,d}$	=	3,88	Kg/cm ²	<	100,89	Kg/cm ²	= $k_h k_{mod} f_{m,k} / \gamma_M$	Verificato
τ_d	=	0,47	Kg/cm ²	<	9,33	Kg/cm ²	= $k_{mod} f_{v,k} / \gamma_M$	Verificato

instabilità per flessione

I_{eff}	=	49,00	cm	$E_{0,05}$	=	60000	Kg/cm ²	
$M_{y,crit}$	=	1699637	Kgcm	G_{mean}	=	5600	Kg/cm ²	
$\sigma_{m,crit}$	=	20233,78	Kg/cm ²	$E_{0,mean}$	=	90000	Kg/cm ²	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,09		$G_{0,05}$	=	3733	Kg/cm ²	
$k_{crit,m}$	=	1,00						
$\sigma_{m,d}$	=	3,88	Kg/cm ²	<	100,89	Kg/cm ²	= $k_{crit,m} k_h k_{mod} f_{mk} / \gamma_M$	Verificato

SLE

si utilizza la comb. rara per il calcolo delle deformate istantanee : $k_{def} = 2,00$

$\gamma_1 + G_2$	=	36	Kg/mq	permanenti			
u_{istG}	=	0,00	cm	$5 \cdot G \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$			
Q_1	=	500	Kg/mq	variabile princ.	$\psi_{2,1}$	=	0
Q_2	=	0	cm	variabile sec.	$\psi_{2,2}$	=	0
u_{istQ1}	=	0,00	cm	$5 \cdot Q \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$			
u_{istQ2}	=	0,00	cm	$5 \cdot Q \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$			
u_{fin}	=	0,00	cm	=	$u_{istG} (1 + k_{def}) + u_{istQ1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + u_{istQ2} (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} k_{def})$		L/ 16234

Per il carico locale Q_{14} di 1000 Kg su impronta da 10x10 cm si ipotizza che insista contemporaneamente su due tavole accostate non avendo indicazioni su dissuasori che limitano il transito sulla passerella di mezzi a motore. Segue tabulato di verifica:

Verifica a flessione :		NTC2018 EC5		tavola calpestio	
G_1	=	36	Kg/mq	pesi permanenti strutturali	
G_2	=	0	Kg/mq	pesi permanenti non strutturali	
Q_1	=	1000	Kg/mq	carico variabile 1	
Q_2	=	0	Kg/mq	carico variabile 2	
SLU					
γ_{G1}	=	1,35			
γ_{G2}	=	1,5			
γ_{Q1}	=	1,35			
γ_{Q2}	=	0		ψ_{02}	= 0
$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \psi_{02}\gamma_{Q2}Q_{k2} = 1398,6 \quad Kg/mq$					
L	=	0,49	m	luce di calcolo	
i	=	0,15	m	interasse	
T	=	500	Kg	taglio massimo (vedi tabulato di calcolo)	
M	=	61	Kgm	momento flettente massimo (vedi tabulato di calcolo)	
γ_M	=	1,50	L.Massiccio	C	18
Classe di servizio		3	(1, 2, 3)		
Durata del carico		breve	(permanente, lunga, media, breve, istantanea)		
K_{mod}	=	0,70	da Tabella 4,4,IV NTC2018		
B	=	14	cm	base	$k_h = 1,201$
H	=	6	cm	altezza	
J_y	=	252,00	cm ⁴	J_z	= 1372,00 cm ⁴
W_y	=	84,00	cm ³	J_t	= 2286,67 cm ⁴
A	=	84,00	cm ²		
σ_{md}	=	72,92	Kg/cm ²	< 100,89	Kg/cm ² = $k_h k_{mod} f_{mk} / \gamma_M$ Verificato
τ_d	=	8,93	Kg/cm ²	< 9,33	Kg/cm ² = $k_{mod} f_{v,k} / \gamma_M$ Verificato
instabilità per flessione					
I_{eff}	=	49,00	cm	$E_{0,05}$	= 60000 Kg/cm ²
$M_{y,crit}$	=	1699637	Kgcm	G_{mean}	= 5600 Kg/cm ²
$\sigma_{m,crit}$	=	20233,78	Kg/cm ²	$E_{0,mean}$	= 90000 Kg/cm ²
$\lambda_{rel,m}$	=	0,09		$G_{0,05}$	= 3733 Kg/cm ²
$k_{crit,m}$	=	1,00			
$\sigma_{m,d}$	=	72,92	Kg/cm ²	< 100,89	Kg/cm ² = $k_{crit,m} k_h k_{mod} f_{mk} / \gamma_M$ Verificato

TRAVETTI 10X16 GL24H:

Trave su due appoggi con carico distribuito : NTC2018 EC5 travetti impalcato

G_1	=	16	Kg/mq	pesi permanenti strutturali
G_2	=	36	Kg/mq	pesi permanenti non strutturali
Q_1	=	500	Kg/mq	carico variabile 1
Q_2	=	0	Kg/mq	carico variabile 2

SLU

γ_{G1}	=	1,35		
γ_{G2}	=	1,5		
γ_{Q1}	=	1,35		
γ_{Q2}	=	0		
ψ_{02}	=	0		

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{02} \gamma_{Q2} Q_{k2} = 750,6 \text{ Kg/mq (carico distribuito) } 1$$

L	=	1,90	m	luce di calcolo	1	
i	=	0,49	m	interasse	2	

R	=	349	Kg	reazione / taglio all'appoggio
M	=	166	Kgm	momento flettente massimo

$\gamma_M = 1,35$ L. Lamellare GL 24 h

Classe di servizio
Durata del carico

3	(1, 2, 3)
breve	(permanente, lunga, media, breve, istantanea)

$K_{mod} = 0,70$ da Tabella 4,4,IV NTC2008

B	=	10	cm	base	$k_h = 1,1$	$k_{cr} = 0,67$
H	=	16	cm	altezza		

J_y	=	3413,33	cm ⁴	J_z	=	1333,33	cm ⁴	$L_{app} = 7,00$	cm
W_y	=	426,67	cm ³	J_t	=	3878,79	cm ⁴	$f_{c,90,d} = 12,96$	Kg/cm ²
A	=	160,00	cm ²					$k_{c,90} = 1,75$	(max = 4)

$\sigma_{m,d}$	=	38,90	Kg/cm ²	<	136,89	Kg/cm ²	= $k_h k_{mod} f_{m,g,k} / \gamma_M$	Verificato
τ_d	=	4,89	Kg/cm ²	<	18,15	Kg/cm ²	= $k_{mod} f_{v,g,k} / \gamma_M$	Verificato

instabilità per flessione

I_{eff}	=	190,00	cm	$E_{0,05}$	=	96000	Kg/cm ²
$M_{y,crit}$	=	858208	Kgcm	G_{mean}	=	6500	Kg/cm ²
$\sigma_{m,crit}$	=	2011,43	Kg/cm ²	$E_{0,mean}$	=	115000	Kg/cm ²
$\lambda_{rel,m}$	=	0,35		$G_{0,05}$	=	5426	Kg/cm ²
$k_{crit,m}$	=	1,00					

$$\sigma_{m,d} = 38,90 \text{ Kg/cm}^2 < 136,89 \text{ Kg/cm}^2 = k_{crit,m} k_h k_{mod} f_{m,g,k} / \gamma_M \text{ Verificato}$$

SLE

si utilizza la comb. rara per il calcolo delle deformate istantanee : $k_{def} = 2,00$

$\gamma_1 + G_2$	=	52	Kg/mq	permanenti		
u_{istG}	=	0,01	cm	$5 \cdot G \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$		
Q_1	=	500	Kg/mq	variabile princ.	$\psi_{2,1} = 0$	$\psi_{0,2} = 0$
Q_2	=	0	cm	variabile sec.	$\psi_{2,2} = 0$	
u_{istQ1}	=	0,11	cm	$5 \cdot Q \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$		
u_{istQ2}	=	0,00	cm	$5 \cdot Q \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$		
u_{fin}	=	0,14	cm	= $u_{istG} (1 + k_{def}) + u_{istQ1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + u_{istQ2} (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} k_{def})$		L/ 1367

