

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	11/2013	CONSEGNA		A.Boccato	M.Coccato
1	06/2014	REVISIONE PER RICHIESTE PLIS		A.Boccato	M.Coccato
2	12/2020	AGGIORNAMENTO PROGETTO ESECUTIVO	J.E.Lucca	J.E.Lucca	M.Coccato
3	01/2021	VERIFICA AGGIORNAMENTO PROGETTO ESECUTIVO	J.E.Lucca	J.E.Lucca	S.Fattorelli



OPERE DI LAMINAZIONE DELLE PIENE DEL FIUME OLONA DA REALIZZARE NEI COMUNI DI CANEGRATE (MI), LEGNANO (MI), PARABIAGO (MI), E S. VITTORE OLONA (MI)

AGGIORNAMENTO PROGETTO ESECUTIVO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

DOTT. ING. MARCO LA VEGLIA

PROGETTAZIONE:

A.T.I. TECHNITAL S.p.A. – mandataria
BETA STUDIO S.r.l.

AGGIORNAMENTO:

BETA STUDIO S.r.l.

Capo Progetto e Responsabile Integrazione Prestazioni Specialistiche: DOTT. ING. SERGIO FATTORELLI

ELABORAZIONE:

BETA Studio S.r.l.

TITOLO ELABORATO:

CALCOLO DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI
CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE
PASSERELLA CARRABILE DI ATTRAVERSAMENTO

SCALA:

–

REV.

3

N° ELABORATO:

PE STR RL 02

NOME FILE:

PE STR RL 02.doc

DATA:

GENNAIO 2021

**OPERE DI LAMINAZIONE DELLE PIENE DEL FIUME OLONA DA REALIZ-
ZARE NEI COMUNI DI CANEGRATE (MI), LEGNANO (MI), PARABIAGO (MI)
E S. VITTORE OLONA (MI) – PRIMO LOTTO FUNZIONALE**

**AGGIORNAMENTO
PROGETTO ESECUTIVO**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE
PONTE PEDONALE CARRABILE DI ATTRAVERSAMENTO**

INDICE

PREMESSA	4
1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	6
2. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	8
2.1. Vita nominale (§ 2.4.1 NTC 2018)	8
2.2. Classe d'uso (§ 2.4.2 NTC 2018)	9
2.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica (§ 2.4.3 NTC 2018)	9
2.4. Stati limite	10
2.5. Combinazione delle azioni (§2.5.3 e §5.1.3.14 NTC 2018)	12
2.6. Valutazione dell'azione sismica (§ 3.2.3 NTC 2018)	13
3. MATERIALI	15
4. AZIONI CARATTERISTICHE (§ 3 NTC 2018)	16
4.1. Peso proprio delle strutture (gruppo G1)	16
4.2. Carico permanente portato (gruppo G2)	17
4.3. Azioni variabili da traffico (gruppo Q ₁)	17
4.4. Carico da neve (gruppo Q _N)	19
4.5. Azione statica equivalente del vento	19
4.6. Azione sismica	21
5. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	22
6. VERIFICHE STRUTTURALI	30
6.1. Travi principali IPE 270	31
6.2. Travi principali IPE 200	34
6.3. Traversi IPE 270	37
6.4. Traversi IPE 200	39
6.5. Giunto flangiato IPE 270	42
6.6. Giunto flangiato IPE 200	45
6.7. Verifica del grigliato	48
6.8. Parapetto	49
6.9. Appoggi	51
6.10. Abbassamenti impalcato	53

PREMESSA

La presente relazione costituisce parte integrante dell'aggiornamento del progetto esecutivo dell'intervento di realizzazione delle *opere di laminazione delle piene del fiume Olona da realizzare nei comuni di Canegrate (MI), Legnano (MI), Parabiago (MI) e San Vittore Olona (MI)*. In particolare il progetto prevede la realizzazione del Primo Lotto Funzionale, ossia di quelle opere realizzabili con i finanziamenti già disponibili.

L'intervento proposto s'inquadra nel sistema complessivo di opere previste per la messa in sicurezza del territorio situato nel tratto di pianura del fiume, fino alla città di Milano, che prevede la realizzazione di una serie di casse di laminazione lungo il corso del fiume Olona (nel comune di Malnate, nel comune di Lozza, nel comune di Gorla Maggiore e nei comuni interessati dal presente intervento), in grado di mantenere le portate in ingresso in Milano, compatibili con la capacità dell'alveo che, in quel tratto, è tombinato. Si tratta di un intervento finanziato dalla Regione Lombardia ai sensi dell'Ordinanza 3258 del Presidente del Consiglio (dicembre 2002) che affidava incarico alle Regioni interessate dalle esondazioni dei corsi d'acqua, di provvedere "...al ripristino, in condizioni di sicurezza, delle infrastrutture pubbliche danneggiate, alla pulizia ed alla manutenzione straordinaria degli alvei dei corsi d'acqua ed alla stabilizzazione dei versanti, nonché alla realizzazione di adeguati interventi ed opere di prevenzione dei rischi ed alla messa in sicurezza relativa ai dissesti idrogeologici ed al controllo delle piene; ..."; stante il carattere di urgenza, l'ordinanza disponeva inoltre la deroga dalle disposizioni che normalmente regolano la progettazione delle opere pubbliche (es. legge Merloni ecc.).

La prima versione del progetto è stata consegnata nel dicembre 2004, in cui è stato definito l'intervento nel suo complesso. Successivamente, sulla base delle indicazioni pervenute e dei risultati di ulteriori indagini conoscitive avviate, è stata predisposta una variante al progetto: tale Perizia di Variante rappresenta lo sviluppo delle opere di laminazione comprese nel Primo Lotto Funzionale ed è stata approvata nel dicembre 2005 dall'Ente appaltante.

Il progetto dell'intero intervento (primo lotto funzionale e lotto di completamento) è stato quindi sottoposto a procedura di VIA e nel dicembre 2010 la Regione Lombardia ha emesso giudizio positivo alla VIA (Decreto N°12641 del 2 dicembre 2010) con delle prescrizioni. Nel giugno del 2011 è stato quindi consegnato e approvato il progetto definitivo a seguito della Conferenza di Servizi del 1 agosto 2011.

Nel novembre del 2013 è stato consegnato il progetto esecutivo che accoglieva le richieste di modifiche emerse in sede di conferenza dei servizi. Nel giugno del 2014, il progetto è stato riemesso a seguito di incontri avvenuti tra AIPo, rappresentanti dei Comuni, del PLIS (Parco Locale di Interesse Sovracomunale) e gli altri membri della conferenza dei servizi (Regione Lombardia, Consorzio del Fiume Olona, ecc.) in cui sono emerse osservazioni e richieste di modifica alle opere presentate in esecutivo, da parte degli enti elencati.

Infine il presente aggiornamento del progetto esecutivo si è reso necessario a seguito della volontà di AIPo di ottemperare all'adeguamento dei lavori al D. Lgs. 50/2016. In particolare AIPo ha affidato a BETA Studio s.r.l. in data 07/09/2020 l'incarico di aggiornamento del progetto esecutivo realizzato dal Raggruppamento Temporaneo di Imprese costituito da TECHNITAL S.p.A. (capogruppo mandataria) e da BETA STUDIO s.r.l.

Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo delle passerelle carrabili di attraversamento dei manufatti in cemento armato del progetto esecutivo. In accordo con quanto indicato nei principi generali enunciate nelle NTC 2018, la progettazione strutturale si è basata sul metodo agli stati limite e sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Le sommità di tutti i rilevati arginali in progetto presentano larghezza sufficiente al transito degli automezzi che saranno utilizzati per la manutenzione. In prossimità del manufatto di regolazione idraulica e del manufatto di restituzione, la continuità della carrabilità arginale viene garantita da attraversamenti, a singola corsia di marcia, dimensionati per sopportare carichi di 3^a categoria, con struttura dimensionata per sopportare il carico dovuto ad un veicolo aggiuntivo necessario per le operazioni di manutenzione (veicolo di servizio).

Gli impalcati dei ponti si appoggeranno sulle spalle e sui setti intermedi dei manufatti che delimitano le varie luci di deflusso.

Inoltre, in corrispondenza della località Molini Giulini, poco a valle della nuova opera di derivazione, si prevede la realizzazione di una nuova passerella di attraversamento a singola campata, del tutto simile alle precedenti e dimensionata per sopportare i medesimi carichi. Tale passerella è prevista in sostituzione del vecchio ponte di collegamento tra Via Cascinette e le aree in destra idrografica, che verrà demolito.

L'impalcato del nuovo ponte in località Molino Giulini si appoggerà semplicemente sulle spalle in c.a. che delimitano la sezione di deflusso della roggia Molinara.

Tutti gli attraversamenti verranno realizzati con struttura portante in acciaio, a travi semplicemente appoggiate sulla struttura in calcestruzzo armato del manufatto. La luce netta degli attraversamenti risulta pari a 5.00 m, con una luce di calcolo di 5.4 m.

I manufatti, di larghezza totale (fuori tutto) 4.40 m, saranno costituiti da 6 travi longitudinali con interasse di 0.86 m.

Le travi laterali di bordo sono previste in profilo IPE 270 mentre le 4 travi centrali sono previste in profilo tipo IPE 200.

Per ripartire i carichi concentrati del veicolo di servizio tra tutte le travi costituenti l'impalcato, si sono previsti 2 traversi di testa in profilo IPE 270 e 2 traversi intermedi in profilo IPE 200.

Oltre a travi principali e traversi, si sono disposti dei diagonali in profilo L60x40x5 per conferire rigidità nel piano dell'impalcato e limitare le luci libere per evitare fenomeni di instabilità delle ali compresse.

Il piano di calpestio è formato da un grigliato metallico elettrosaldato con piatti portanti di sezione 120x4 mm disposti con un interasse di 66 mm.

A finitura del piano di calpestio è previsto un tavolato in legno di spessore 25 mm.

Ciascun impalcato viene assemblato in opera unendo assieme con giunti flangiati due semi-impalcati realizzati saldando tra loro a completa penetrazione travi, traversi e diagonali.

I semi impalcati per dimensioni e peso sono facilmente trasportabili e possono essere posti in opera con mezzi il cui peso risulta compatibile con il mezzo di servizio previsto sui manufatti e quindi, eventualmente, la campata centrale potrà essere posta in opera da un mezzo utilizzando le campate laterali già eseguite.

Le verifiche di compatibilità del carico massimo sugli assi del mezzo che porrà in opera il manufatto con i carichi di progetto del manufatto stesso resta a carico dell'impresa esecutrice i lavori.

Ciascun manufatto viene posato alle sottostanti strutture mediante 4 appoggi in gomma armata.

Per ripartire tra tutti gli appoggi l'azione di frenamento del veicolo di manutenzione sono previsti, nelle travi di bordo IPE 270, dei giunti d'anima bullonati che collegano assieme i manufatti.

2. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

L'analisi e le verifiche strutturali sono redatte secondo quanto previsto nel D.M. 17 Gennaio 2018 secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Secondo tale metodologia la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani). Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2 delle NTC 2018.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

nella quale:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \gamma_{Fj}$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo. La verifica della sicurezza, nei riguardi degli stati limite di esercizio, si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

2.1. Vita nominale (§ 2.4.1 NTC 2018)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

Per la valutazione della sicurezza delle strutture in progetto è stata assunta una vita utile di 50 anni.

2.2. Classe d'uso (§ 2.4.2 NTC 2018)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione dell'esercizio della struttura a causa di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise nelle seguenti classi 4 d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le opere in progetto ricadono nella classe II.

2.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica (§ 2.4.3 NTC 2018)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione devono essere valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente assume i valori riportati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Poiché l'opera in progetto ricade nella classe II, il coefficiente d'uso C_U assume il valore di 1.0. Il periodo di riferimento è dunque:

$$V_R = C_U V_n = 1.0 \times 50 \text{ anni} = 50 \text{ anni.}$$

2.4. Stati limite

Il metodo di verifica adottato è il "metodo agli Stati Limite" come specificato nel D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»".

Si definisce "stato limite" uno stato raggiunto il quale la struttura, o uno dei suoi elementi costitutivi, non può più assolvere la sua funzione o non soddisfa più le condizioni per cui è stata concepita. Secondo il metodo agli stati limite, la sicurezza nei riguardi delle condizioni ritenute pregiudizievoli (stati limite) viene garantita, per quanto possibile, su basi statistiche.

Gli stati limite si suddividono in due categorie:

a) stati limite ultimi: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera:

1. perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
2. spostamenti o deformazioni eccessive;
3. raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
4. raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
5. raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
6. rottura di membrature e collegamenti per fatica;
7. rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
8. instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

b) stati limite di esercizio: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio:

1. danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;

2. spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
3. spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
4. vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
5. danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
6. corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

Nel seguito si indicherà con “S” una generica sollecitazione (intendendo per essa ogni “effetto” indotto dalle “azioni” sulla struttura, quali le sollecitazioni interne, momento flettente, forza normale, taglio, le deformazioni, ecc.) e con “F” una generica azione (intesa come ogni causa o insieme di cause -carichi permanenti, carichi variabili, deformazioni impresse, agenti chimico-fisici - capaci di indurre stati limite in una struttura). Gli elementi strutturali devono verificare la condizione: $\frac{R_d}{S_d} \geq 1.0$ nella quale R_d è la resistenza di calcolo dell'elemento ed S_d è la sollecitazione di calcolo.

La struttura in progetto, data la sua tipologia, dovrà essere compatibile con i seguenti stati limite ultimi (SLU):

STR: Stato limite di resistenza strutturale, relativo agli elementi principali, che forniscono un contributo significativo nel fornire la resistenza complessiva.

Come precisato nel § 5.1.3.14 delle NTC 2018, per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 5.1.V che, con riferimento al § 2.6.1, fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ^m	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

2.5. Combinazione delle azioni (§2.5.3 e §5.1.3.14 NTC 2018)

Ai fini delle verifiche con il metodo degli “stati limite” si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli “stati limite di esercizio” (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:

$$A_d + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Si riportano nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** i valori dei coefficienti di combinazione Ψ_{kj} ,

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

2.6. Valutazione dell'azione sismica (§ 3.2.3 NTC 2018)

Per la valutazione dell'azione sismica di progetto si rimanda all'elaborato PE STR RL 01 “Calcoli esecutivi delle strutture – Manufatti di regolazione idraulica”.

3. MATERIALI

Per la realizzazione delle opere si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali.

Acciaio per strutture metalliche:

- acciaio tipo S 235 J0

Tensione di rottura a trazione:

- per spessori maggiori di 3 mm e fino a 40 mm $f_{tk} \geq 360 \text{ MPa}$

Tensione (carico unitario) di snervamento:

- per spessori maggiori di 3 mm e fino a 40 mm $f_{yk} \geq 235 \text{ MPa}$

Saldature:

si prevedono saldature a piena penetrazione e completo ripristino delle sezioni resistenti in base a quanto previsto al punto 4.8.2.1 del D.M. 17/01/2018 con le prescrizioni del punto 11.3.4.5.

Bulloni ad alta resistenza:

- Vite classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1:2013) + dado classe 8 (UNI EN ISO 898-2:2012)
- Rosette acciaio C50 (UNI EN 14399 parti 5 e 6)
- Piastrine acciaio C50 (UNI EN 10083-2: 2006)

4. AZIONI CARATTERISTICHE (§ 3 NTC 2018)

Le azioni sulle costruzioni, essenzialmente definite nelle NTC 2018 §3, sono schematizzabili in tre tipologie:

- azioni permanenti;
- azioni variabili;
- azioni sismiche.

4.1. Peso proprio delle strutture (gruppo G1)

Per i materiali strutturali sono stati assunti i pesi per unità di lunghezza o di superficie riportati nella Tabella 4.I.