Per il carico locale Q_{14} di 1000 Kg su impronta da 10x10 cm si ipotizza che insista contemporaneamente su un travetto non avendo indicazioni su dissuasori che limitano il transito sulla passerella di mezzi a motore. Segue tabulato di verifica:

Verifica a flessione :		NTC2018 EC5		travetti impalcato	
G_1	=	16	Kg/mq	pesi permanenti strutturali	
G_2	=	36	Kg/mq	pesi permanenti non strutturali	
Q_1	=	1000	Kg/mq	carico variabile 1	
Q_2	=	0	Kg/mq	carico variabile 2	
SLU					
γ_{G1}	=	1,35			
γ_{G2}	=	1,5			
γ_{Q1}	=	1,35			
γ_{Q2}	=	0		ψ_{02}	= 0
$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{02} \gamma_{Q2} Q_{k2} = 1425,6 \text{ Kg/mq}$					
L	=	1,90	m	luce di calcolo	
i	=	0,49	m	interasse	
T	=	1036	Kg	taglio massimo (vedi tabulato di calcolo)	
M	=	492	Kgm	momento flettente massimo (vedi tabulato di calcolo)	
γ_M	=	1,35	L. Lamellare	GL	24 h
Classe di servizio		3	(1, 2, 3)		
Durata del carico		breve	(permanente, lunga, media, breve, istantanea)		
K_{mod}	=	0,70	da Tabella 4,4,IV NTC2018		
B	=	10	cm	base	$k_h = 1,1$
H	=	16	cm	altezza	
J_y	=	3413,33	cm ⁴	J_z	= 1333,33 cm ⁴
W_y	=	426,67	cm ³	J_t	= 3878,79 cm ⁴
A	=	160,00	cm ²		
σ_{md}	=	115,34	Kg/cm ²	< 136,89	Kg/cm ² = $k_h k_{mod} f_{m,g,k} / \gamma_M$ Verificato
τ_d	=	9,71	Kg/cm ²	< 11,41	Kg/cm ² = $k_{mod} f_{v,g,k} / \gamma_M$ Verificato
instabilità per flessione					
I_{eff}	=	190,00	cm	$E_{0,05}$	= 94000 Kg/cm ²
$M_{y,crit}$	=	797147	Kgcm	G_{mean}	= 5900 Kg/cm ²
$\sigma_{m,crit}$	=	1868,31	Kg/cm ²	$E_{0,mean}$	= 116000 Kg/cm ²
$\lambda_{rel,m}$	=	0,36		$G_{0,05}$	= 4781 Kg/cm ²
$k_{crit,m}$	=	1,00			
$\sigma_{m,d}$	=	115,34	Kg/cm ²	< 136,89	Kg/cm ² = $k_{crit,m} k_h k_{mod} f_{m,g,k} / \gamma_M$ Verificato

TRAVERSI METALLICI HEA140 S275:

Per il sostegno dell'impalcato e trasmettere i carichi alle travi principali sono stati previsti elementi metallici di collegamenti ogni 205 cm, costituiti da due appendici verticali in UPN120 ed un traverso orizzontale in HEA140. Si procede a verificare questo profilo metallico ai carichi verticali.

Trave su due appoggi con carico distribuito : NTC2018 traverso in acciaio

G_1	=	13	Kg/mq	pesi permanenti strutturali
G_2	=	52	Kg/mq	pesi permanenti non strutturali
Q_1	=	500	Kg/mq	carico variabile 1
Q_2	=	0	Kg/mq	carico variabile 2

SLU

γ_{G1}	=	1,35
γ_{G2}	=	1,5
γ_{Q1}	=	1,35
γ_{Q2}	=	0
ψ_{02}	=	0

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{02} \gamma_{Q2} Q_{k2} = 770,55 \text{ Kg/mq (carico distribuito)} \quad 1$$

L	=	2,88	m	luce di calcolo	1	
i	=	1,90	m	interasse	2	

R	=	2108	Kg	reazione / taglio all'appoggio
M	=	1518	Kgm	momento flettente massimo

Utilizzando i programmi messi a disposizione dalla "Fondazione Promozione Acciaio" si procede alla verifica del profilo HEA140 S275:

SLU

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a flessione retta

(Flessione nel piano dell'anima)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

M_{Ed} = momento flettente di calcolo
 $M_{pl,Rd}$ = momento resistente

W_{pl} = modulo resistente plastico
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M0} = coefficiente di sicurezza

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante M = [kNm]
 Scelta del profilo
 Classe dell'acciaio

OUTPUT

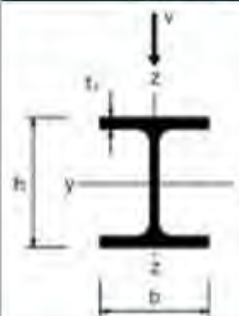
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2.3 NTC 2018)

$M_{Ed} =$	15,18 [kNm]	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	0,33	Verifica soddisfatta
$M_{c,Rd} =$	45,44 [kNm]			

[Torna al Menu Principale](#)


IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio

(Taglio parallelo all'anima)



$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

V_{Ed} = azione tagliante di calcolo
 $V_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo
 A_v = area resistente a taglio
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M0} = coefficiente di sicurezza



INPUT

Definizione dell'azione sollecitante V = [kN]
 Scelta del profilo
 Classe dell'acciaio

OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2.4 NTC 2018)

V _{Ed} =	21,08 [kN]	V _{Ed} / V _{pl,Rd} =	0,14	Verifica soddisfatta
V _{pl,Rd} =	153,14 [kN]			

Torna al Menu Principale


IPE - HE - HL = verifica di stabilità flessionale

(Flessione nel piano dell'anima)

Attenzione: vale per travi semplicemente appoggiate e per sezioni di classe 1, 2 e 3

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

M_{Ed} = momento flettente di calcolo
 $M_{b,Rd}$ = momento resistente di progetto per l'instabilità
 χ_{LT} = fattore di riduzione per l'instabilità flessione-torsionale
 W_y = modulo resistente della sezione
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M1} = coefficiente di sicurezza



INPUT

Definizione dell'azione sollecitante M = [kNm]
 Scelta del profilo L [m] =
 Classe dell'acciaio Classe sez.
 Distribuz. del momento flett. K_o corrisp.
(v. Tab. 4.2.VIII NTC)

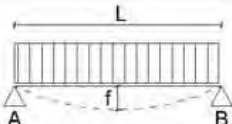
OUTPUT

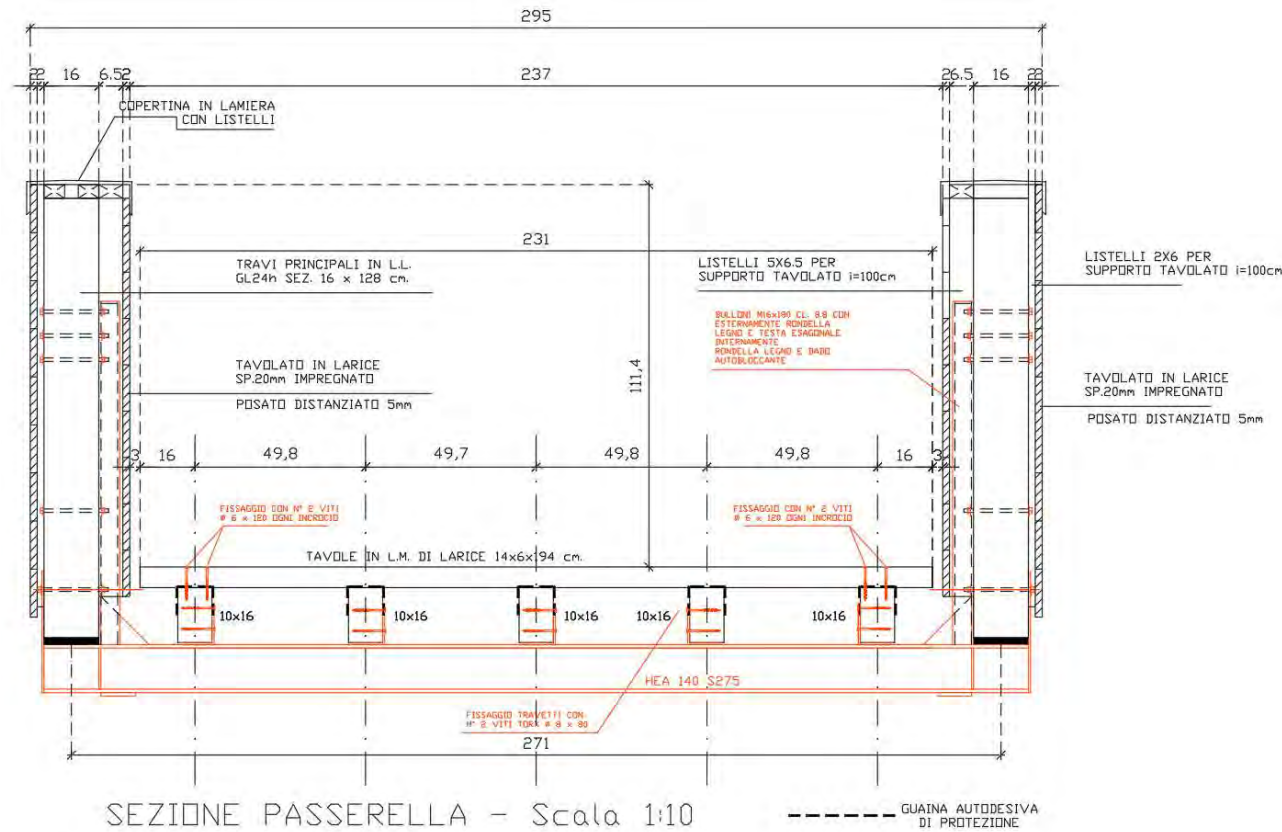
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.2 NTC 2018)

M _{Ed} =	15,18 [kNm]	M _{Ed} / M _{b,Rd}	0,37	Verifica soddisfatta
M _{b,Rd} =	40,95 [kNm]			

Torna al Menu Principale

SLE

			Trave in semplice appoggio - carico uniformemente distribuito			
L	2,88	[m]	HE 140 A	Posizione anima profilo <input checked="" type="radio"/> Verticale <input type="radio"/> Orizzontale		$f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EJ} =$ 3,45 [mm]
q	8,36	[kN/m]				



TRAVI PRINCIPALI 160X1280 GL24H:

Trave su due appoggi con carico distribuito : NTC2018 EC5

trave principale

G_1	=	76	Kg/mq	pesi permanenti strutturali
G_2	=	130	Kg/mq	pesi permanenti non strutturali
Q_1	=	500	Kg/mq	carico variabile 1
Q_2	=	0	Kg/mq	carico variabile 2

SLU

γ_{G1}	=	1,35		
γ_{G2}	=	1,5		
γ_{Q1}	=	1,35		
γ_{Q2}	=	0		
ψ_{02}	=	0		

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{02} \gamma_{Q2} Q_{k2} = 972,6 \text{ Kg/mq (carico distribuito) } \quad 1$$

L	=	11,40	m	luce di calcolo	1	
i	=	1,36	m	interasse	2	

R	=	7512	Kg	reazione / taglio all'appoggio
M	=	21409	Kgm	momento flettente massimo

γ_M	=	1,35	L. Lamellare	GL	24	h
------------	---	------	--------------	----	----	---

Classe di servizio	3	(1, 2, 3)
Durata del carico	breve	(permanente, lunga, media, breve, istantanea)

K_{mod} = 0,70 da Tabella 4,4, IV NTC2008

B	=	16	cm	base	$k_h = 1$	$k_{cr} = 0,67$
H	=	128	cm	altezza		

J_y	=	2796202,67	cm ⁴	J_z	=	43690,67	cm ⁴	$L_{app} = 14,00$	cm
W_y	=	43690,67	cm ³	J_t	=	162569,92	cm ⁴	$f_{c,90,d} = 12,96$	Kg/cm ²
A	=	2048,00	cm ²					$k_{c,90} = 1,75$	(max = 4)

$\sigma_{m,d}$	=	49,00	Kg/cm ²	<	124,44	Kg/cm ²	= $k_h k_{mod} f_{m,g,k} / \gamma_M$	Verificato
τ_d	=	8,21	Kg/cm ²	<	18,15	Kg/cm ²	= $k_{mod} f_{v,g,k} / \gamma_M$	Verificato

instabilità per flessione

I_{eff}	=	190,00	cm	$E_{0,05}$	=	96000	Kg/cm ²
$M_{y,crit}$	=	31804582	Kgcm	G_{mean}	=	6500	Kg/cm ²
$\sigma_{m,crit}$	=	727,95	Kg/cm ²	$E_{0,mean}$	=	115000	Kg/cm ²
$\lambda_{rel,m}$	=	0,57		$G_{0,05}$	=	5426	Kg/cm ²
$k_{crit,m}$	=	1,00					

$\sigma_{m,d}$	=	49,00	Kg/cm ²	<	124,44	Kg/cm ²	= $k_{crit,m} k_h k_{mod} f_{m,g,k} / \gamma_M$	Verificato
----------------	---	-------	--------------------	---	--------	--------------------	---	------------

SLE

si utilizza la comb. rara per il calcolo delle deformate istantanee : $k_{def} = 2,00$

$\bar{\alpha}_1 + G_2$	=	206	Kg/mq	permanenti		
u_{istG}	=	0,19	cm	$5 \cdot G \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$		
Q_1	=	500	Kg/mq	variabile princ.	$\psi_{2,1} = 0$	$\psi_{0,2} = 0$
Q_2	=	0	cm	variabile sec.	$\psi_{2,2} = 0$	
u_{istQ1}	=	0,46	cm	$5 \cdot Q \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$		
u_{istQ2}	=	0,00	cm	$5 \cdot Q \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$		
u_{fin}	=	1,04	cm	= $u_{istG} (1 + k_{def}) + u_{istQ1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + u_{istQ2} (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} k_{def})$		L/ 1100

CONTROVENTATURE D'IMPALCATO Ø20MM S275:

Volendo dimensionare le controventature metalliche dell'impalcato si procede a determinare il carico agente sul sistema resistente costituito dai correnti superiore e inferiore (travi principali 16x128 cm GL24h), montanti metallici HEA140 e tiranti diagonali in tondo pieno S275 Ø20mm. Lo schema semplificato verrà caricato con l'azione del vento e dello sbandamento della trave principale calcolato secondo le indicazioni dell'EC5:

Carico interno di stabilizzazione

Classe di servizio:	3			da NTC 2008 Tabella 4.4.II
Durata del carico	Breve	k_{mod}	0,7	da NTC 2008 Tabella 4.4.III
γ_M	1,5			da NTC 2008 Tabella 4.4.IV
Base	160	mm		
Altezza	1280	mm		
M_d	214,09	kNm		Momento sollecitante massimo

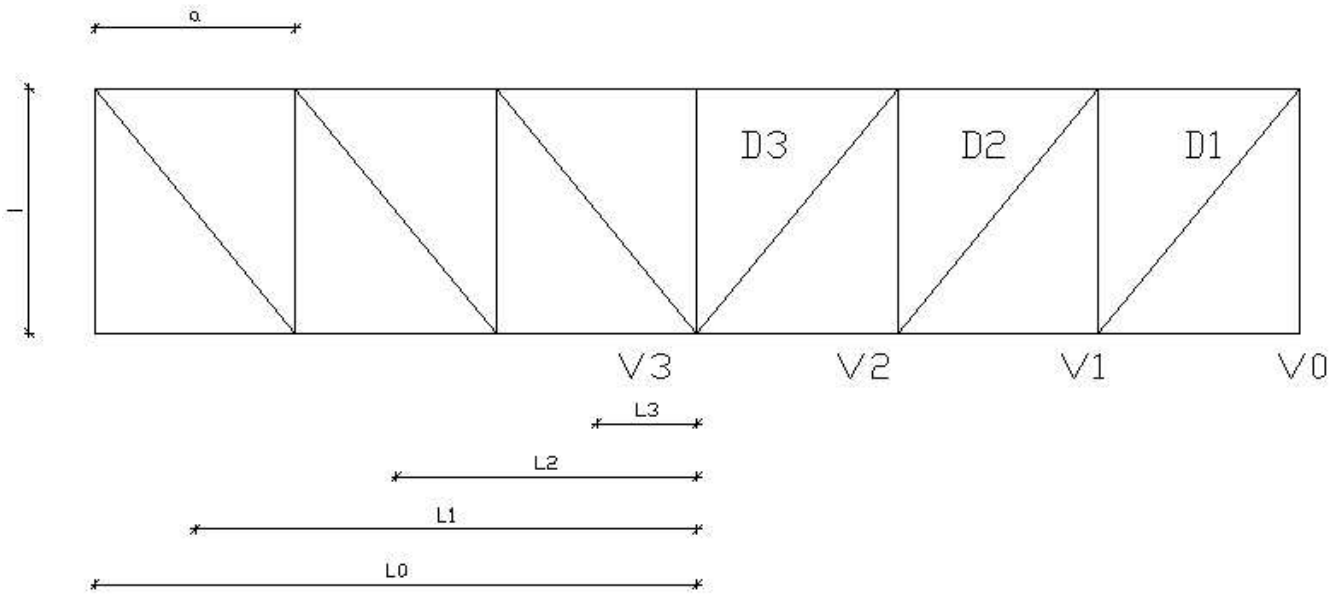
Caratteristiche legno utilizzato e verifica necessità di preforatura