Tabella 4.I – Gruppo G1 peso proprio strutturale

<i>Permanenti strutturali</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
Profilo IPE 270	0.360
Profilo IPE 200	0.224
L 60x40x6	0.038
Totale G₁	2.37

			n°	L (m)	p.u. (kN/m)	peso (kN)	
travi principali		IPE 270	2	5,76	0,36	4,15	
		IPE 200	4	5,76	0,224	5,16	
traversi		IPE 270	2	4,4	0,36	3,17	
		IPE 200	2	4,4	0,224	1,97	
diagonali		L 60x40x5	4	2,17	0,038	0,33	
			2	1,64	0,038	0,12	
						14,90	Totale
Incidenza piatti e bulloni					15%	2,24	
PESO DI UN SINGOLO IMPALCATO						17,14 kN	

La risultante è un carico distribuito pari a $G_1 = 0.72 \text{ kN/m}^2$.

Il carico G1 viene calcolato direttamente dal programma di calcolo.

4.2. Carico permanente portato (gruppo G2)

Non vengono inseriti nel modello di calcolo e risultano carichi permanenti portati i seguenti elementi:

Grigliato elettrosaldato piatto 120x4 maglia 66x33	0,85 kN/mq
Tavolato spessore 25 mm	0,15 kN/mq
Parapetto	0,50 kN/m

I carichi permanenti portati (Condizione di carico G2) sono stati applicati alla struttura come masse non strutturali di valore 100 kg/mq ad elementi plate di rigidezza nulla (load patches) che riportano il carico alle travi principali.

Il peso del parapetto è applicato alle travi di bordo come massa non strutturale con valore pari a 50 kg/m.

4.3. Azioni variabili da traffico (gruppo Q₁)

L'attraversamento si configura come un ponte pedonale, per il quale vanno applicati i soli carichi appartenenti allo schema 5 definito nel § 5.1.3.3.3 delle NTC 2018, costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale comprensiva degli effetti dinamici pari a 5.0 kN/m².

L'attraversamento vuole essere adatto a sopportare il peso di un mezzo di manutenzione. Per le caratteristiche di un simile veicolo si è fatto riferimento alla CIRCOLARE 21 febbraio 2019, n. 7 recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.", emanata dal Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti e pubblicata sulla GU n. 35 del 11-2-2019 - Suppl. Ordinario n.5.

Più precisamente, al punto C5.1.8 della circolare, vengono stabiliti i carichi trasmessi dal veicolo di manutenzione, pari ad un totale di 120 KN, dei quali 40 KN agiscono sull'asse Q_{SV1} e 80 KN sull'asse Q_{SV2}.

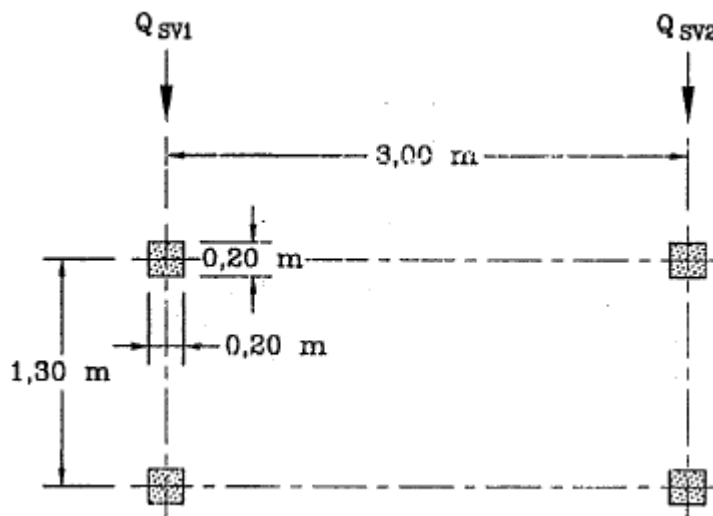


Figura 4.1 - Schema di carico per veicolo di servizio per ponti di 3^a categoria

Nel modello di calcolo sono state implementate le seguenti condizioni elementari di carico rappresentative dei carichi variabili:

Condizione q = carico distribuito da folla 5.0 kN/mq

Condizioni da Q1 a Q4 :

Carico del mezzo di servizio con asse 2 sopra il traverso di estremità e asse 1 sul manufatto con 4 diverse posizioni trasversali per massimizzare il carico sugli appoggi e il taglio sulle travi.

Condizioni da Q5 a Q8 :

Carico del mezzo di servizio con asse 2 in mezzeria del manufatto con 4 diverse posizioni trasversali per massimizzare il momento flettente in campata.

Per la luce di 5.4 m il momento risulta massimo quando l'asse 2 è in mezzeria del manufatto rispetto a quando entrambi gli assi risultano all'interno del ponte come si evidenzia del grafico di seguito riportato:

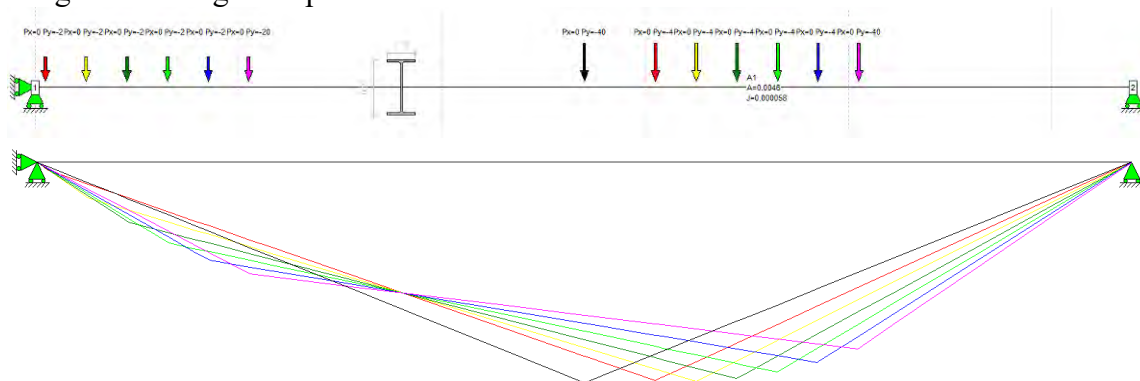


Figura 4.2 – Momento per diverse posizioni del veicolo di servizio

L'azione di frenamento del mezzo di servizio è pari al 60% del carico verticale ovvero a $(40+80)*0.6 = 72 \text{ kN}$

I carichi della folla (Condizione di carico q) sono stati applicati alla struttura come masse non strutturali di valore 500 kg/mq ad elementi plate di rigidezza nulla (load patches) che riportano il carico alle travi principali.

I carichi delle ruote del mezzo di servizio (Condizioni di carico Q1÷Q8) sono stati applicati alla struttura come masse non strutturali di valore 2000 kg e 4000 kg applicati ai nodi della struttura.

Quando i carichi concentrati ricadono al di fuori dei nodi delle travi principali vengono applicati ai nodi di elementi beam fittizi di rigidezza nulla, che riportano i carichi stessi alle travi principali senza influenzare il comportamento del modello.

4.4. Carico da neve (gruppo Q_N)

L'area di intervento si colloca nella Zona I – Mediterranea secondo la classificazione delle NTC2018. Per tale zona l'azione caratteristica della neve viene assunta pari a:

$$Q_N = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Tale azione, non essendo concomitante al carico della folla e del mezzo di servizio non risulta dimensionante.

4.5. Azione statica equivalente del vento

L'azione del vento sul ponte viene valutata agente su di una superficie di altezza pari all'altezza del manufatto + 1.8 m (sagoma di pedoni sul ponte) per una altezza totale di : $0.27 + 0.12 + 0.025 + 1.8 = 2.215 \text{ m}$

L'azione del vento su travi isolate vale:

$$p = q_b c_e c_p c_d = 39.12 \times 1.8 \times 2.4 \times 1.0 = 169 \text{ daN/mq} = 1.69 \text{ kN/mq}$$

L'azione totale del vento sulla singola campata vale :

$$5.76 \times 2.215 \times 1.69 = 21.56 \text{ kN}$$

Si riporta di seguito il calcolo di $q_b c_e$ per un elemento posto ad una altezza di 2 metri dal suolo con una classe di rugosità D nel comune di San Vittore Olona.

Nel modello di calcolo il carico del vento è stato implementato come condizione di carico VENTO applicando alle travi di bordo un carico distribuito pari a :

1.69x2.215/2 = 1.87 kN/m

Zona	Comune	Altitudine (m)
1	San Vittore Olona	185
Periodo di ritorno (anni)	Coefficiente α_R	CONTROLLO
50	1,00	OK

v_b (m/s)	VELOCITA' DI RIFERIMENTO
25,02	

q_b (daN/m ²)	PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO
39,12	



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE C_E

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno	
Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
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	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

coefficiente di topografia c_t
1,00

Categoria di esposizione	z (m) altezza sul suolo ($\leq 200m$)	$C_E(z)$
2	2,00	1,80

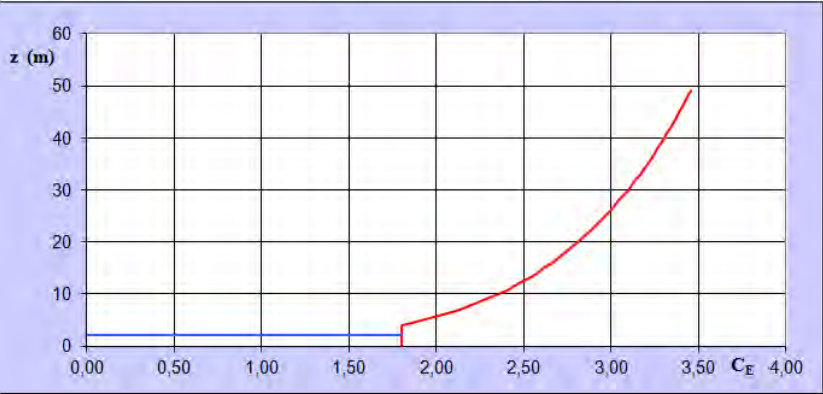
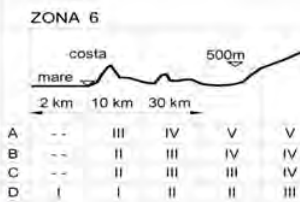


Figura 4.3 – calcolo azione del vento

4.6. Azione sismica

L'azione sismica agisce sui pesi propri con un coefficiente di accelerazione funzione dell'intensità con cui si manifesta il sisma.

Assumendo, in favore di sicurezza, che la struttura non sia dissipativa e che il periodo proprio di vibrazione ricada nel plateau (0.164 g) dello spettro di risposta l'azione orizzontale dovuta al sisma risulta:

$$G1 = 2.37 \times 4.4 \times 5.4 = 60 \text{ kN}$$

$$G2 = (0.85 + 0.15) \times 4.4 \times 5.4 + 0.5 \times 5.4 \times 2 = 30 \text{ kN}$$

$$E = 0.164 \times 90 = 14.8 \text{ kN}$$

Tale azione, in senso longitudinale risulta inferiore all'azione di frenamento pari a $72/3 = 24 \text{ kN}$ per impalcato e in senso trasversale risulta inferiore all'azione del vento pari a 21.56 kN .

Considerando che, nelle combinazioni di carico da assumere nei calcoli tale azione viene considerata alternativa a quella dovuta ai carichi variabili, di entità superiore, l'azione sismica non è stata considerata nel calcolo.

5. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni su tutti gli elementi costituenti l'impalcato è stato elaborato un modello F.E.M. del manufatto, in cui tutti gli elementi costruttivi sono stati modellati come elementi tipo BEAM con sezioni corrispondenti a quelle di progetto.

Si sono poi inseriti degli elementi plate di rigidezza nulla (load patches) cui vengono applicati i carichi di superficie, e degli elementi beam di rigidezza nulla che riportano i carichi concentrati non applicati alle travi principali alle travi principali stesse.

Si riportano di seguito alcune immagini del modello.