Elemento	GL24h	ρ_{k1}	385 Kg/m ³	
$f_{m,k}$	24	MPa		
$E_{0,05}$	9600	MPa		
$G_{0,05}$	540	MPa		
I_y	2,80E+10	mm ⁴		Momento d'inerzia asse forte
I_z	4,37E+08	mm ⁴		Momento d'inerzia asse debole
h/b	8,0	k_1	0,3036	da EC 5 6.3.3 (4)
I_{tor}	1,59E+09	mm ⁴		Momento d'inerzia torsionale
I_{ef}	11400	mm		Lunghezza efficace della trave
W_y	4,37E+07	mm ³		Modulo di resistenza elastico
$\sigma_{m,crit}$	12,0	MPa		
$\lambda_{rel,m}$	1,42	k_{crit}	0,499	
N_d	83,79			da EC 5 9.2.5.2 (4)
n	2			Numero capriate parallele
k_l	1,0			
$k_{f,1}$	50	Coefficiente di correzione		da Prospetto 9.2
$k_{f,2}$	80	Coefficiente di correzione		da Prospetto 9.2
$k_{f,3}$	30	Coefficiente di correzione		da Prospetto 9.2
qd	0,49	kN/m		Carico interno di stabilizzazione
Fd	1,05	kN		Forza stabilizzante su ciascun appoggio

Ora il carico da vento applicato alla passerella deve essere determinato come valore assoluto considerando una superficie investita pari a 3 metri dal piano di calpestio e lunga come tutta la trave.

Si ricaveranno di massima gli sforzi nelle varie aste della reticolare e si andrà a verificare la dimensione del tirante metallico.

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot (\psi_{0,i} \cdot Q_{ki})$$



$$i = 288 \text{ cm}$$

$$a = 190 \text{ cm}$$

$$L0 = 1140/2 = 570 \text{ cm}$$

$$L1 = L0 - a/2 = 475 \text{ cm}$$

$$L2 = L0 - 1.5 a = 285 \text{ cm}$$

$$L3 = L0 - 2.5 a = 95 \text{ cm}$$

$$Ld = \sqrt{(i^2 + a^2)} = 345 \text{ cm}$$

Per la combinazione con carico verticale massimo e azione del vento associata avremo:

$$q5v = (99 + 23) \times 3.0 = 366 \text{ kg/ml (con } \Psi_0 = 0.6)$$

$$q_d = 49 \text{ kg/ml (stabilizzazione per c. verticale massimo)}$$

da cui

$$q_h = 1.5 \times 0.60 \times (366 + 49) = 373.5 \text{ kg/ml}$$

Per la combinazione con carico verticale minimo e azione del vento principale avremo:

$$q5v = (99 + 23) \times 3.0 = 366 \text{ kg/ml}$$

$$q_d = 15 \text{ kg/ml (stabilizzazione per i soli carichi G)}$$

da cui

$$q_h = 1.5 \times (366 + 15) = 571.5 \text{ kg/ml}$$

si determina il carico agente nelle diagonali:

$$V0 = q_h \times L0 = 2129 \text{ kg}$$

$$V1 = q_h \times L1 = 1774 \text{ kg}$$

$$V2 = q_h \times L2 = 1065 \text{ kg}$$

$$V3 = q_h \times L3 = 355 \text{ kg}$$

Da cui ricavano gli sforzi nelle diagonali:

$$D1 = V1 Ld/i = 2186 \text{ kg}$$

$$D2 = V2 Ld/i = 1276 \text{ kg}$$

$$D3 = V3 Ld/i = 425 \text{ kg}$$

Adottando un tondo Ø20mm filettato in prossimità del tenditore di regolazione si ha:

$$A = 3.14 \text{ cmq} \quad \gamma_{M0} = 1.05$$

$$A_{\text{net}} = 2.45 \text{ cmq} \quad \gamma_{M2} = 1.25$$

$$F_{yk} = 2750 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{tk} = 4300 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_{pl, Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 8223.8 \text{ kg} > 2186 \text{ kg OK}$$

$$N_{u, Rd} = 0.9 A_{\text{net}} f_{tk} / \gamma_{M2} = 7585.2 \text{ kg} > 2186 \text{ kg OK}$$

La portata del tenditore è fornita dal produttore in 6450 Kg > 2186 Kg OK

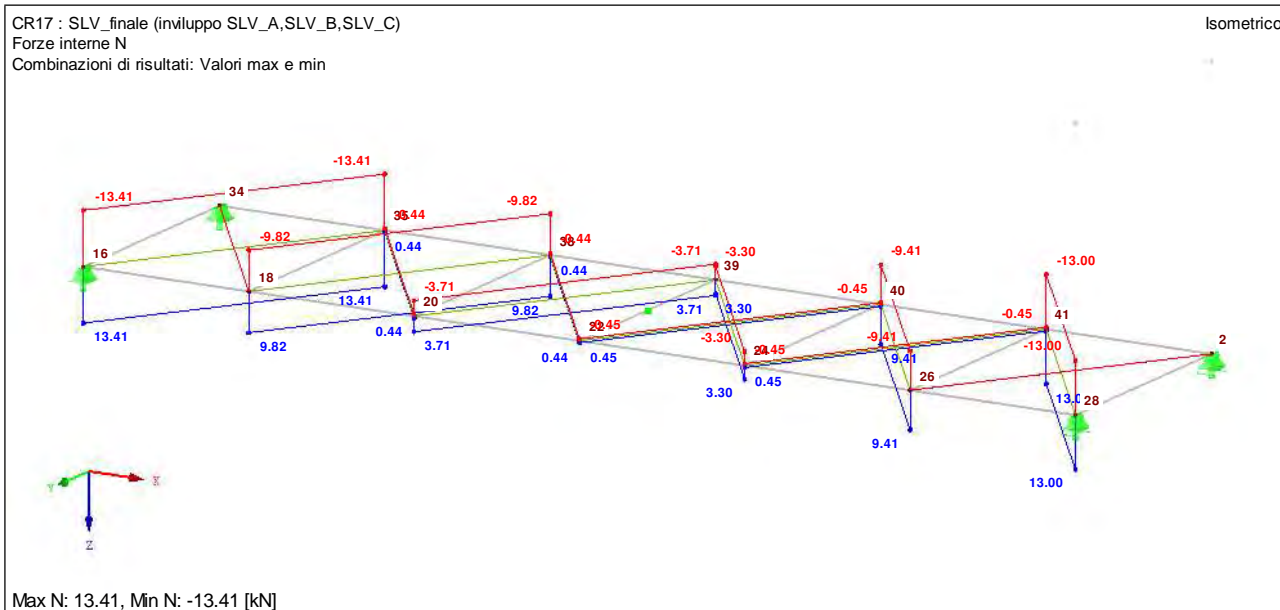
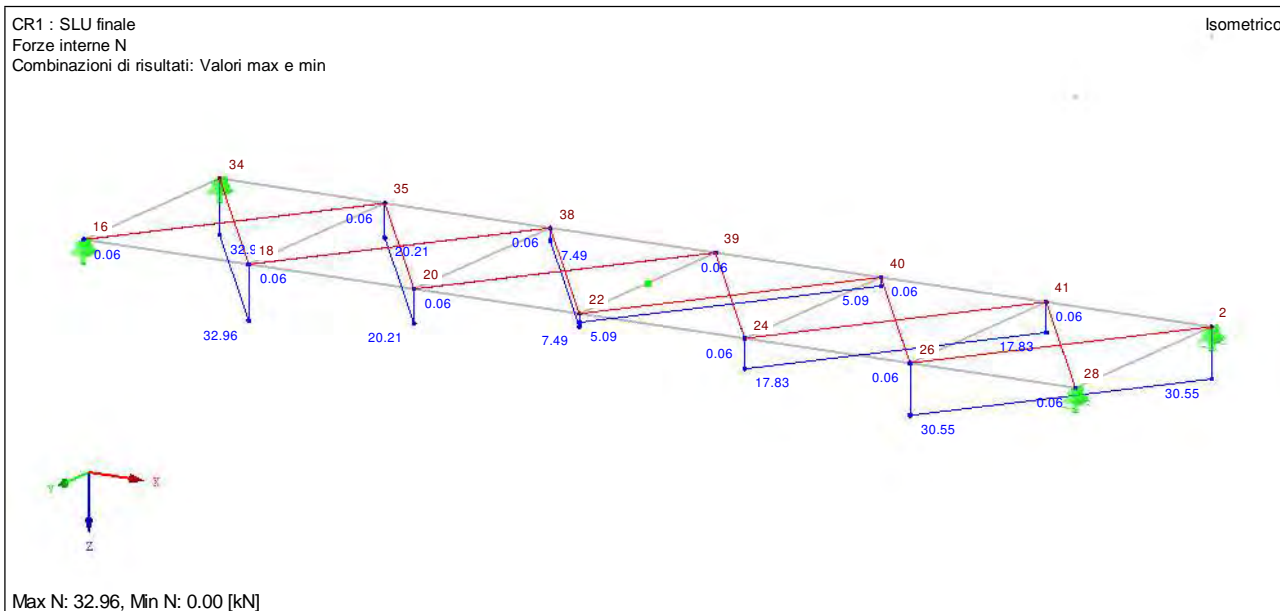