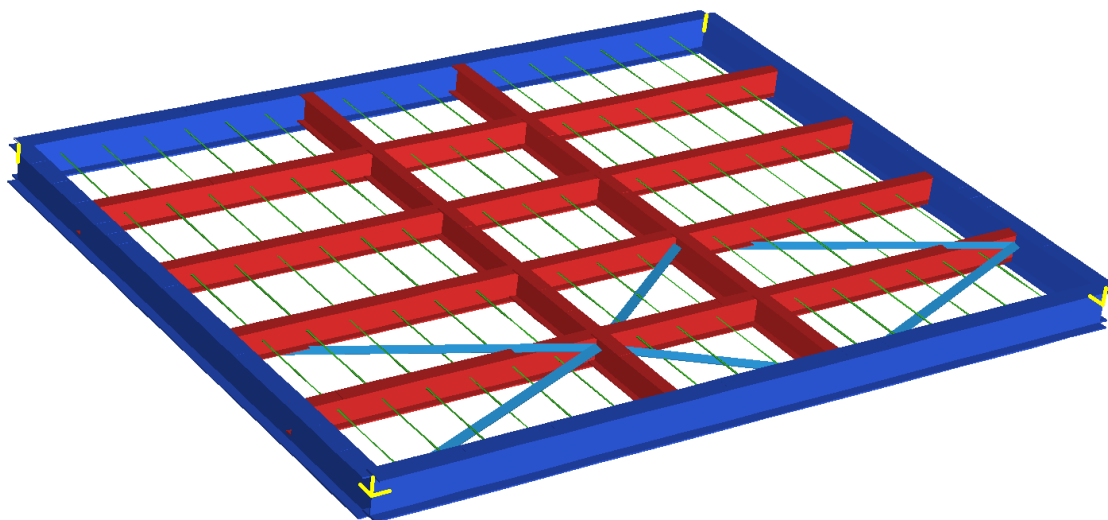


Figura 5.1– immagine Modello FEM solo Beam

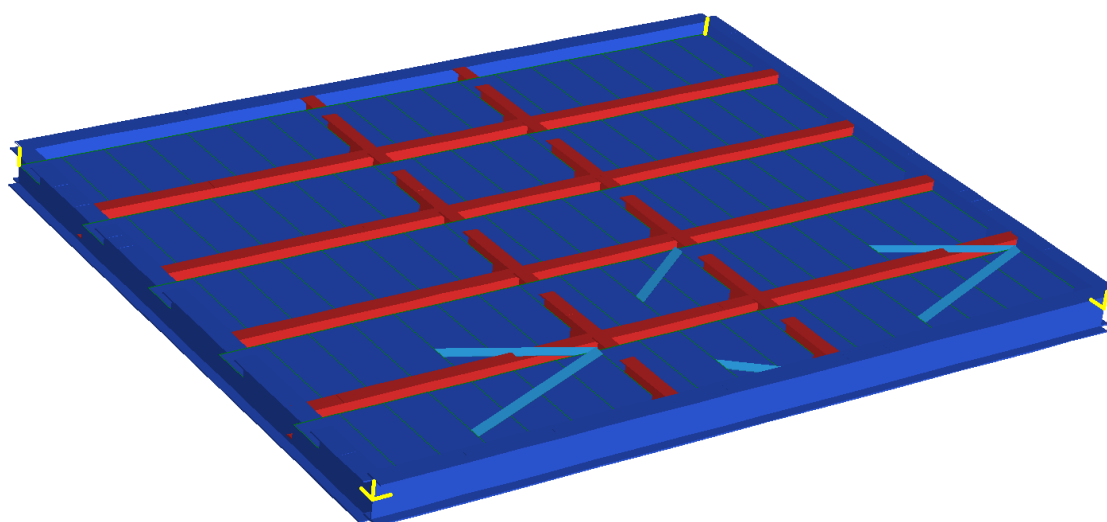


Figura 5.2– immagine Modello FEM beam e load patches

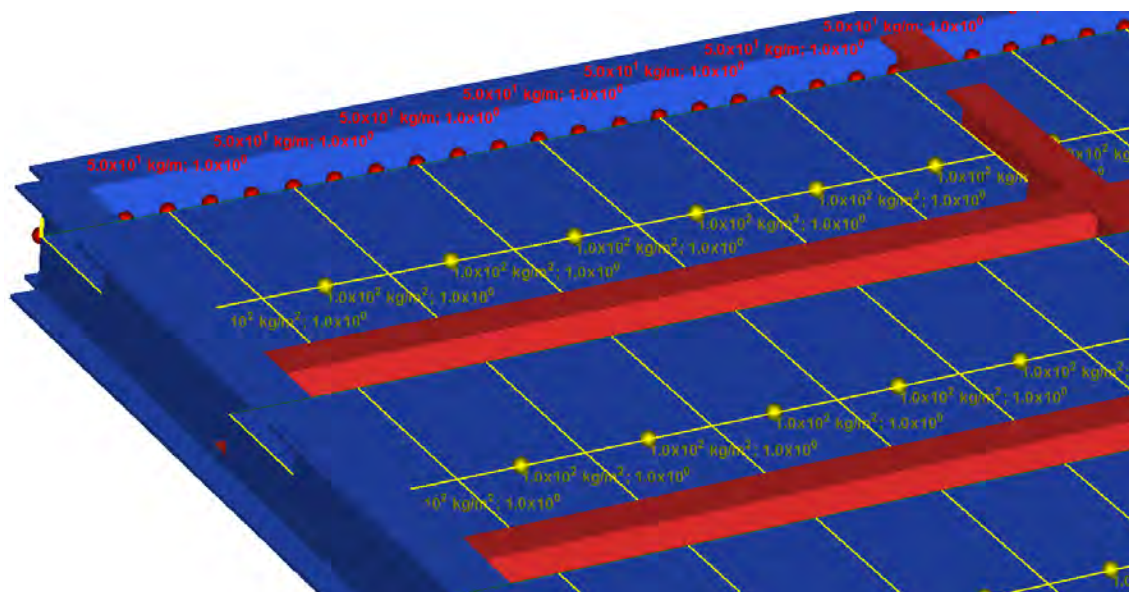


Figura 5.3– immagine Modello FEM CONDIZIONE DI CARICO G2

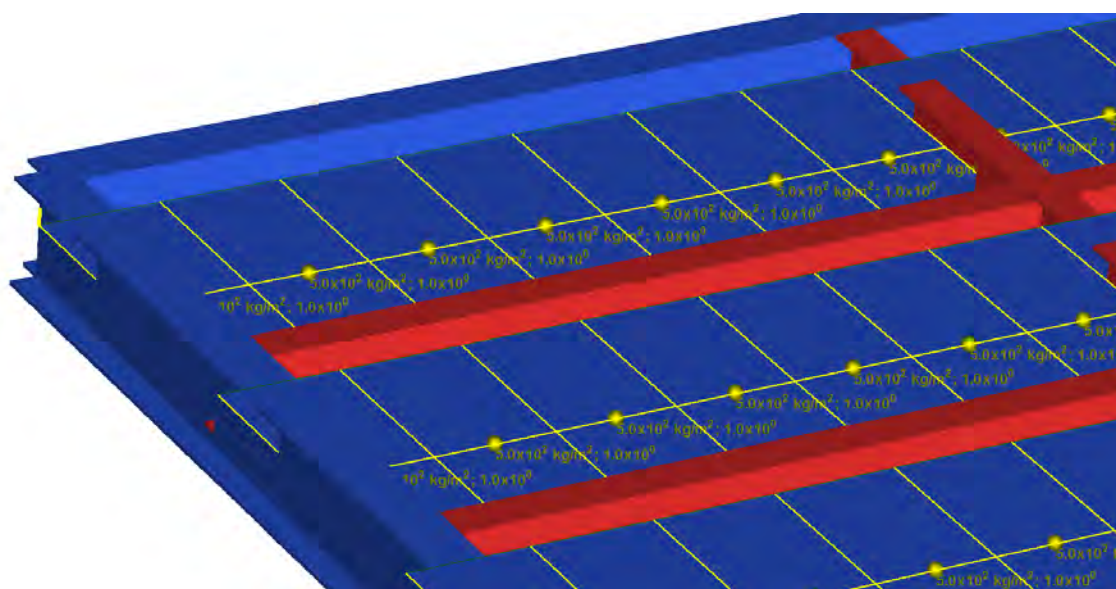


Figura 5.4– immagine Modello FEM CONDIZIONE DI CARICO q

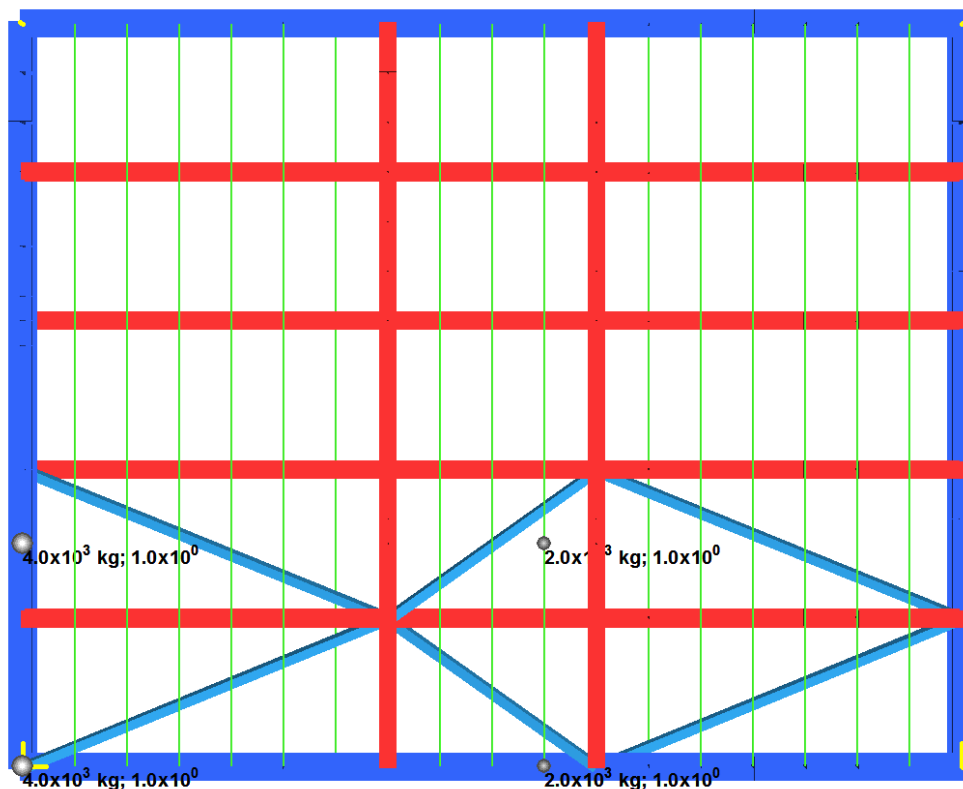


Figura 5.5– immagine Modello FEM CONDIZIONE DI CARICO Q1

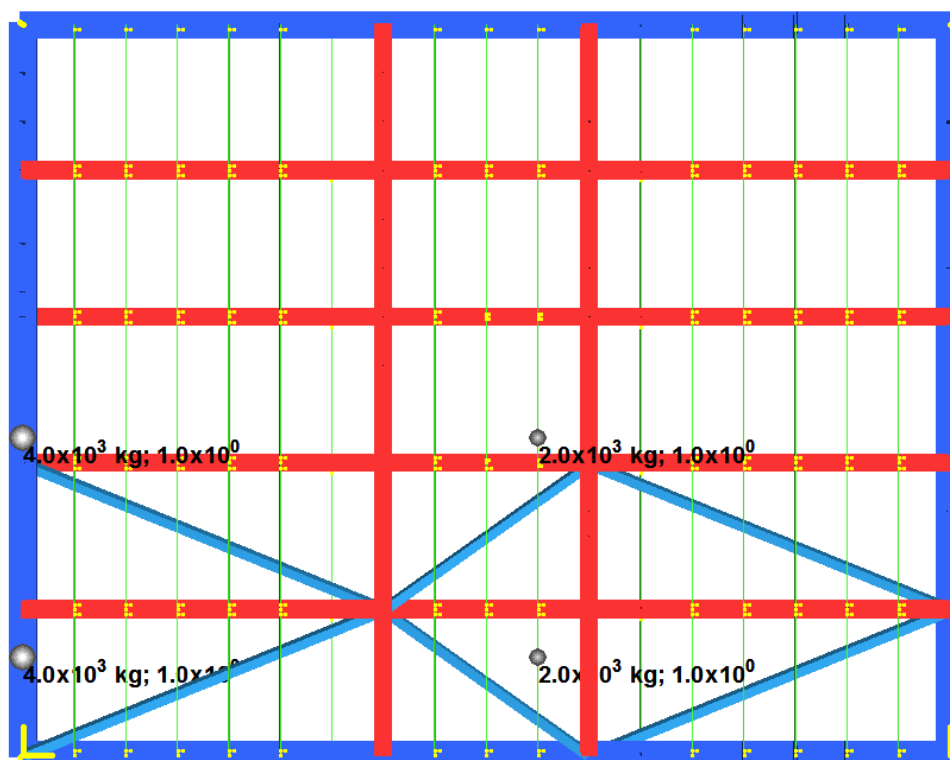


Figura 5.6– immagine Modello FEM CONDIZIONE DI CARICO Q2

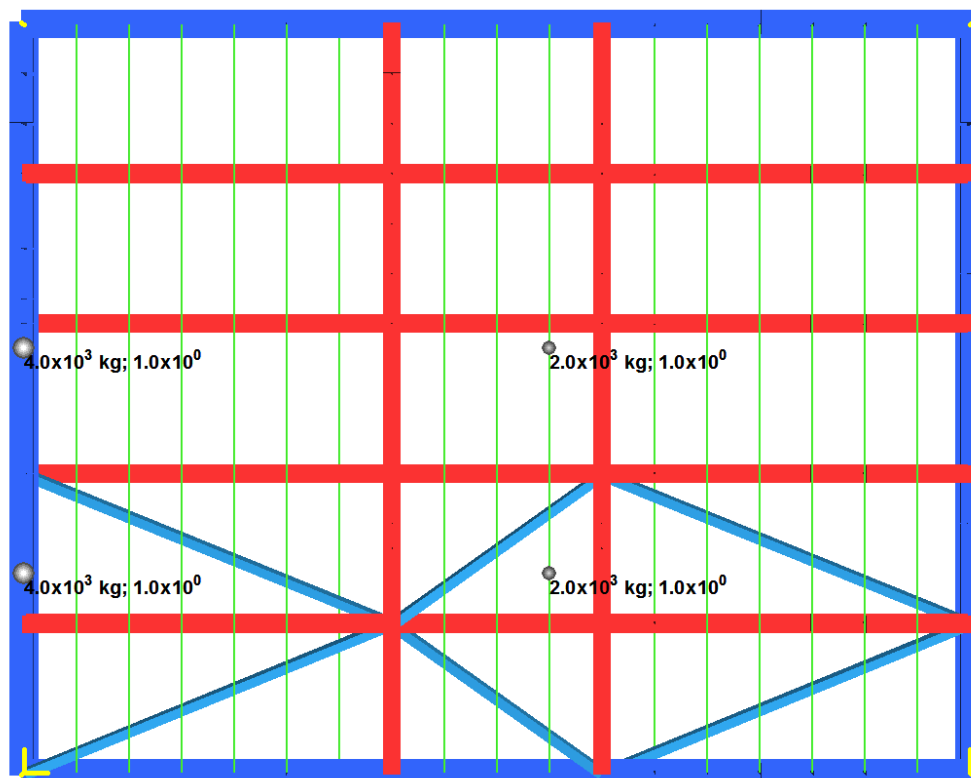


Figura 5.7– immagine Modello FEM CONDIZIONE DI CARICO Q3

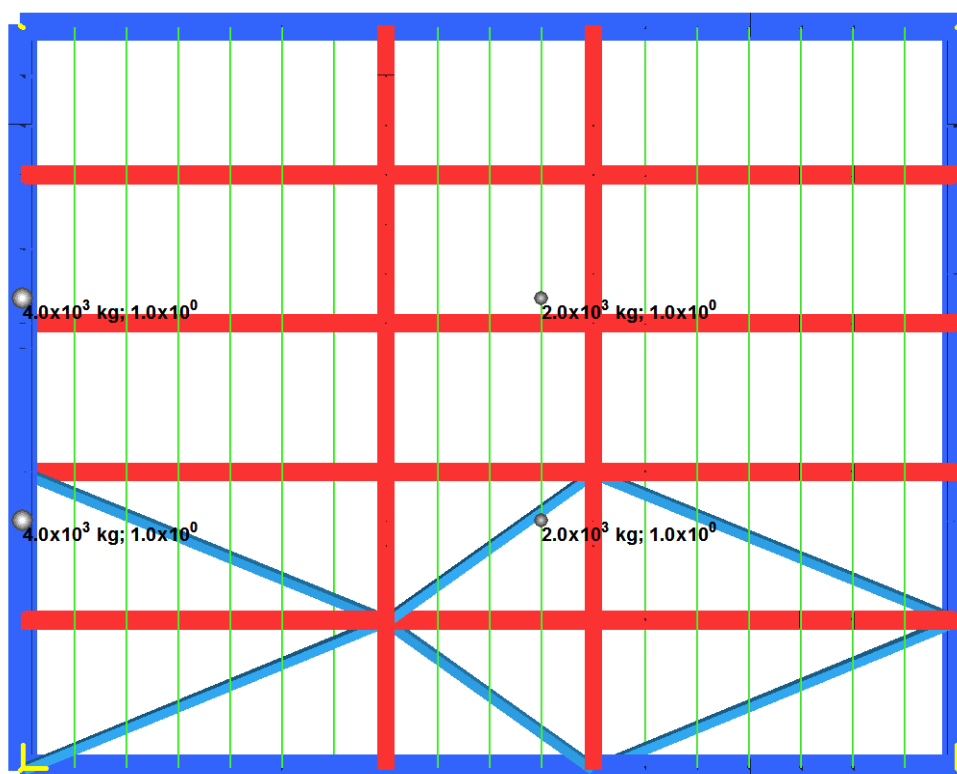


Figura 5.8– immagine Modello FEM CONDIZIONE DI CARICO Q4

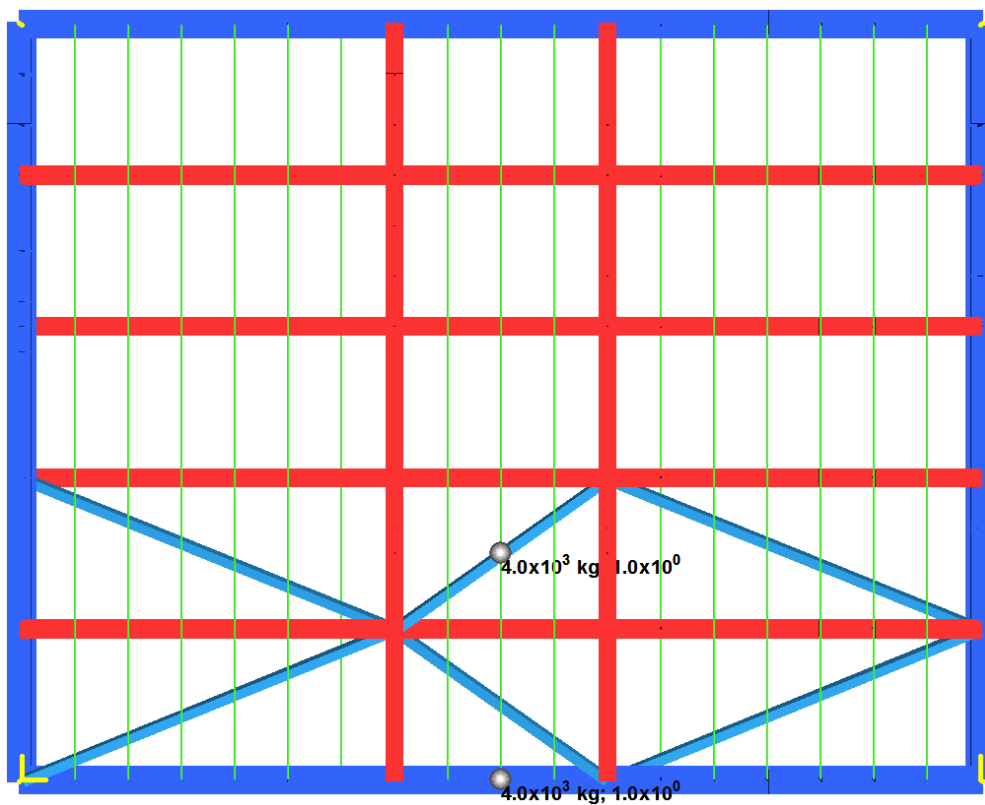


Figura 5.9– immagine Modello FEM CONDIZIONE DI CARICO Q5

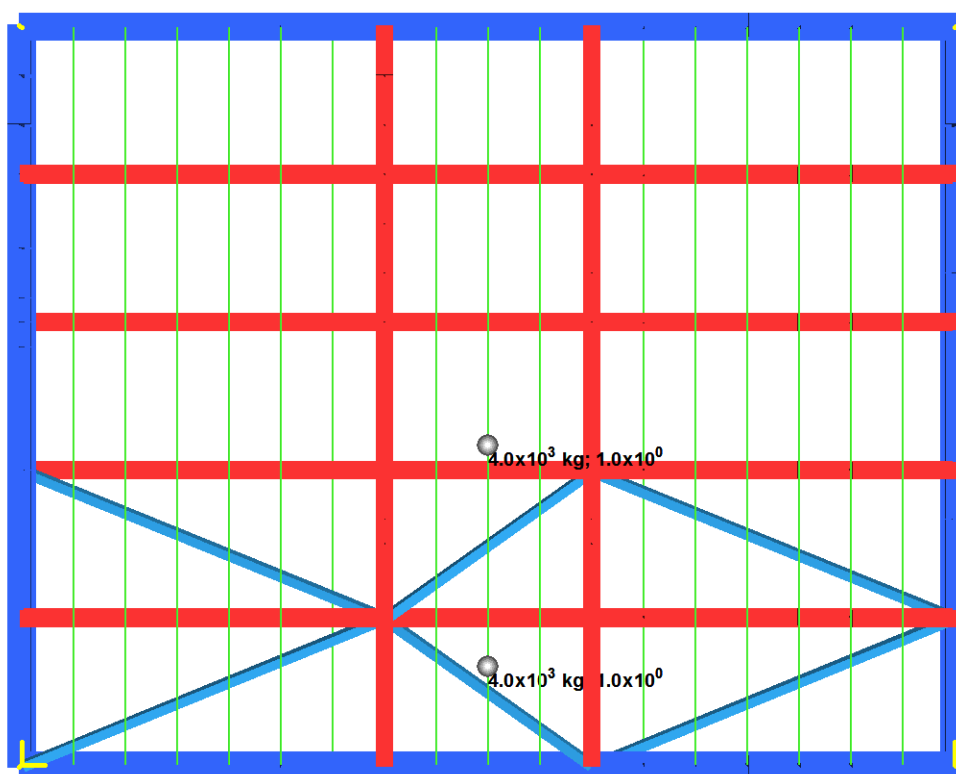


Figura 5.10– immagine Modello FEM CONDIZIONE DI CARICO Q6

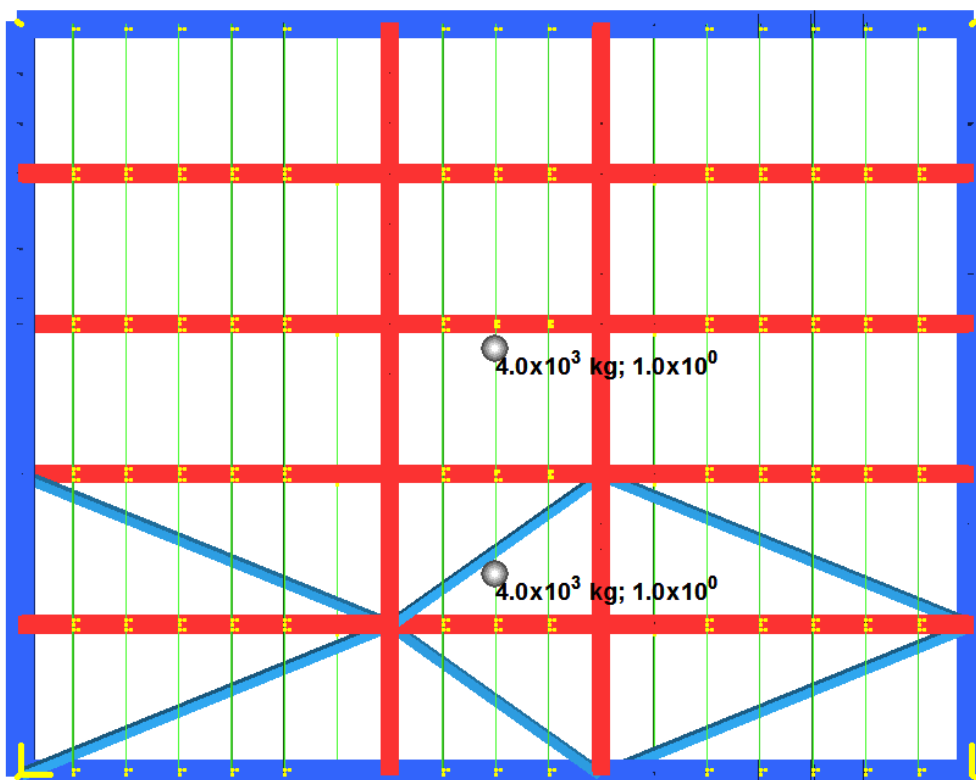


Figura 5.11– immagine Modello FEM CONDIZIONE DI CARICO Q7

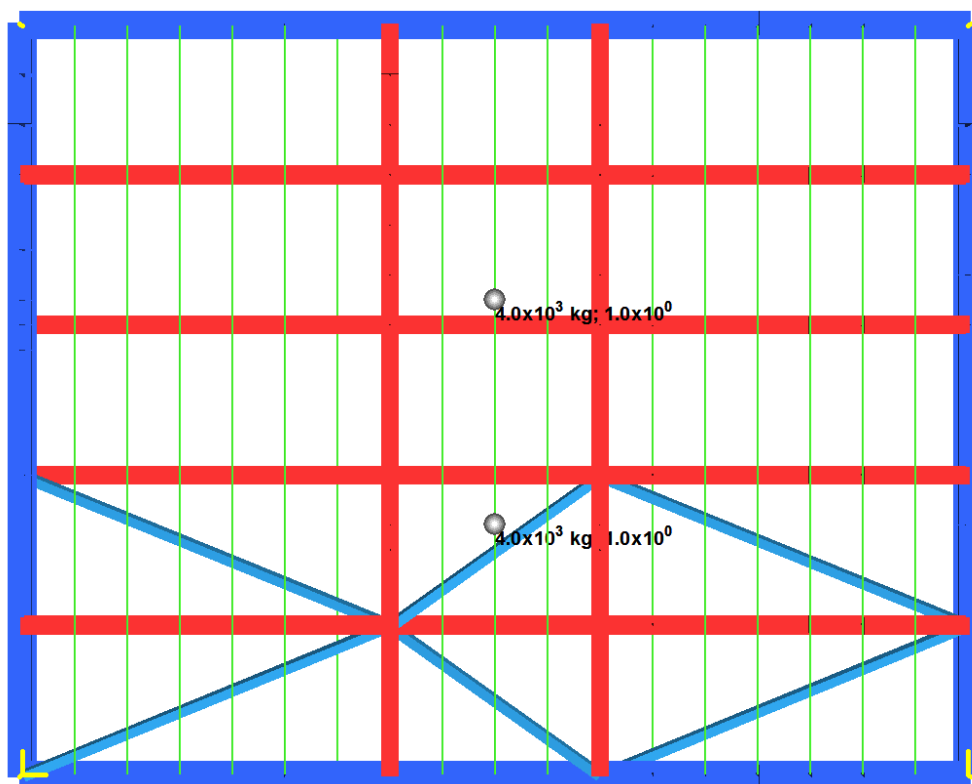


Figura 5.12– immagine Modello FEM CONDIZIONE DI CARICO Q8

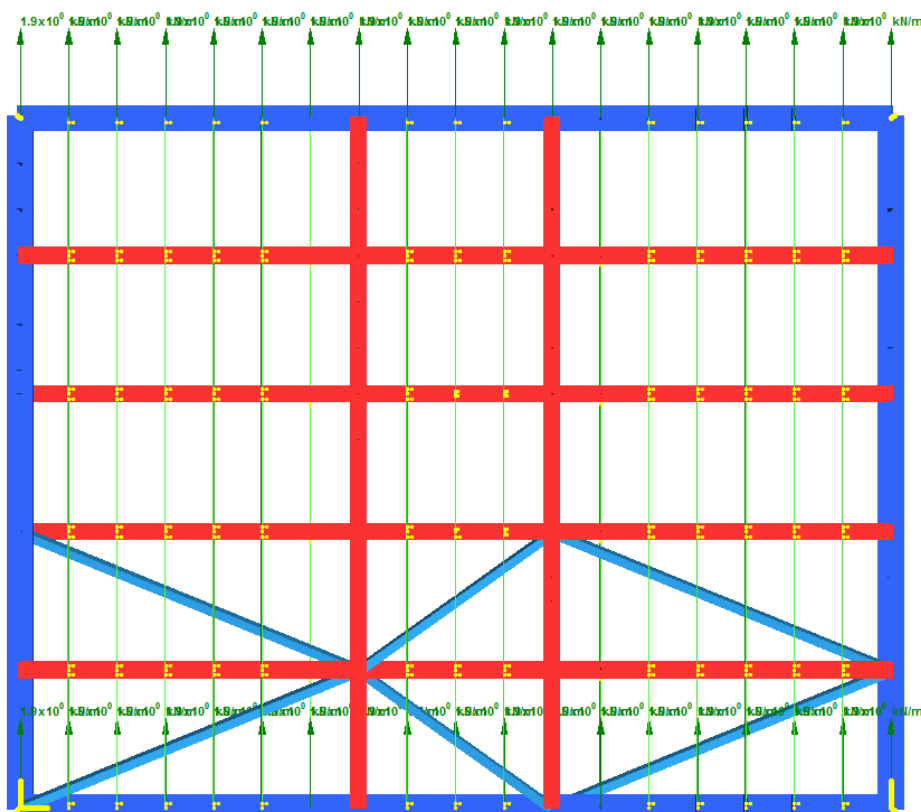


Figura 5.13– immagine Modello FEM CONDIZIONE DI CARICO VENTO

CASES	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6	COMB 7	COMB 8	COMB 9
1: G1	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0
2: G2	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0
3: q	1.35×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0
4: Q1	0.00×10^0	1.35×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0
5: Q2	0.00×10^0	0.00×10^0	1.35×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0
6: Q3	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	1.35×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0
7: Q4	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	1.35×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0
8: Q5	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	1.35×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0
9: Q6	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	1.35×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0
10: Q7	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	1.35×10^0	0.00×10^0
11: Q8	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	1.35×10^0
12: VENTO	8.10×10^{-1}	8.10×10^{-1}	8.10×10^{-1}	8.10×10^{-1}	8.10×10^{-1}	8.10×10^{-1}	8.10×10^{-1}	8.10×10^{-1}	8.10×10^{-1}

Figura 5.14– Combinazioni di carico con azione principale da Traffico