MANICOTTI PER STRUTTURE IN LEGNO LAMELLARE E UTILIZZI VARI

Filetto Tubo	Spessore Tubo	Lunghezza	Materiale	Fatt. di car. Statico Kg	Ns.Codice
M 12 x 1,75	27 Spessore 4	L = 180	FE510	4.340	AM3P005BA
M 16 x 2	27 Spessore 4	L = 250	Fe510	5.170	AM3P010AC
M 20 x 2,5	30 Spessore 4	L = 250	Fe510	6.450	AM3P010AE

VERIFICA ALLE AZIONI ORIZZONTALI

Nel caso di strutture leggere acquisisce una certa valenza l'azione del vento, per questo motivo è opportuno stabilire quale azione orizzontale (tra vento e sisma) sia determinante nelle verifiche dei sistemi resistenti alle azioni orizzontali. Per fare questo si va ad indagare lo stato di trazione che agisce nei controventi metallici; si riporta di seguito lo stato di sollecitazione dei controventi allo SLU (ovvero considerando l'azione del vento) e agli SLV (dove il vento non partecipa).



Si specifica che per poter cogliere il comportamento della controventatura (solo nelle combinazioni dinamiche) e ottenere forme modali più realistiche, l'idea di progettazione è quella di modellare entrambi i diagonali dimezzando il modulo elastico del materiale e procedere alla verifica raddoppiando l'azione sollecitante.

Trazione max SLU=3296 kg

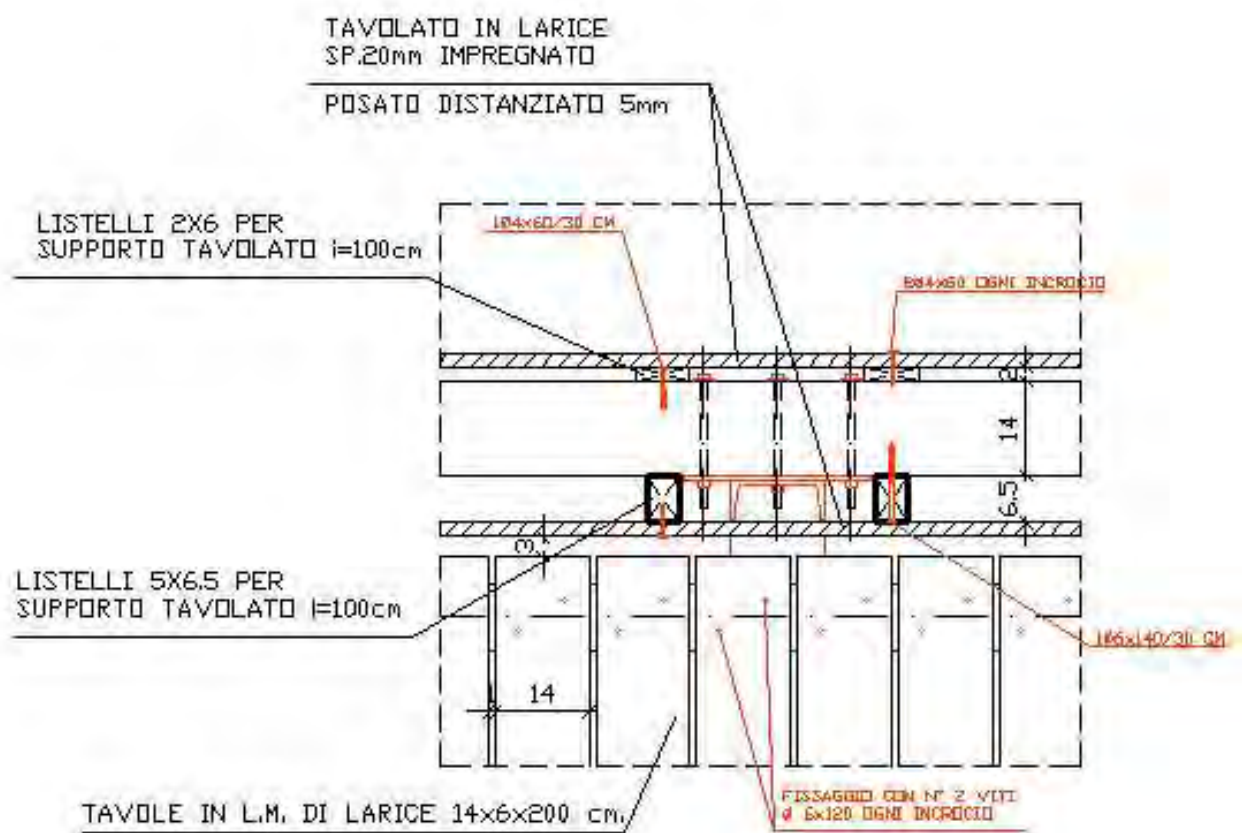
Trazione max SLV=1341x2=2682 kg

In questo caso la trazione massima sulla controventatura si ha in combinazione SLU e si conferma l'adozione di tiranti M20 in quanto la portata del corrispondente tenditore (determinata nel precedente capitolo) è maggiore della trazione nell'elemento metallico. 6450 kg > 3296 kg OK

VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

COLLEGAMENTO TELAIO METALLICO A TRAVI PRINCIPALI PER CARICHI VERTICALI:

Per come è concepita la struttura della passerella i vari elementi portanti sono in appoggio a partire da quelli di grado inferiore fino alle travi principali. Il collegamento più importante riguarda la connessione tra i portali metallici costituiti da tubolari 120x60x6.3mm verticali ed HEA140 orizzontali in luce alle due travi principali. Il sistema prevede l'utilizzo di barre filettate che si ancorano alle travi in legno sfruttando una sezione resistente ogni connessione. La maggior parte delle barre è posizionata al di sopra della mezzeria evitando di sollecitare il legno a trazione ortogonale alle fibre. Si procede determinando la portata di un singolo collegamento per poi valutare il numero minimo necessario allo scopo utilizzando le formule di Johanson. Si procede a calcolare la portata della barra filettata. Di seguito tabulato in excel appositamente predisposto allo scopo:



Connessione con Bulloni Legno-Legno

Classe di servizio:	3	da NTC 2008 Tabella 4.4.II
Durata del carico	Breve	k_{mod} 0,7 da NTC 2008 Tabella 4.4.III
γ_M	1,5	da NTC 2008 Tabella 4.4.IV
α_1	0°	Angolo tra forza e fibratura elemento lato testa
α_2	90°	Angolo tra forza e fibratura elemento lato punta

Caratteristiche legno utilizzato e verifica necessità di preforatura

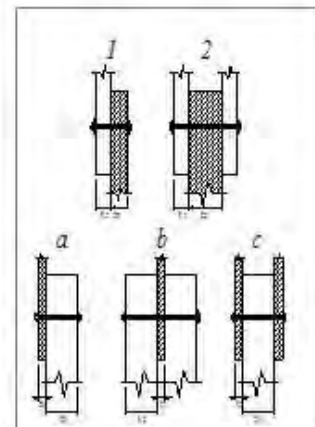
Elemento 1	Piastra	ρ_{k1}	- Kg/m ³	Piastra sottile
Elemento 2	GL24h	ρ_{k2}	420 Kg/m ³	

Geometria della connessione

Sezioni resistenti	a	Tipo connessione
Effetto cordata	Si	Effetto cordata in Johansen
t_1	6 mm	Spessore piastra
t_2	160 mm	Spessore elemento ligneo

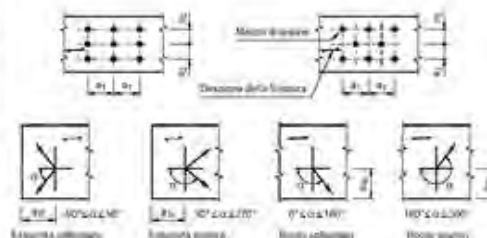
Tipologia di viti utilizzate

d	16,0 mm	Diametro bullone
$d_{rond,i}$	17,5 mm	Diametro interno rondella
$d_{rond,e}$	56 mm	Diametro interno rondella
f_u	800 N/mm ²	Resistenza ultima acciaio
$F_{ax,Rk}$	16965 N/mm ²	da EN1995-1 §8.5.2
$M_{y,Rk}$	324282 Nmm	da EN1995-1 (8.30)
$f_{h,1,k}$	- N/mm ²	da EN1995-1 (8.31)
$f_{h,2,k}$	18,19 N/mm ²	
β	-	da EN1995-1 (8.8)



Interassi e distanze da bordi ed estremità, valori minimi EN1995-1

Spaziature	Angolo α	Distanze [mm]
a_1 // alla fibratura	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	64
a_2 \perp alla fibratura	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	64
a_{3t} estremità sollecitata	$90^\circ < \alpha < 90^\circ$	112
a_{3c} estremità scarica	$90^\circ < \alpha < 150^\circ$	112
	$150^\circ < \alpha < 210^\circ$	64
	$210^\circ < \alpha < 270^\circ$	112
a_{4t} bordo sollecitato	$0^\circ < \alpha < 180^\circ$	64
a_{4c} bordo scarico	$180^\circ < \alpha < 360^\circ$	48



Calcolo della resistenza a taglio ed estrazione del bullone

Effetto cordata 3950 N Contributo effetto cordata

Modo rottura Johansen		
1 piano di taglio	Modo A	18631 N
	Modo B	19752 N
	Modo J	0 N

Modo di rottura utilizzato

$F_{V,Rk}$	18631 N	Capacità portante per piano di taglio e per mezzo di unione
$F_{V,Rd}$	8695 N	
$F_{ax,Rk}$	16965 N	Capacità ad estrazione del bullone
$F_{ax,Rd}$	7917 N	

Connessione con Bulloni Legno-Legno

Classe di servizio:	3	da NTC 2008 Tabella 4.4.II
Durata del carico	Permanente	k_{mod} 0,5 da NTC 2008 Tabella 4.4.III
γ_M	1,5	da NTC 2008 Tabella 4.4.IV
α_1	0°	Angolo tra forza e fibratura elemento lato testa
α_2	90°	Angolo tra forza e fibratura elemento lato punta

Caratteristiche legno utilizzato e verifica necessità di preforatura

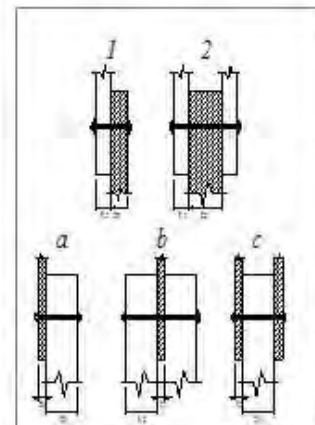
Elemento 1	Piastra	ρ_{k1}	- Kg/m ³	Piastra sottile
Elemento 2	GL24h	ρ_{k2}	420 Kg/m ³	

Geometria della connessione

Sezioni resistenti	a	Tipo connessione	
Effetto cordata	Si	Effetto cordata in Johansen	
t_1	6 mm	Spessore piastra	
t_2	160 mm	Spessore elemento ligneo	

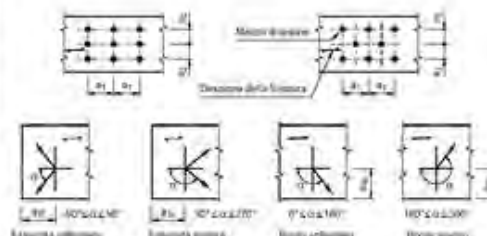
Tipologia di viti utilizzate

d	16,0 mm	Diametro bullone
$d_{rond,i}$	17,5 mm	Diametro interno rondella
$d_{rond,e}$	56 mm	Diametro interno rondella
f_u	800 N/mm ²	Resistenza ultima acciaio
$F_{ax,Rk}$	16965 N/mm ²	da EN1995-1 §8.5.2
$M_{y,Rk}$	324282 Nmm	da EN1995-1 (8.30)
$f_{h,1,k}$	- N/mm ²	da EN1995-1 (8.31)
$f_{h,2,k}$	18,19 N/mm ²	
β	-	da EN1995-1 (8.8)



Interassi e distanze da bordi ed estremità, valori minimi EN1995-1

Spaziature	Angolo α	Distanze [mm]
a_1 // alla fibratura	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	64
a_2 \perp alla fibratura	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	64
a_{3t} estremità sollecitata	$90^\circ < \alpha < 90^\circ$	112
a_{3c} estremità scarica	$90^\circ < \alpha < 150^\circ$	112
	$150^\circ < \alpha < 210^\circ$	64
	$210^\circ < \alpha < 270^\circ$	112
a_{4t} bordo sollecitato	$0^\circ < \alpha < 180^\circ$	64
a_{4c} bordo scarico	$180^\circ < \alpha < 360^\circ$	48



Calcolo della resistenza a taglio ed estrazione del bullone

Effetto cordata 3950 N Contributo effetto cordata

Modo rottura Johansen		
1 piano di taglio	Modo A	18631 N
	Modo B	19752 N
	Modo J	0 N

Modo di rottura utilizzato

$F_{V,Rk}$	18631 N	Capacità portante per piano di taglio e per mezzo di unione
$F_{V,Rd}$	6210 N	
$F_{ax,Rk}$	16965 N	Capacità ad estrazione del bullone
$F_{ax,Rd}$	5655 N	

Utilizzando n. 4 bulloni M16 cl. 8.8 si ottiene una portata complessiva pari a:

$$F_{vRd} = 869 \text{ Kg}$$

$$F_{vRd \text{ tot}} = F_{vRd} \times n = 869 \times 4 = 3476 \text{ Kg} > 2108 \text{ kg OK}$$

Per i soli pesi permanenti si ha:

$$F_{vRd} = 621 \text{ Kg}$$

$$F_{vRd \text{ tot}} = F_{vRd} \times n = 621 \times 4 = 2484 \text{ Kg} > 261 \text{ kg OK}$$