CASES	10	11	12	13	14	15	16	17
	COMB 10	COMB 11	COMB 12	COMB 13	COMB 14	COMB 15	COMB 16	COMB 17
1: G1	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0
2: G2	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0	1.35×10^0
3: q	1.01×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0
4: Q1	0.00×10^0	1.01×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0
5: Q2	0.00×10^0	0.00×10^0	1.01×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0
6: Q3	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	1.01×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0
7: Q4	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	1.01×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0
8: Q5	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	1.01×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0
9: Q6	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	1.01×10^0	0.00×10^0
10: Q7	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	1.01×10^0
11: Q8	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0	0.00×10^0
12: VENTO	1.50×10^0	1.50×10^0	1.50×10^0	1.50×10^0	1.50×10^0	1.50×10^0	1.50×10^0	1.50×10^0

Figura 5.15– Combinazioni di carico con azione principale da VENTO

6. VERIFICHE STRUTTURALI

Ai fini della verifica delle travi longitudinali, si sono considerate le sollecitazioni derivanti dall'involuppo delle combinazioni di carico previste dalla norma e riportate al precedente paragrafo.

I diversi tipi di casi di carico sono stati combinati secondo le regole previste dalle NTC2018. La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove R_d è la resistenza di progetto e E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

I coefficienti di sicurezza γ e i coefficienti di combinazione Ψ da assumere per definire le combinazioni di carico nelle verifiche strutturali dei ponti vengono riassunti in Tabella.

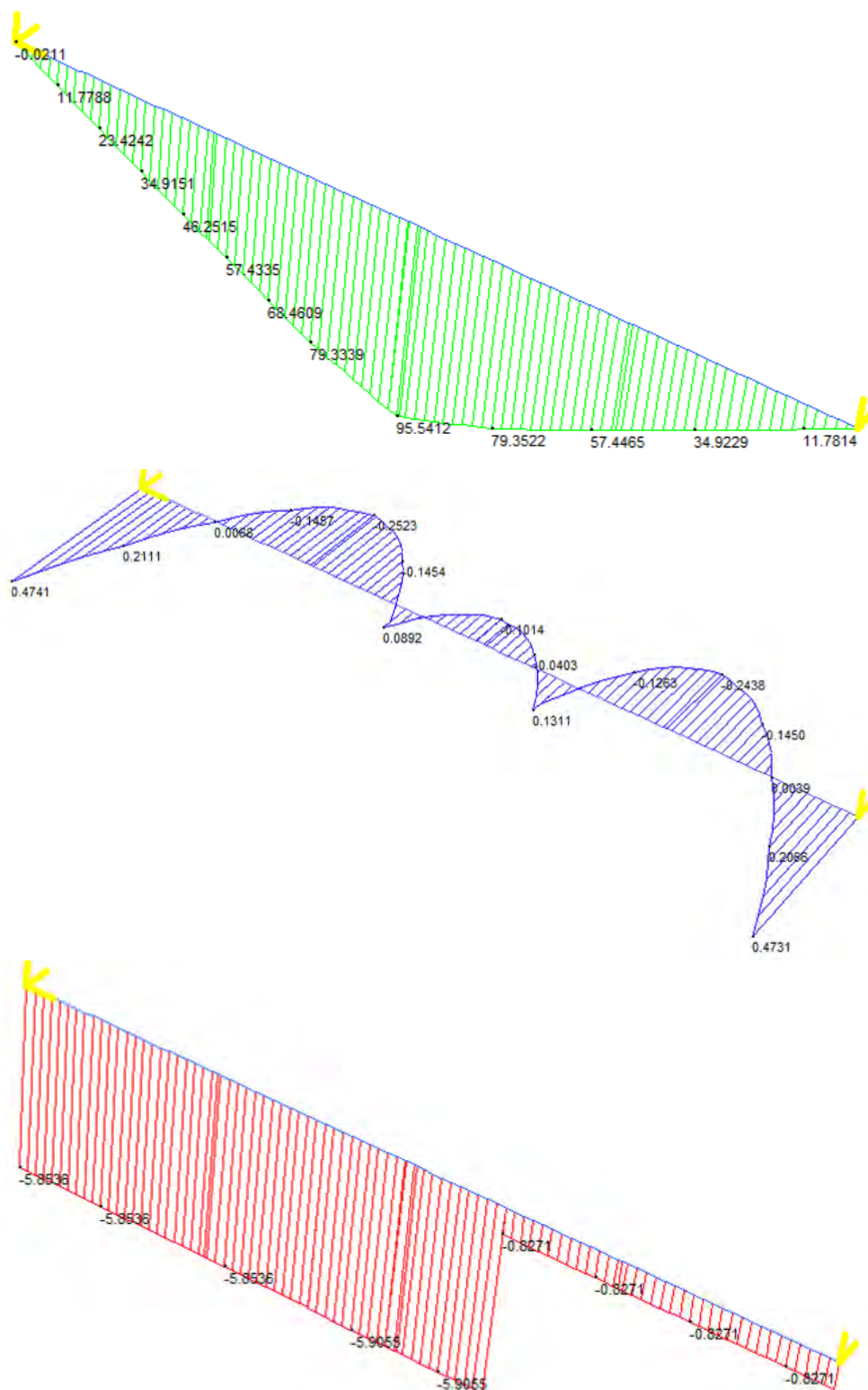
Tabella 6.I – Coefficienti di sicurezza e di combinazione

Combinazione SLU		
	γ	Ψ
Permanenti strutturali	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	1.35	1.00
Carico folla	1.35	1.00
Mezzi di manutenzione	1.35	1.00
VENTO	1.50	0.00

Combinazione SLE	(quasi perm.) (frequente) (rara)			
	γ	Ψ	Ψ	Ψ
Permanenti strutturali	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	1.00	1.00	1.00	1.00
Carico folla	1.00	0.00	0.00	0.40
Mezzi di manutenzione	1.00	0.00	0.75	1.00
Vento	1.00	0.00	0.00	0.00

6.1. Travi principali IPE 270

Si riportano di seguito i grafici di involucro delle sollecitazioni di momento flettente M_{yy} , M_{zz} e sforzo normale N per le travi principali tipo IPE 270.



In favore di sicurezza si verifica la stabilità dei campi iniziali e finali di trave di lunghezza 2.0 m applicando il valore del momento flettente M_{yyED} in mezzeria, del momento flettente M_{zzED} dello sforzo normale N_{ED} nei campi iniziali e finali.

I valori massimi delle sollecitazioni esterne sulle travi IPE 270 nei campi laterali risultano:

$$M_{yyED} = 95541200 \text{ Nmm}$$

$$N_{ED} = 5906 \text{ N}$$

$$M_{zzED} = 474100 \text{ Nmm}$$

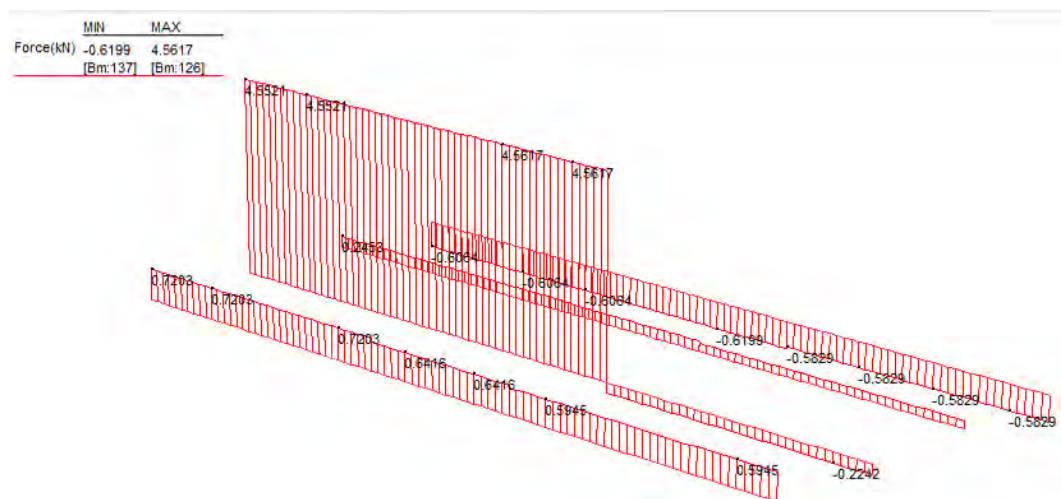
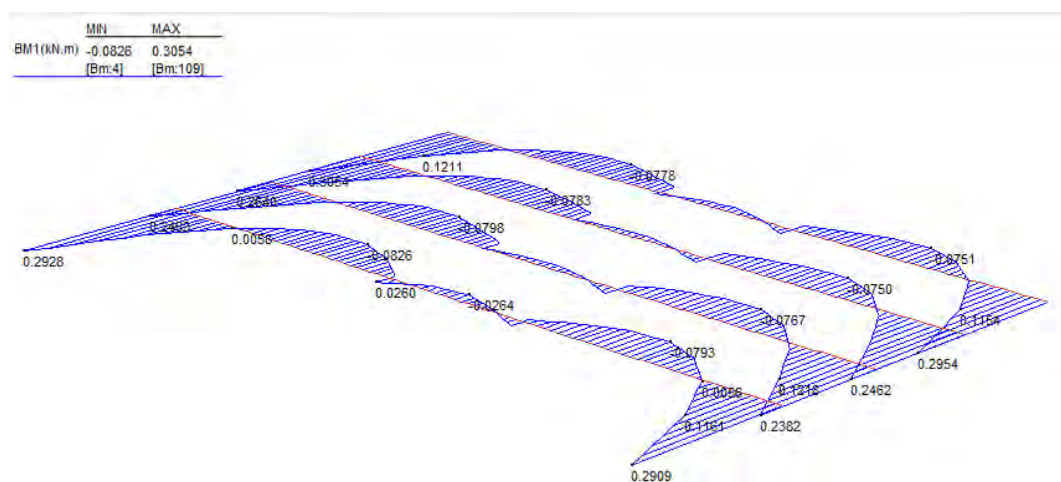
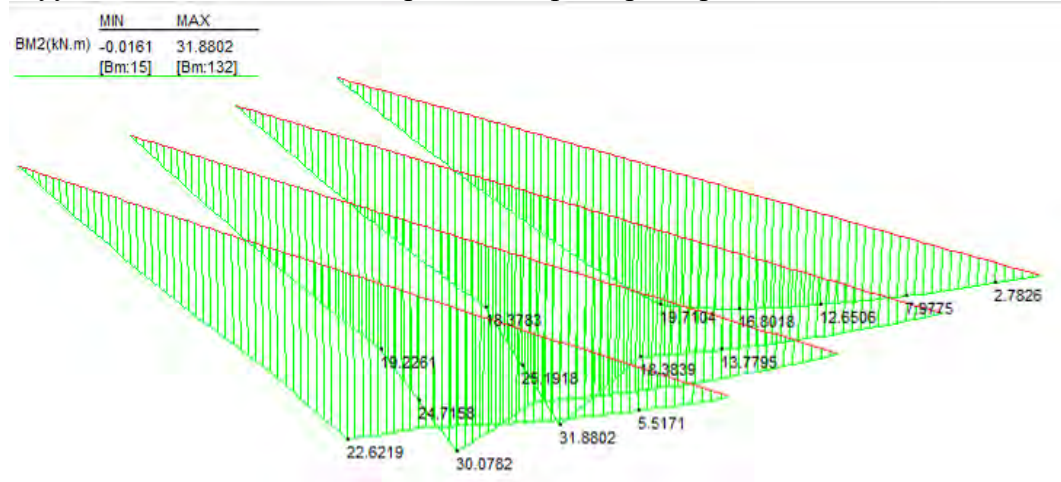
La lunghezza libera di inflessione del tratto centrale di trave è di 2.0 m.

La verifica di stabilità risulta:

VERIFICA PROFILI PER INSTABILITA'					
MATERIALE PROFILO			$i_y =$	0,189717714	
$f_{yk} =$	235	N/mm ²	$i_z =$	0,704489018	
$\gamma_{m1} =$	1,1		$\Phi_y =$	0,516248417	
			$\Phi_z =$	0,871752197	
			$\chi_y =$	1	
			$\chi_z =$	0,721908038	
GEOMETRIA PROFILO		IPE 270			
A (mm ²)	4595				
J _y (mm ⁴)	57900000				
J _z (mm ⁴)	4199000				
W _y (mm ³)	484000		$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_{\omega}}{GJ_T}}$		
W _z (mm ³)	96950				
J _w (mm ⁶)	70580000000				
J _T (mm ⁴)	159400				
			M _{CR}	579678919,8	Nmm
N _{Ed} =	-5906	N	λ_{LT}	0,442958315	
M _{yEQ,Ed} =	95541200	Nmm	$\alpha_{LT} =$	0,34	
M _{z,Ed} =	474100	Nmm	$\Phi_{LT} =$	0,639408948	
L _y =	2000	mm	k _c =	0,75	
L _z =	2000	mm	f =	0,906869691	
L _{cr} =	2000	mm	$\chi_{LT} =$	1	
α tab 4.2.VI	0,34	x			
α tab 4.2.VI	0,49	y			
N _{cry} =	30001129,98				
N _{crz} =	2175729,616				
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yEQ,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zEQ,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$					
				0,9554644	<1 OK

6.2. Travi principali IPE 200

Si riportano di seguito i grafici di involucro delle sollecitazioni di momento flettente M_{yy} , M_{zz} e sforzo normale N per le travi principali tipo IPE 200.



I valori massimi delle sollecitazioni esterne sulle travi IPE 200 nel campo centrale risultano:

$$M_{yyED} = 31880200 \text{ Nmm}$$

$$N_{ED} = 4562 \text{ N}$$

$$M_{zzED} = 305400 \text{ Nmm}$$

La lunghezza libera di inflessione del tratto centrale di trave è di 1.4 m.

La verifica di stabilità risulta:

VERIFICA PROFILI PER INSTABILITA'			
MATERIALE PROFILO			
$f_{yk} =$	235 N/mm ²	$\lambda_y =$	0,167329207
$\gamma_{m1} =$	1,1	$\lambda_z =$	0,618092052
		$\Phi_y =$	0,508445497
		$\Phi_z =$	0,793451445
		$\chi_y =$	1
		$\chi_z =$	0,774609712
GEOMETRIA PROFILO IPE 200			
A (mm ²)	2448		
J _y (mm ⁴)	19430000		
J _z (mm ⁴)	1424000		
W _y (mm ³)	220600		
W _z (mm ³)	44610		
J _w (mm ⁶)	12990000000		
J _T (mm ⁴)	69800		
$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_{\omega}}{GJ_T}}$			
		M _{CR}	302249170,3 Nmm
N _{Ed} =	-4562 N	λ_{LT}	0,414146625
M _{yEQ,Ed} =	31880200 Nmm	$\alpha_{LT} =$	0,34
M _{z,Ed} =	305400 Nmm	$\Phi_{LT} =$	0,62216364
L _y =	1400 mm	k _c =	1
L _z =	1400 mm	f =	1
L _{cr} =	1400 mm	$\chi_{LT} =$	0,920421308
α tab 4.2.VI	0,34 x		
α tab 4.2.VI	0,49 y		
N _{crY} =	20546401,45		
N _{crZ} =	1505819,643		
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yEQ,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crY}}\right)} + \frac{M_{zEQ,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crZ}}\right)} \leq 1$			
			0,77851 <1 OK

In favore di sicurezza si verifica la stabilità dei campi iniziali e finali di trave di lunghezza 2.0 m applicando il valori massimi delle sollecitazioni esterne sulla trave indipendentemente dalla sezione di verifica.

La verifica di stabilità del primo e ultimo campo di lunghezza 2.0 m vengono quindi eseguiti con le medesime sollecitazioni del campo centrale, portando k_c a 0.75 per l'andamento triangolare del momento M_{yy} nei tratti iniziali e finali della trave.

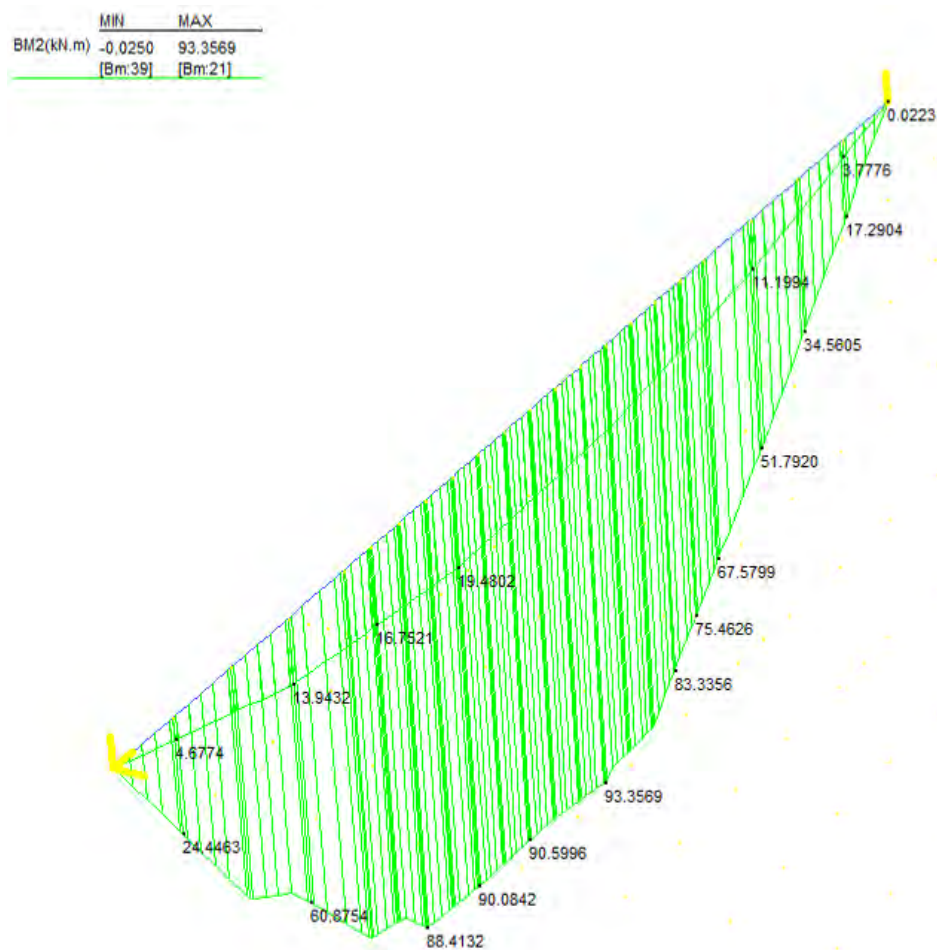
La verifica di stabilità risulta:

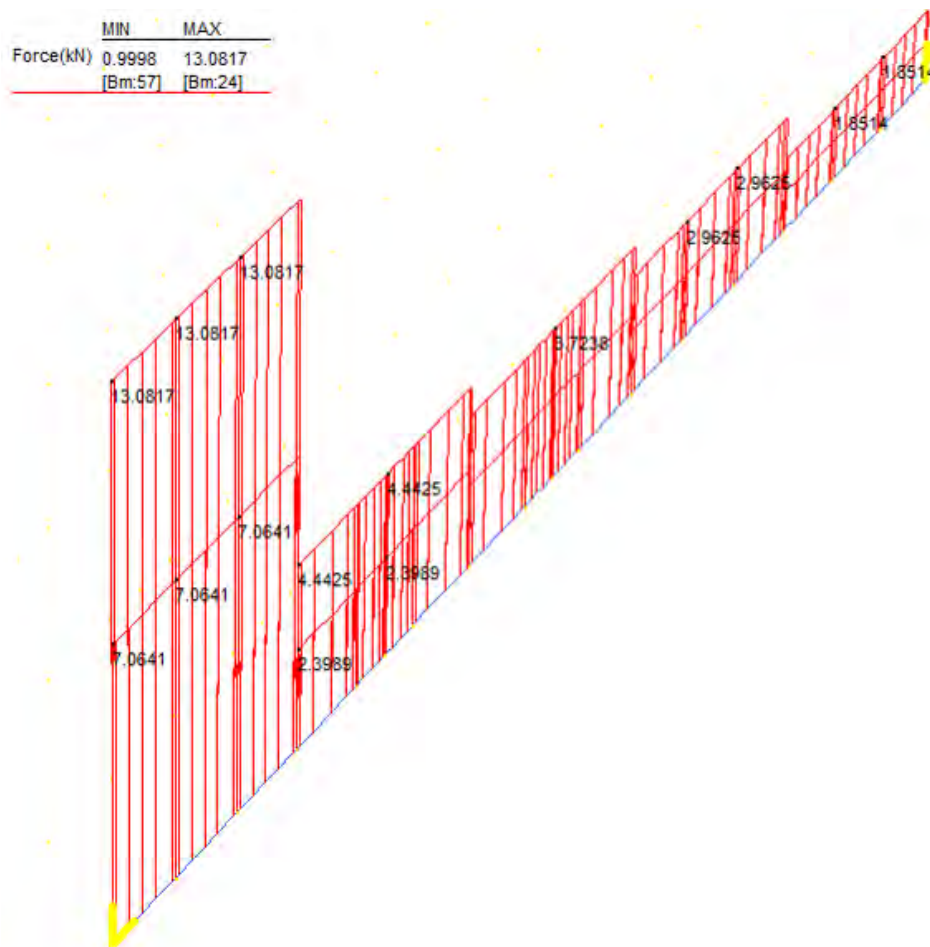
VERIFICA PROFILI PER INSTABILITA'					
MATERIALE PROFILO					
$f_{yk} =$	235 N/mm ²	$\lambda_y =$	0,239041724		
$\gamma_{m1} =$	1,1	$\lambda_z =$	0,882988645		
		$\Phi_y =$	0,535207566		
		$\Phi_z =$	1,057166692		
		$\chi_y =$	0,986128303		
		$\chi_z =$	0,610319421		
GEOMETRIA PROFILO		IPE 200			
A (mm ²)	2448				
J_y (mm ⁴)	19430000				
J_z (mm ⁴)	1424000				
W_y (mm ³)	220600				
W_z (mm ³)	44610				
J_w (mm ⁶)	12990000000				
J_T (mm ⁴)	69800				
		M_{CR}	170192755,3	Nmm	
$N_{Ed} =$	-4562 N	λ_{LT}	0,551907315		
$M_{yEQ,Ed} =$	31880200 Nmm	$\alpha_{LT} =$	0,34		
$M_{z,Ed} =$	305400 Nmm	$\Phi_{LT} =$	0,712125086		
$L_y =$	2000 mm	$k_c =$	0,75		
$L_z =$	2000 mm	$f =$	0,890387495		
$L_{cr} =$	2000 mm	$\chi_{LT} =$	0,966405915		
α tab 4.2.VI	0,34 x				
α tab 4.2.VI	0,49 y				
$N_{cry} =$	10067736,71				
$N_{crz} =$	737851,625				
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yEQ,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$				0,7468266	<1 OK

6.3. Traversi IPE 270

Si riportano di seguito i grafici di involucro delle sollecitazioni di momento flettente M_{yy} e sforzo normale N per i traversi in profilo tipo IPE 270.

Il momento flettente M_{zz} risulta pressoché nullo.





I valori massimi delle sollecitazioni esterne sui traversi in profilo tipo IPE risultano:

$M_{yyED} = 93356900 \text{ Nmm}$

$NED = -13082 \text{ N}$

La lunghezza libera di inflessione per lo sbandamento sul piano verticale è di 4260 mm;
 la lunghezza libera di inflessione per lo sbandamento sul piano orizzontale è di 2560 mm;
 la lunghezza libera di inflessione per lo svergolamento è di 850 mm.

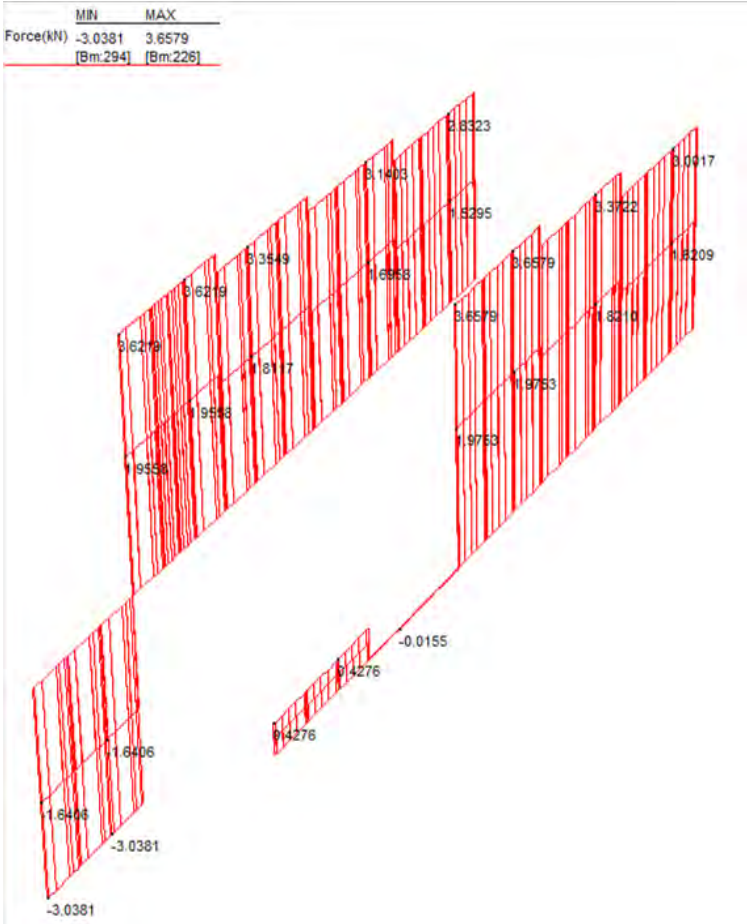
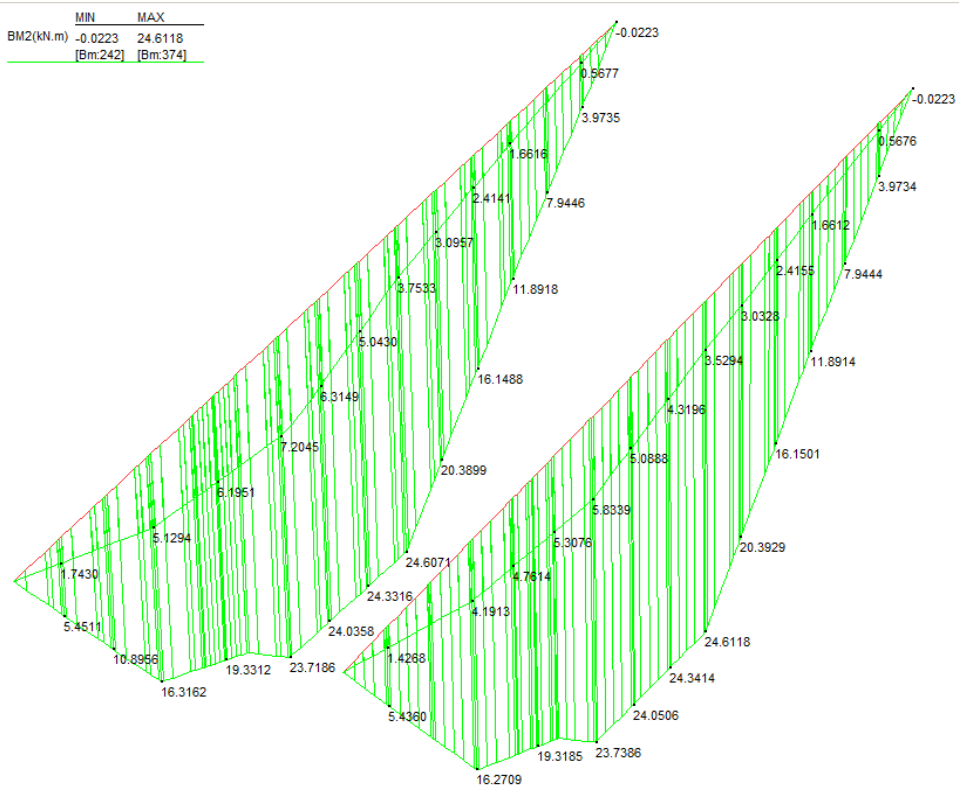
La verifica di stabilità risulta:

VERIFICA PROFILI PER INSTABILITA'			
MATERIALE PROFILO			
$f_{yk} =$	235	N/mm ²	$\lambda_y =$ 0,417378971
$\gamma_{m1} =$	1,1		$\lambda_z =$ 0,901745943
			$\Phi_y =$ 0,624057028
			$\Phi_z =$ 1,078500629
			$\chi_y =$ 0,919118661
			$\chi_z =$ 0,598758044
GEOMETRIA PROFILO		IPE 270	
A (mm ²)	4595		
J _y (mm ⁴)	57900000		
J _z (mm ⁴)	4199000		
W _y (mm ³)	484000		
W _z (mm ³)	96950		
J _w (mm ⁶)	70580000000		
J _T (mm ⁴)	159400		
$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_{\omega}}{GJ_T}}$			
		M _{CR}	2822750733 Nmm
N _{Ed} =	-13082	N	$\lambda_{LT} =$ 0,200733727
M _{yEQ,Ed} =	93356900	Nmm	$\alpha_{LT} =$ 0,34
M _{z,Ed} =	0	Nmm	$\Phi_{LT} =$ 0,520271748
L _y =	4400	mm	k _c = 1
L _z =	2560	mm	f = 1
L _{cr} =	850	mm	$\chi_{LT} =$ 0,999740129
α tab 4.2.VI	0,34	x	
α tab 4.2.VI	0,49	y	
N _{crY} =	6198580,574		
N _{crZ} =	1327959,971		
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yEQ,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crY}}\right)} + \frac{M_{zEQ,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crZ}}\right)} \leq 1$			
			0,9272729 <1 OK

6.4. Traversi IPE 200

Si riportano di seguito i grafici di involucro delle sollecitazioni di momento flettente Myy e sforzo normale N per i traversi in profilo tipo IPE 200.

Il momento flettente Mzz risulta pressoché nullo.



I valori massimi delle sollecitazioni esterne sui traversi in profilo tipo IPE 200 risultano:

$$M_{yyED} = 24611800 \text{ Nmm}$$

$$N_{ED} = -3658 \text{ N}$$

La lunghezza libera di inflessione per lo sbandamento sul piano verticale è di 4260 mm;

la lunghezza libera di inflessione per lo sbandamento sul piano orizzontale è di 2560 mm;

la lunghezza libera di inflessione per lo svergolamento è di 850 mm.

La verifica di stabilità risulta:

VERIFICA PROFILI PER INSTABILITA'			
MATERIALE PROFILO			
$f_{yk} =$	235 N/mm ²	$\lambda_y =$	0,567231943
$\gamma_{m1} =$	1,1	$\lambda_z =$	1,21907205
		$\Phi_y =$	0,723305469
		$\Phi_z =$	1,492740984
		$\chi_y =$	0,853167746
		$\chi_z =$	0,424769883
GEOMETRIA PROFILO IPE 270			
A (mm ²)	2848		
J _y (mm ⁴)	19430000		
J _z (mm ⁴)	1424000		
W _y (mm ³)	220600		
W _z (mm ³)	44610		
J _w (mm ⁶)	12990000000		
J _T (mm ⁴)	69800		
$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 \cdot \frac{EJ_{\omega}}{GJ_T}}$			
		M _{CR}	735913564,4 Nmm
N _{Ed} =	-3658 N	$\lambda_{LT} =$	0,265413666
M _{yEQ,Ed} =	24611800 Nmm	$\alpha_{LT} =$	0,34
M _{z,Ed} =	0 Nmm	$\Phi_{LT} =$	0,54634253
L _y =	4400 mm	k _c =	1
L _z =	2560 mm	f =	1
L _{cr} =	850 mm	$\chi_{LT} =$	0,976673248
α tab 4.2.VI	0,34 x		
α tab 4.2.VI	0,49 y		
N _{crx} =	2080110,89		
N _{crz} =	450348,8922		
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yEQ,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)} + \frac{M_{zEQ,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right)} \leq 1$			
			0,5497998 <1 OK

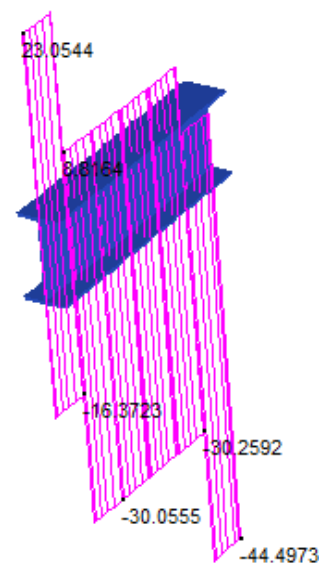
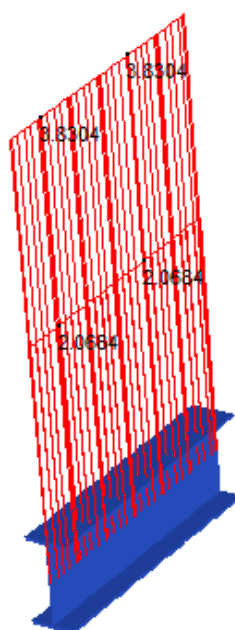
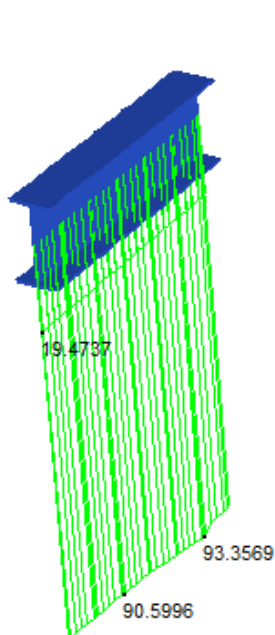
6.5. Giunto flangiato IPE 270

Si riportano di seguito gli inviluppi delle sollecitazioni agenti sul giunto flangiato di unione dei profili IPE 270.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	18.1737	93.3569
	[Bm:21]	[Bm:21]

	MIN	MAX
Force(kN)	2.0684	3.8304
	[Bm:413]	[Bm:415]

	MIN	MAX
SF2(kN)	-44.4973	23.0544
	[Bm:21]	[Bm:413]