COLLEGAMENTO CONTROVENTI METALLICI A TRAVI PRINCIPALI:

per quanto riguarda il collegamento delle controventature d'impalcato alle travi principali si considera di valutare la componente // alle travi principali calcolata scomponendo l'azione agente nelle due direzioni nel piano:

$$SLU = 3296 \text{ Kg}$$

$$SLV = 2682 \text{ Kg}$$

L'angolo tra diagonale di controvento e travi principali:

$$i = 288 \text{ cm}$$

$$H = 190 \text{ cm}$$

$$\alpha = 54.97^\circ$$

la sola componente tagliante verrà assorbita del collegamento al legno. Si ricava il valore:

$$Tv(SLU) = 3157 \times \sin \alpha = 2699 \text{ Kg}$$

$$Tv(SLV) = 2404 \times \sin \alpha = 2196 \text{ Kg}$$

Si determina ora la portata del singolo collegamento (il kmod è il medesimo sia allo SLU che al SLV in quanto allo SLU l'azione di minor durata è il vento) e si procederà alla quantificazione del numero di collegamenti necessario. Seguono i tabulati di calcolo:

Connessione con Bulloni Legno-Legno

Classe di servizio:	3	da NTC 2008 Tabella 4.4.II
Durata del carico	Istantanea	k_{mod} 0,9 da NTC 2008 Tabella 4.4.III
γ_M	1,5	da NTC 2008 Tabella 4.4.IV
α_1	0°	Angolo tra forza e fibratura elemento lato testa
α_2	0°	Angolo tra forza e fibratura elemento lato punta

Caratteristiche legno utilizzato e verifica necessità di preforatura

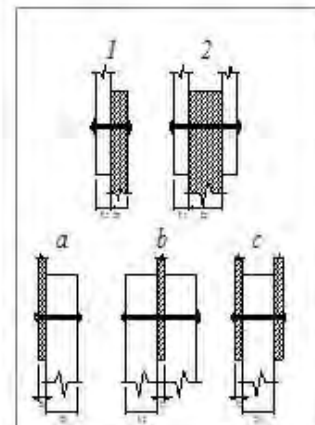
Elemento 1	Piastra	ρ_{k1}	- Kg/m ³	Piastra sottile
Elemento 2	GL24h	ρ_{k2}	420 Kg/m ³	

Geometria della connessione

Sezioni resistenti	a	Tipo connessione	
Effetto cordata	Si	Effetto cordata in Johansen	
t_1	6 mm	Spessore piastra	
t_2	160 mm	Spessore elemento ligneo	

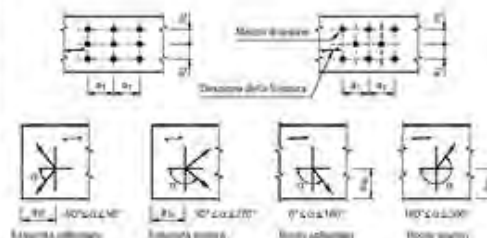
Tipologia di viti utilizzate

d	16,0 mm	Diametro bullone
$d_{rond,i}$	17,5 mm	Diametro interno rondella
$d_{rond,e}$	56 mm	Diametro interno rondella
f_u	800 N/mm ²	Resistenza ultima acciaio
$F_{ax,Rk}$	16965 N/mm ²	da EN1995-1 §8.5.2
$M_{y,Rk}$	324282 Nmm	da EN1995-1 (8.30)
$f_{h,1,k}$	- N/mm ²	da EN1995-1 (8.31)
$f_{h,2,k}$	28,93 N/mm ²	
β	-	da EN1995-1 (8.8)



Interassi e distanze da bordi ed estremità, valori minimi EN1995-1

Spaziature	Angolo α	Distanze [mm]
a_1 // alla fibratura	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	80
a_2 \perp alla fibratura	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	64
a_{3t} estremità sollecitata	$90^\circ < \alpha < 90^\circ$	112
a_{3c} estremità scarica	$90^\circ < \alpha < 150^\circ$	16
	$150^\circ < \alpha < 210^\circ$	64
	$210^\circ < \alpha < 270^\circ$	16
a_{4t} bordo sollecitato	$0^\circ < \alpha < 180^\circ$	48
a_{4c} bordo scarico	$180^\circ < \alpha < 360^\circ$	48



Calcolo della resistenza a taglio ed estrazione del bullone

Effetto cordata 4241 N Contributo effetto cordata

Modo rottura Johansen		
1 piano di taglio	Modo A	29624 N
	Modo B	24166 N
	Modo J	0 N

Modo di rottura utilizzato

$F_{V,Rk}$	24166 N	Capacità portante per piano di taglio e per mezzo di unione
$F_{V,Rd}$	14500 N	
$F_{ax,Rk}$	16965 N	Capacità ad estrazione del bullone
$F_{ax,Rd}$	10179 N	

SLU e SLV

$$T_v / F_{vRd} = 2699/1450 \sim 2 \text{ bulloni M16 cl. 8.8}$$

Si verifica il bullone di collegamento tra tirante diagonale e telaio metallico. Utilizzando le formule per i collegamenti bullonati nelle carpenterie metalliche:

Taglio:

$$f_{tbk} = 8000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (cl. 8.8)}$$

$$A_{res} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ (M16) sez. con filettatura}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$F_{vRd} = 0.6 \times f_{tbk} \times A_{res} / \gamma_{M2} = 6028 \text{ Kg} > 2699 \text{ kg OK}$$

$$f_{tbk} = 8000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (cl. 8.8)}$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (M16) gambo senza filettatura}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$F_{vRd} = 0.6 \times f_{tbk} \times A_{res} / \gamma_{M2} = 7718 \text{ Kg} > 2699 \text{ kg OK}$$

Rifollamento piastra:

$$f_{tbk} = 8000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (cl. 8.8)}$$

$$d = 1.6 \text{ cm (M16)}$$

$$t = 0.6 \text{ cm}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25; k = 2.5; \alpha = 1$$

$$F_{vRd} = k \times \alpha \times f_{tbk} \times d \times t / \gamma_{M2} = 15360 \text{ Kg} > 2699 \text{ kg OK}$$

COLLEGAMENTO PASSERELLA A SPALLE IN C.A.:

Il sistema di vincolo alle spalle in c.a. si compone di un telaio unico in acciaio che mantiene sollevate le travi principali dal piano di appoggio ricavato nel manufatto in conglomerato cementizio permettendo lo scolo delle acque piovane e la circolazione dell'aria. Per la trasmissione dei carichi di vincolo si analizza il collegamento legno-acciaio e poi il collegamento telaio in acciaio- cls. Si riassumono di seguito le reazioni vincolari dimensionanti per il collegamento alle spalle in conglomerato cementizio:

SLU 6

Nodo	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)
2	0.00	-29.00	-22.01 (scorrevole in X)
16	4.13	-1.30	-22.01 (cerniera)
28	0.00	-1.31	-22.01 (scorrevole in X)
34	-4.13	-30.97	-22.01 (cerniera)

SLV B

Nodo	P_x (kN)	P_y (kN)	P_z (kN)
2	0.00	-0.40	-17.10 (scorrevole in X)
16	-3.11	-11.41	-17.09 (cerniera)
28	0.00	-11.08	-17.09 (scorrevole in X)
34	-3.11	-0.40	-17.10 (cerniera)

In direzione X (longitudinale) la massima azione risulta:

$$P_x = 4.13 \text{ kN} = 413 \text{ kg (SLU)}$$

Utilizzando n. 3 bulloni M16 si ottiene una portata complessiva pari a:

$$F_{vRd} = 11.27 \text{ kN (singolo bullone // fibre)}$$

$$F_{vRd,Tot} = 3 \times 11.27 = 33.81 \text{ kN} > 4.13 \text{ kN OK}$$

$$P_x = 3.11 \text{ kN} = 311 \text{ kg (SLV)}$$

Utilizzando n. 3 bulloni M16 si ottiene una portata complessiva pari a:

$$F_{vRd} = 14.50 \text{ kN (singolo bullone // fibre)}$$

$$F_{vRd,Tot} = 3 \times 14.50 = 43.50 \text{ kN} > 3.11 \text{ kN OK}$$

Le azioni P_y si trasmettono per contatto al profilo tubolare 120x60x6.3mm, così come P_z per contatto sull'appoggio costituito dalle due HEA200 accostate.