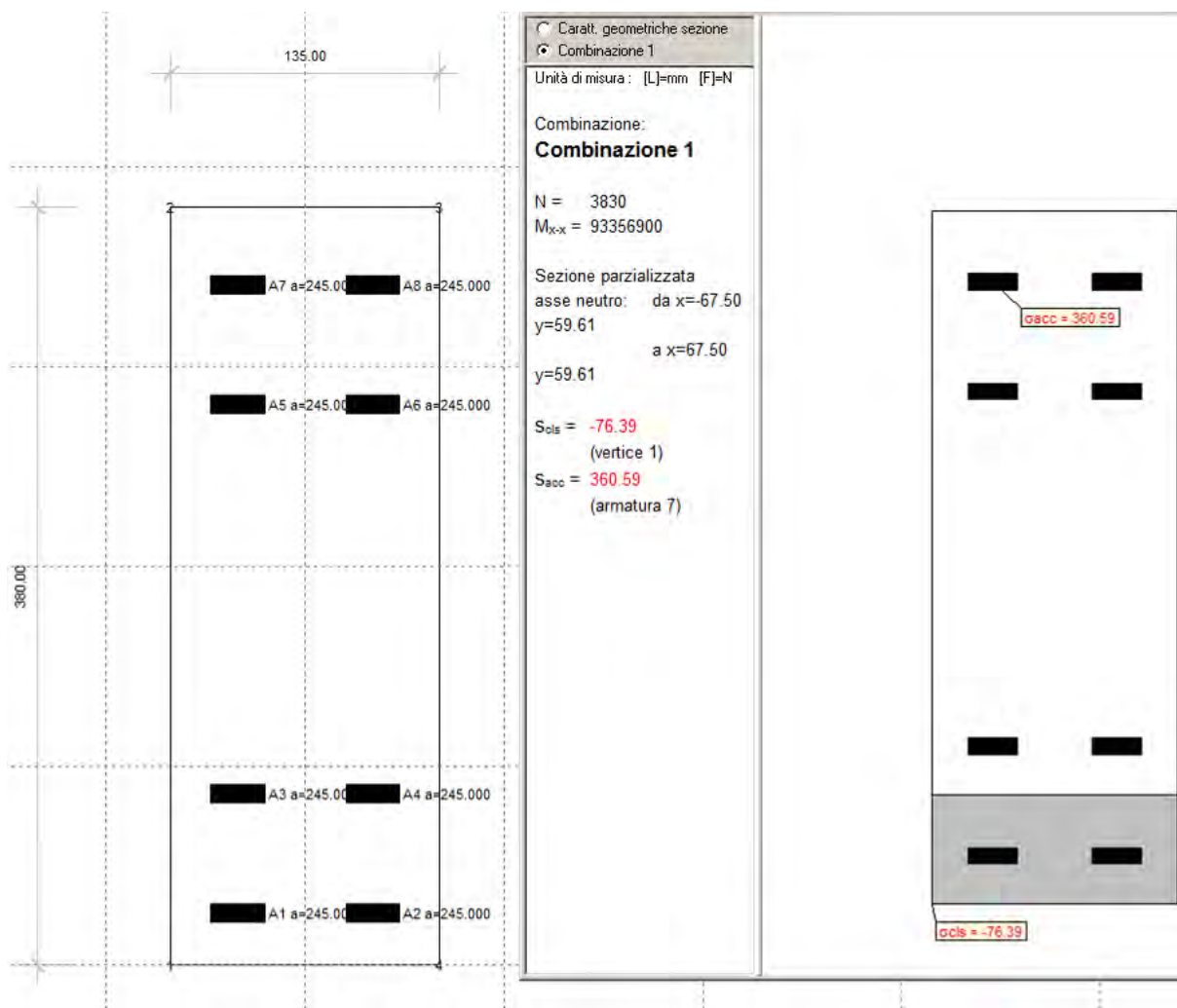
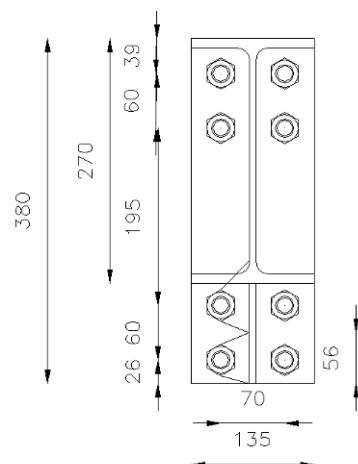
Le sollecitazioni esterne per la verifica del giunto sono :

$$M_{yyED} = 93356900 \text{ Nmm}$$

$$N_{ED} = 3830 \text{ N}$$

$$V_{ED} = 44497 \text{ N}$$

Le sollecitazioni sui bulloni M20 (area gambo 245 mm^2) dovute al momento flettente e allo sforzo normale risultano:



Lo sforzo di trazione sul bullone più caricato è di $360.59 \times 245 = 88345$ N.

Lo sforzo di taglio sul singolo bullone è di $44497/8 = 5562$ N.

Si riporta di seguito la verifica del bullone.

Sollecitazioni		Caratteristiche resistenti bulloni		
$F_{v,Ed}$ (N)	5562	Classe	f_{yk} (N/mm ²)	f_{tb} (N/mm ²)
$F_{t,Ed}$ (N)	88345	4,6	240	400
		5,6	300	500
		6,8	480	600
		8,8	640	800
		10,9	900	1000
Bulloni		Caratteristiche geometriche bulloni		
Classe	8,8	d (mm)	A_n (mm ²)	A_{res} (mm ²)
d (mm)	20	12	113	84
γ_{M2}	1,25	14	153	115
f_{yk} (N/mm ²)	640	16	201	157
f_{tb} (N/mm ²)	800	18	254	192
A_n (mm ²)	314	20	314	245
A_{res} (mm ²)	245	22	380	303
		24	452	353
		27	572	459
		30	706	561
Piastra di collegamento				
Acciaio	S235			
t (mm)	20			
γ_{M2}	1,25			
d_0 (mm)	21			
f_{yk} (N/mm ²)	360			

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}}$	0,506
---	-------

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0,626
-----------------------------	-------

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad F_{t,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{yk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione	
●	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
○	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
○	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

e_1 (mm)	30	25,2	$\leq e_1 \leq$	120
e_2 (mm)	30	25,2	$\leq e_2 \leq$	120
p_1 (mm)	60	46,2	$\leq p_1 \leq$	200
p_2 (mm)	70	50,4	$\leq p_2 \leq$	200

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_{yk}; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato
 $\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25; f_{tb}/f_{yk}; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato
 $k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7; 2,5\}$ per bulloni di bordo _ al carico applicato
 $k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7; 2,5\}$ per bulloni interni _ al carico applicato

α_{MIN}	0,476
k_{MIN}	2,300

$F_{t,Rd}$ (N)	126171
----------------	--------

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0,044
-----------------------------	-------

Considerando la piastra di collegamento incastrata all'anima il momento flettente sulla piastra risulta $M_{ED} = 88345 \times 35 = 3092075$ Nmm

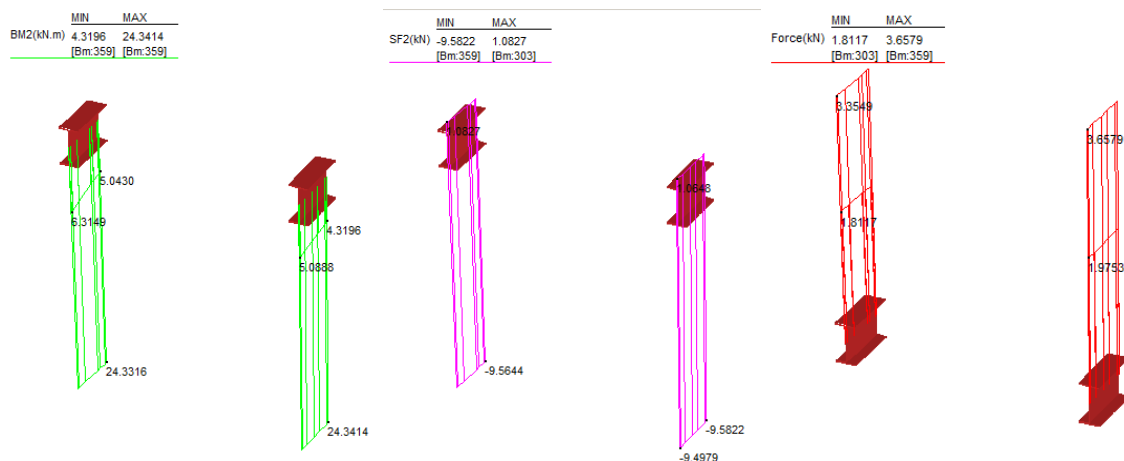
Una piastra di spessore 30 mm un modulo di resistenza plastico di:
 $56 \times 30^2 / 4 = 12600$ mm³ con 56 mm larghezza di piastra reagente.

Il momento resistente della sezione risulta:

$$M_{RD} = 275 / 1,05 \times 12600 = 3300000 > M_{ED} = 3092075 \text{ Nmm}$$

6.6. Giunto flangiato IPE 200

Si riportano di seguito gli involuپی delle sollecitazioni agenti sul giunto flangiato di unione dei profili IPE 200.



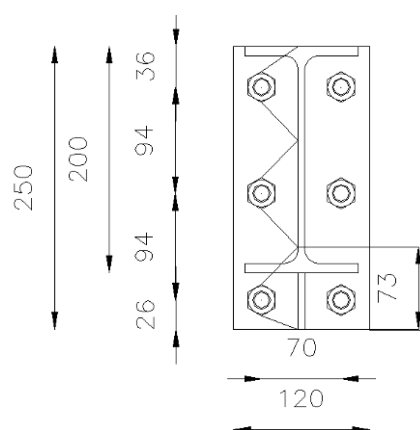
Le sollecitazioni esterne per la verifica del giunto sono :

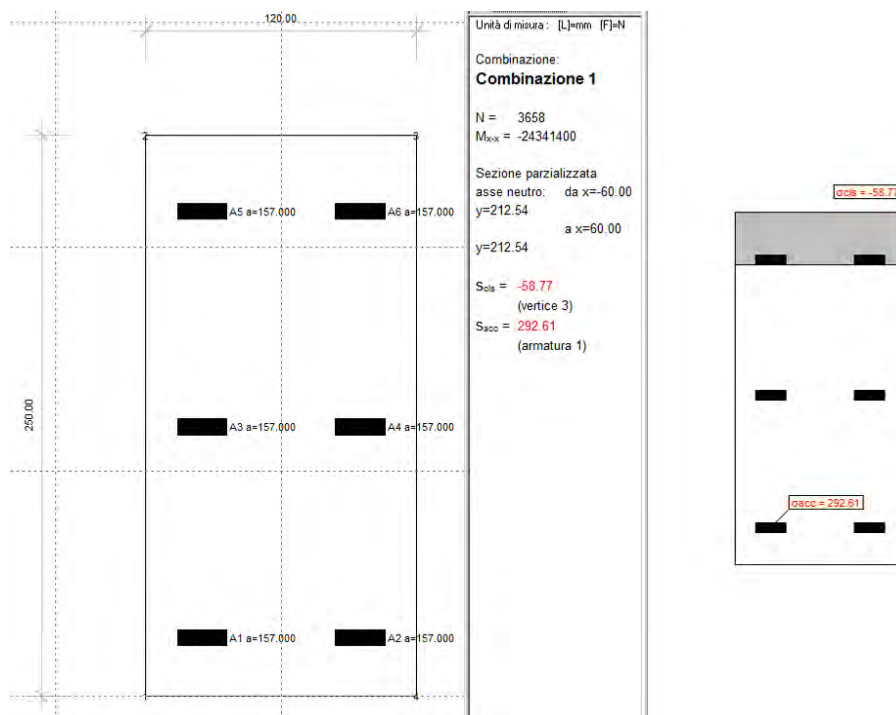
$$M_{yyED} = 24341400 \text{ Nmm}$$

$$N_{ED} = 3658 \text{ N}$$

$$V_{ED} = 9582 \text{ N}$$

Le sollecitazioni sui bulloni M16 (area gambo 157 mm²) dovute al momento flettente e allo sforzo normale risultano:





Lo sforzo di trazione sul bullone più caricato è di $292.61 \times 157 = 45940$ N.

Lo sforzo di taglio sul singolo bullone è di $9582/6 = 1597$ N.




Si riporta di seguito la verifica del bullone.

Sollecitazioni		Caratteristiche resistenti bulloni		
$F_{v,Ed}$ (N)	1597	Classe	f_{yb} (N/mm ²)	f_{tb} (N/mm ²)
$F_{t,Ed}$ (N)	45940	4,6	240	400
		5,6	300	500
		6,8	480	600
		8,8	640	800
		10,9	900	1000
Bulloni		Caratteristiche geometriche bulloni		
Classe	8,8	d (mm)	A_n (mm ²)	A_{res} (mm ²)
d (mm)	16	12	113	84
γ_{M2}	1,25	14	153	115
f_{yb} (N/mm ²)	640	16	201	157
f_{tb} (N/mm ²)	800	18	254	192
A_n (mm ²)	201	20	314	245
A_{res} (mm ²)	157	22	380	303
Piastra di collegamento		24	452	353
Acciaio	S235	27	572	459
t (mm)	20	30	706	561
γ_{M2}	1,25			
d_0 (mm)	17			
f_{tk} (N/mm ²)	360			

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$ con $\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}}$	0,389
$F_{v,Rd}$ (N)	60288	$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$
$F_{t,Rd}$ (N)	90432	0,508

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1$ con $F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$	Tipo di unione	
		Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
		Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
		Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)
e_1 (mm)	26	20,4 ≤ e_1 ≤ 120
e_2 (mm)	25	20,4 ≤ e_2 ≤ 120
p_1 (mm)	97	37,4 ≤ p_1 ≤ 200
p_2 (mm)	70	40,8 ≤ p_2 ≤ 200

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato
 $\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25; f_{tb}/f_{tk}; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato
 $k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7; 2,5\}$ per bulloni di bordo _l_ al carico applicato
 $k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7; 2,5\}$ per bulloni interni _l_ al carico applicato

α_{MIN}	0,510	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	0,014
k_{MIN}	2,418		
$F_{b,Rd}$ (N)	113590		

Considerando la piastra di collegamento incastrata all'anima il momento flettente sulla piastra risulta $M_{ED} = 45940 \times 35 = 1607900$ Nmm

Una piastra di spessore 20 mm un modulo di resistenza plastico di:
 $73 \times 20^2 / 4 = 7300$ mm³ con 73 mm larghezza di piastra reagente.

Il momento resistente della sezione risulta:

$$M_{RD} = 275 / 1.05 \times 7300 = 19119048 > M_{ED} = 1607900 \text{ Nmm}$$

6.7. Verifica del grigliato

Il grigliato elettrosaldato che costituisce la parte portante del piano di calpestio è costituito da piatti portanti di altezza 120 mm e spessore 4 mm, con passo 66 mm con irrigidimenti trasversali a passo 33 mm.

La luce netta tra le travi portanti longitudinali è di 746 mm.

Il carico concentrato di 40 kN che risulta dimensionante per il grigliato agisce su di un'impronta di lato 200x200.

Considerando la presenza di un tavolato di altezza 25 mm la larghezza dell'impronta sul grigliato diventa 250x250 mm.

I piatti che sopportano il carico sono : $250/66 = 3.78$

Oltre ai 4 piatti direttamente interessati dall'impronta di carico si possono considerare collaboranti, secondo quanto indicato ASSOGRIGLIATI 2012, altri 1.7 piatti.

MAGLIA (mm)	n' = numero barre di collaborazione MAGLIA	(mm)	n' = numero barre di collaborazione
11x76	2,7	11x66	2,7
15x76	2,5	15x66	2,5
17x76	2,4	22x66	2,3
22x76	2,3	25x66	2,1
25x76	2,1	30x66	1,9
30x100	1,9	33x66	1,7
34x76	1,7	44x44	1,5
44x44	1,5	66x33	1,3
		88x33	0
		99x33	0

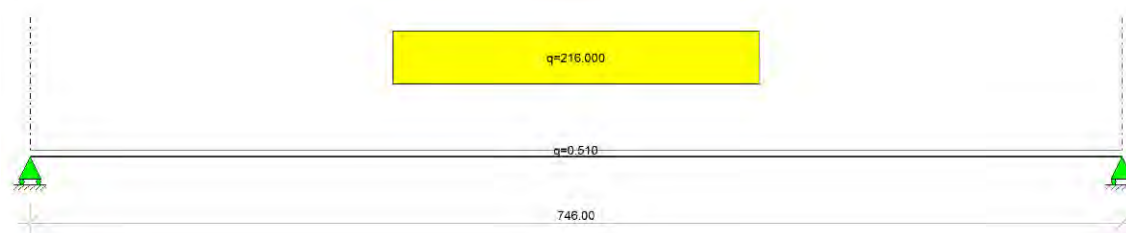
Il carico è distribuito su di una fascia di larghezza $5.7 \times 66 = 376$ mm che coinvolge $4 + 1.7 = 5.7$ barre.

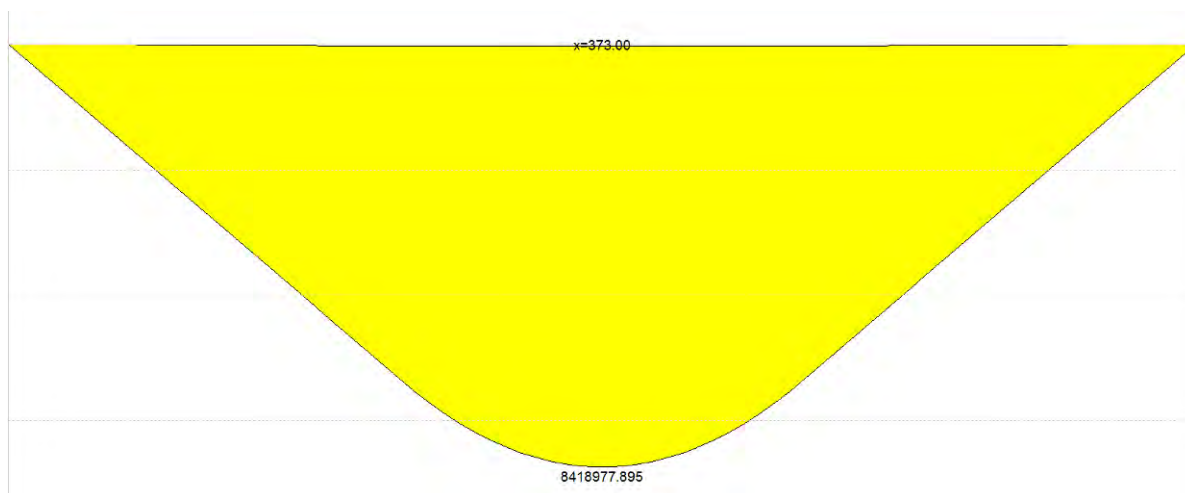
Peso del grigliato $= 0.85 \text{ kN/m}^2$

Peso del rivestimento in legno $= 0.15 \text{ kN/m}^2$

$$q_{ED} = 1.35 \times 0.376 \times 1.00 = 0.51 \text{ kN/m} = 0.51 \text{ Nmm}$$

$$Q_{ED} = 1.35 \times 40.0/0.25 = 216 \text{ kN/m} = 216 \text{ Nmm}$$





Il momento sollecitante risulta: $M_{ED} = 8418978 \text{ Nmm}$.

Il modulo di resistenza elastico di 5.7 piattini 120x4 è :

$$W_{EL} = 5.7 \times 4 \times 120^2 / 6 = 54720 \text{ mm}^3.$$

Il momento resistente risulta :

$$M_{RD} = 235 / 1.05 \times 54720 = 12246857 \text{ Nmm} > M_{ED} = 8418978 \text{ Nmm}.$$

Per la verifica di deformabilità si esegue il calcolo della freccia in mezzzeria considerando il carico concentrato come puntuale in mezzzeria della trave.

$$J = 5.7 \times 4 \times 120^3 / 12 = 3283200 \text{ mm}^4$$

$$\delta = 5 \times 0.51 \times 748^4 / (384 \times 210000 \times 3283200) + 40000 \times 748^3 / (48 \times 210000 \times 3283200) = 0.51 \text{ mm}$$

La massima deformazione risulta contenuta in $L/1466$ molto inferiore ai limiti di $L/200$ o 5 mm.

6.8. Parapetto

Il parapetto, di altezza 1.50 m sul piano finito di calpestio, è costituito da moduli di lunghezza 2.17 m.

Da ciascun lato del modulo è presente un montante in piatto 100x10, il corrimano è un profilo tubolare tondo di diametro 48.3 mm e spessore 3 mm, i pannelli di parete sono in grigliato.

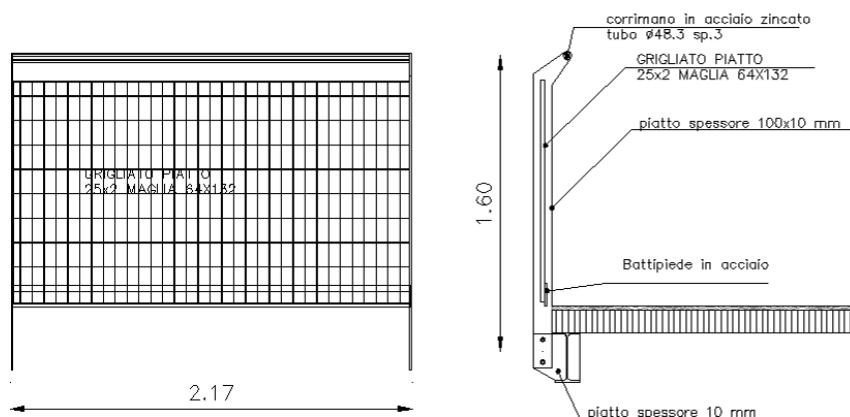


Figura 6.1 – Parapetto di protezione della passerella carrabile di attraversamento

Con una forza orizzontale di 1.5 kN/m applicata al corrimano, il momento alla base del modulo risulta:

$$M_{ED} = 1.35 \times 2.17 \times 1.5 \times 1.6 = 7.03 \text{ kNm} = 7\,030\,000 \text{ Nmm}$$

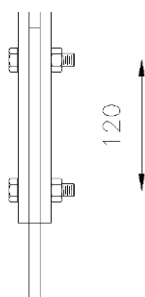
Il modulo di resistenza elastico dei 2 piatti 100x10 è :

$$W_{el} = 2 \times 10 \times 100^2 / 6 = 33333 \text{ mm}^3.$$

Il momento resistente risulta :

$$M_{RD} = 235 / 1.05 \times 33333 = 7\,460\,317 \text{ Nmm} > M_{ED} = 7\,030\,000 \text{ Nmm}.$$

Si fissa il parapetto con 2 bulloni M12 distanti 120 mm.



Con un peso del parapetto di 0.5 kN/m i bulloni vengono sollecitati da:

$$F_V = 1.35 \times 2.17 \times 0.5 / 2 = 0.74 \text{ kN}$$

$$F_H = 7030 / 120 = 58.58 \text{ kN}$$

La forza di taglio risultante sul singolo bullone vale:

$$F_{VED} = (0.74^2 + 58.58^2)^{0.5} = 58.58 \text{ kN}$$

$$F_{VRD} = 0.6 \times 800 \times 84 / 1.25 = 32256 \text{ N} = 32.26 \text{ kN per una superficie di taglio.}$$

Per 2 superfici di taglio si ha:

$$F_{VRD} = 2 \times 32.26 = 64.52 \text{ kN} > F_{VED} = 58.58 \text{ kN}$$

Il momento sollecitante il corrimano risulta :

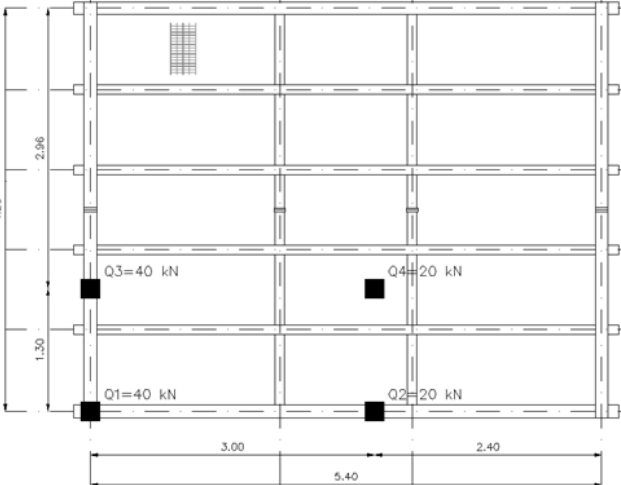
$$M_{ED} = 1.35 \times 2.17^2 / 8 \times 1.5 = 1.19 \text{ kNm} = 1\,190\,000 \text{ Nmm}$$

Il momento resistente di un tubo di diametro 48.3 mm e spessore 3 mm vale con $W_{PL} = 6170 \text{ mm}^3$:

$$M_{RD} = 235/1.05 \times 6170 = 1\,380\,905 \text{ Nmm} > M_{ED} = 1\,190\,000 \text{ Nmm}$$

6.9. Appoggi

Ciascun manufatto viene posato su spalle e pile tramite 4 appoggi in gomma armata. Si riportano di seguito i carichi massimi agenti sugli appoggi e il dimensionamento degli stessi.

CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO (su tutto l'impalcato)						CARICO SUL SINGOLO APPOGGIO			
	KN/mq	A(m)	B(m)	Carico (kN)		Fz	Fx	Fy	
G1	0,72	5,76	4,40	18,25	Peso proprio	G1	4,56		kN
						G2	7,78		kN
						V		5,39	kN
						Q	83,00		kN
						F		6,00	kN
G2	1,00	5,76	4,40	25,34	Grigliato e tavolato				
	KN/m	A(m)	N°	Carico (kN)					
G2	0,50	5,76	2,00	5,76	Parapetto				
V	1,69	5,76	2,22	21,56	vento				
Q CARICO VARIABILE									
									
Applicando la regola della leva inversa il massimo carico dovuto al mezzo di servizio risulta:									
Ripartizione di Q1 e Q2				$40 + 20 \times 2,4 / 5,4 = 49$	kN				
Ripartizione di Q3 e Q4				$49 \times 2,96 / 4,26 = 34$	kN				
F frenamento						0,6	120	72	kN

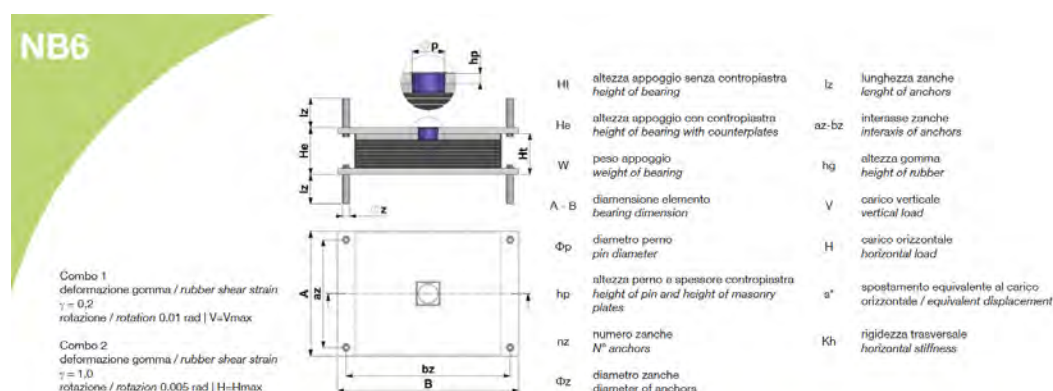
La massima forza orizzontale trasmessa agli appoggi si ha in combinazione 3 ed è dovuta al frenamento come azione variabile principale, con il vento come azione variabile secondaria.

In questa combinazione si ha : $F_z = 100.50 \text{ kN}$ $F_h = (8.10^2 + 4.85^2)^{0.5} = 9.44 \text{ kN}$

La massima forza verticale trasmessa agli appoggi si ha in combinazione 1.

In questa combinazione si ha : $F_z = 128.70 \text{ kN}$ $F_h = 4.85 \text{ kN}$

Per il dimensionamento degli appoggi si fa riferimento alle tabelle di dimensionamento degli appoggi in gomma armata tipo ALGABLOC di ALGA s.p.a. il cui estratto si riporta in seguito.



DATA	NB6												hg	Comb 1			Comb 2			Kh
	Ht	He	W	A	B	Fp	hp	nz	Fz	lz	az	bz		V	H	a*	V	H	a*	
	mm	mm	kg	mm	mm	mm	mm		mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN	mm	kN	kN	mm	
NB6 100x100xHt	42	57	8,8	110	180	20	15	2	30	120	-	140	10	126	2	2	107	9	10	0,90
	49	64	9,0	110	180	20	15	2	30	120	-	140	15	125	2	3	102	9	15	0,60
	56	71	9,2	110	180	20	15	2	30	120	-	140	20	92	2	4	75	9	20	0,45
	63	78	9,5	110	180	20	15	2	30	120	-	140	25	72	2	5	55	9	25	0,36
	70	85	9,7	110	180	20	15	2	30	120	-	140	30	59	2	6	42	9	30	0,30
	77	92	9,9	110	180	20	15	2	30	120	-	140	35	50	2	7	32	9	35	0,26
NB6 100x150xHt	42	57	10,8	110	230	20	15	2	30	120	-	190	10	241	3	2	204	14	10	1,35
	49	64	11,2	110	230	20	15	2	30	120	-	190	15	238	3	3	196	14	15	0,90
	56	71	11,5	110	230	20	15	2	30	120	-	190	20	176	3	4	143	14	20	0,66
	63	78	11,8	110	230	20	15	2	30	120	-	190	25	139	3	5	106	14	25	0,54
	70	85	12,2	110	230	20	15	2	30	120	-	190	30	114	3	6	81	14	30	0,45
	77	92	12,5	110	230	20	15	2	30	120	-	190	35	96	3	7	63	14	35	0,39
	84	99	12,8	110	230	20	15	2	30	120	-	190	40	83	3	8	50	14	40	0,34
	91	106	13,1	110	230	20	15	2	30	120	-	190	45	73	3	9	39	14	45	0,30

$F_h/F_z = 4.85/128.7 = 3.8\% > 3\%$ in combinazione 1 risulta dimensionante la Combo 2

$F_h/F_z = 9.44/100.5 = 9.3\% > 3\%$ in combinazione 3 risulta dimensionante la Combo 2

Un appoggio in gomma armata tipo NB6 100x150 di altezza 42 mm, senza contro piastra e forma in pianta rettangolare con lati 110x230 mm, è in grado di resistere in combo2 ad una forza orizzontale di 14 kN con forza verticale concomitante di 204 kN, e risulta quindi in grado di resistere alle azioni di progetto.

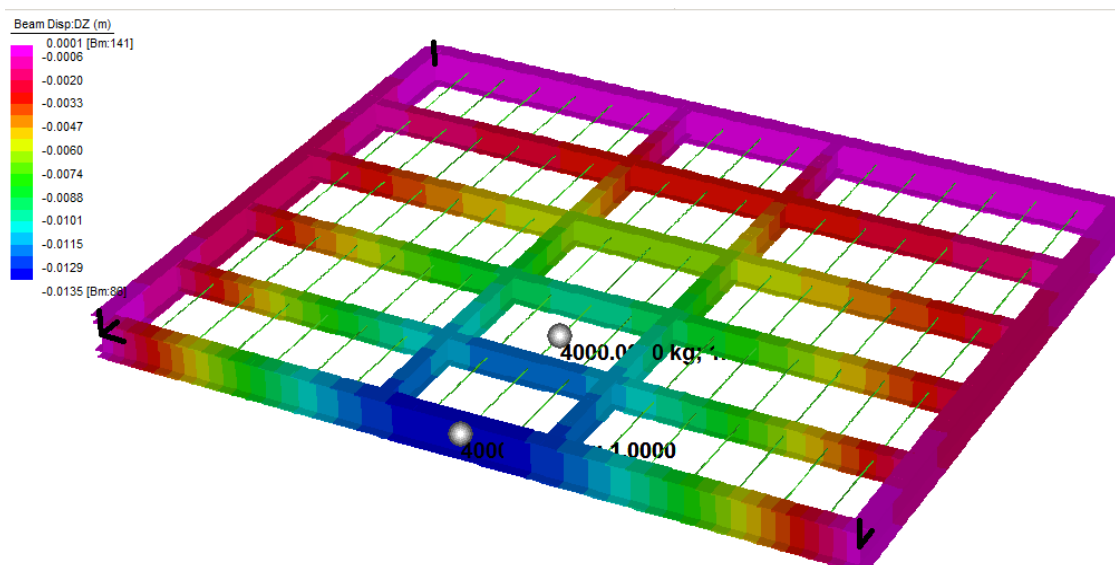
I massimi spostamenti previsti risultano:

$$\delta_x = 6 \text{ kN}/1.35 = \pm 4.44 \text{ mm}$$

$$\delta_y = 5.39 \text{ kN}/1.35 = \pm 3.99 \text{ mm}$$

6.10. Abbassamenti impalcato

Si riportano di seguito, per la verifica degli stati limite di esercizio, i massimi abbassamenti dovuti al transito del mezzo di servizio.



Il massimo abbassamento atteso dovuto ai carichi mobili è di 1.35 cm, pari a $L/400$ e quindi pienamente compatibile con la funzionalità dell'opera.

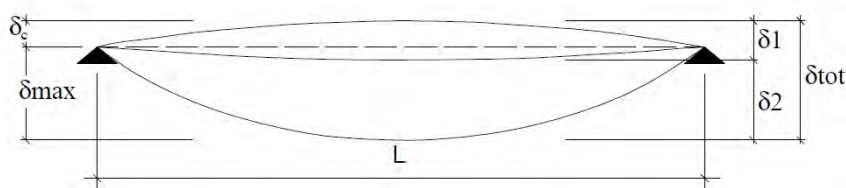


Figura 4.2.1 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{200}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		