Rimangono da verificare le barre filettate da resinare nel calcestruzzo delle spalle. Si utilizza allo scopo il programma "Profis Anchor" messo a disposizione da HILTI per i propri prodotti. Segue tabulato di verifica per i nodi nr.34 e 16 in combinazione SLU 6:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A V3 + HAS-U 8.8 M16
Vita utile (durata in anni):	50
Codice articolo:	2237088 HAS-U 8.8 M16x150 (inserire) / 2377689 HIT-HY 200-A V3 (resina)
Insert item # alternative:	2390237 HAS 8.8 M16x150
Specification text:	Hiti HAS-U 8.8 or HAS barra filettata with HIT-HY 200-A V3 Resina ad iniezione with 80 mm embedment hef, M16, Acciaio zincato, Foro eseguito con roto-percussione installation per ETA 19/0601
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,inst} = 80,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,reqd} = 320,0 \text{ mm}$)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 19/0601
Ermesso l Valido:	29/01/2024 -
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)
Fissaggio distanziato:	$e_s = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10,0 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio ^{II} :	$l_p \times l_y \times t = 200,0 \text{ mm} \times 2.882,0 \text{ mm} \times 10,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,calc} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 800,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lunga: 0/0 °C
Installazione:	Hammer drilled hole, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	interasse delle armature $< 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $< 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12,0 \text{ [mm]}$ + maglia chiusa (staffe) $s \leq 100,0 \text{ [mm]}$

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	$N = -44,020$; $V_x = 0,000$; $V_y = 32,270$; $M_x = 0,000$; $M_y = 0,000$; $M_z = 11,880$;	no	no	34

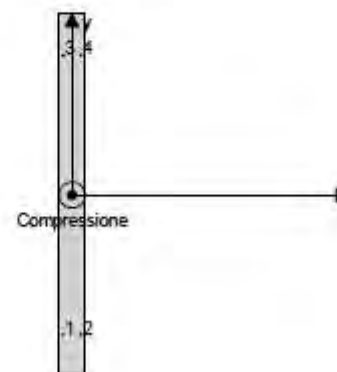
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	8,341	2,687	7,897
2	0,000	8,665	2,687	8,238
3	0,000	8,341	-2,687	7,897
4	0,000	8,665	-2,687	8,238

Max. concrete compressive strain: 0,00 [%]
 Max. concrete compressive stress: 0,08 [N/mm²]
 Resulting tension force in (x/y)=(-/-): 0,000 [kN]
 Resulting compression force in (x/y)=(0,0/0,0): 44,020 [kN]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	8,665	50,240	18	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	8,665	26,807	33	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+*	32,714	96,473	34	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{tk,s}}{\gamma_{Me}} \quad \text{EOTA TR 029, tabella 5.2.3.1}$$

$V_{tk,s}$ [kN]	γ_{Me}	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
62,800	1,250	50,240	8,665

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cb} = \frac{V_{tk,cb}}{\gamma_{Mc,p}} \quad \text{EOTA TR 029, tabella 5.2.3.1}$$

$$V_{Rd,cb} = k \cdot \min(N_{Rd,p}, N_{Rd,t}) \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.7), (5.7a)}$$

$$N_{Rd,t} = N_{Rd,t}^0 \cdot \frac{A_{s,N}}{A_{s,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3)}$$

$$N_{Rd,t}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ct,ed,br}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3a)}$$

$$A_{s,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3b)}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{e}{c_{cr,N}} \leq 1.00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3c)}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1.00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3d)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{cr,V}}{s_{cr,N}}} \leq 1.00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3e)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{ed,V}}{s_{cr,N}}} \leq 1.00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3e)}$$

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
45.600	57.600	120,0	240,0	2.000	7.200
$e_{cr,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{ed,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0,0	1.000	0,0	1.000	1.000	0.900
$N_{Rd,t}^0$ [kN]	$\gamma_{Mc,p}$	$V_{Rd,cb}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
28.218	1.500	26.807	8.665		

ID gruppo ancoranti

4

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

$$V_{Rd,c} \leq V_{Ed,c} = \frac{V_{Rd,c}}{\gamma_{Rd,c}} \quad \text{EOTA TR 029, tabella 5.2.3.1}$$

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^0 \cdot A_{c,V}^0 \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{a,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8)}$$

$$V_{Rd,c}^0 = k_1 \cdot d_{nom}^2 \cdot h_{ef}^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ct,edge}} \cdot c_1^{1.5} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8a)}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{c_1} \right) \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8b)}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1} \right)^{0,2} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8c)}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8d)}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_1}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8e)}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h} \right)^{0,5} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8f)}$$

$$\psi_{a,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + \left(\frac{\sin \alpha_V}{2,5} \right)^2}} \geq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8g)}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{s,V}}{3 \cdot c_1}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.8h)}$$

$$c_1 = \max \left(\frac{c_{1,max}}{1,5}, \frac{h}{1,5}, \frac{s_{j,max}}{3} \right)$$

h_{ef} [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	c_1 [mm]	
80,0	16,00	1,700	0,045	0,053	1.038,0	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]	$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$e_{s,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$
400,0	720.000	720.000	0,965	1,000	1,5	0,998
α_V [°]	$\psi_{a,V}$	$\psi_{re,V}$				
0,45	1,012	1,400				
$V_{Rd,c}^0$ [kN]	$\gamma_{Rd,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]			
106,150	1,500	96,473	32,714			

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

$$N_{Sk} = 0,000 \text{ [kN]} \quad \delta_{Nk} = 0,0000 \text{ [mm]}$$

$$V_{Sk} = 6,419 \text{ [kN]} \quad \delta_{Vk} = 0,2567 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NVk} = 0,2567 \text{ [mm]}$$

Carichi a lungo termine:

$$N_{Sk} = 0,000 \text{ [kN]} \quad \delta_{Nk} = 0,0000 \text{ [mm]}$$

$$V_{Sk} = 6,419 \text{ [kN]} \quad \delta_{Vk} = 0,3851 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NVk} = 0,3851 \text{ [mm]}$$

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- The equations presented in this report are based on metric units. When inputs are displayed in imperial units, the user should be aware that the equations remain in their metric format.
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar), spazzolare due volte, soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar)).
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)
- L'adesione chimica caratteristica dipende dal periodo di ritorno (durata in anni): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

Per garantire la rispondenza delle ipotesi di vincolo teorica e soluzione adottata si determina lo spostamento orizzontale che deve essere consentito. Si provvederà ad asolare i fori nel profilo metallico all'appoggio in modo da permettere lo scorrimento della passerella proprio al contatto tra legno e acciaio.

Dal modello di calcolo lo spostamento riscontrato della passerella in direzione longitudinale è praticamente nullo. Rimane da calcolare l'allungamento con formulazioni presenti in letteratura tecnica.

Dal punto di vista ingegneristico risulta utile la definizione di un *coefficiente di ritiro e di rigonfiamento per variazioni percentuali di umidità* sotto il punto di saturazione delle fibre (che in pratica coincide con la pendenza nel campo igroscopico del diagramma di figura 1.12).

$$\varepsilon_{LRT} = \frac{\Delta L_{LRT}}{L_{LRT} \cdot \Delta \mu} \cdot 100 \quad (1.9)$$

Nelle applicazioni ingegneristiche si ritengono accettabili i valori forniti dalla seguente tabella

Tabella 1.3 Coefficienti di variazione dimensionale ε per variazioni percentuali unitarie, $\Delta \mu = 1\%$ di umidità all'interno del campo igroscopico

	ε_T	ε_R	ε_L
Conifere	0,24	0,12	0,01
Latifoglie	0,40	0,20	0,01

$$\Delta L_{LRT} = \frac{\varepsilon_{LRT} \cdot L_{LRT} \cdot \Delta \mu}{100} = \frac{0,01 \cdot 11400 \cdot 1}{100} = 1,14 \text{ mm}$$

Significa che per ogni punto percentuale di variazione di umidità, si verifica una dilatazione/contrazione in senso parallelo alla fibratura pari a 1.14mm. Ipotizzando, operando a vantaggio di sicurezza, che si possa verificare una escursione di 10 punti percentuali, si ottiene un allungamento/contrazione in senso parallelo alla fibratura pari a 11.4mm

Si provvederà nei vincoli 32 e 44 a realizzare fori nel telaio metallico Ø40mm a fronte dei bulloni M16 di ancoraggio garantendo una possibilità di movimento pari ad almeno 1.2 cm > 1.14 cm.

GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Poiché i procedimenti e le analisi adottate sono quelli tratti dalla Scienza delle Costruzioni non si ritiene necessario verificare diversamente l'accettabilità dei risultati.