

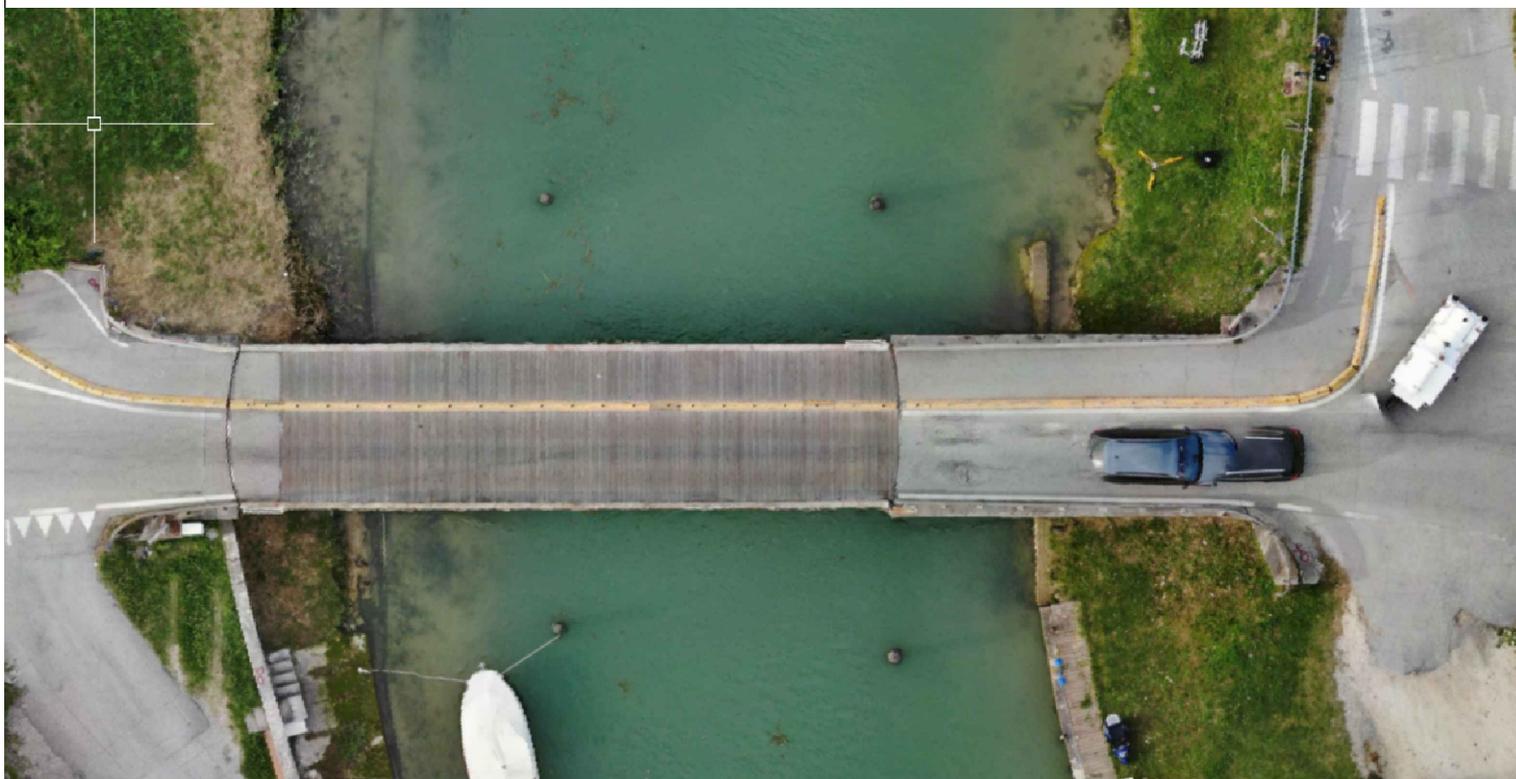


CITTA' METROPOLITANA DI VENEZIA

Area Mobilità

Servizio Trasporti Eccezionali, Ponti e Piste Ciclabili

Ca' Corner, San Marco 2662 - 30124 Venezia (VE)
Via Forte Marghera, 191 - 30173 Mestre (VE)



PROGETTO ESECUTIVO

**INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEI PONTI GIREVOLI DELLA CITTÀ
METROPOLITANA DI VENEZIA - I° STRALCIO**
SP62 - PONTE GIREVOLE SUL CANALE SAETTA A CAORLE
SP42 - PONTE GIREVOLE SUL CANALE CAVETTA A JESOLO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Arch. Alberta Parolin

Comune di Caorle (VE)

SUPPORTO AL RUP
Arch. Francesca Finco

SP62 "Ponte Tezze-Caorle"

PROGETTAZIONE

Mastergroup
Ing. Gianluca Susin
Ing. Mauro Tona

Studio di ingegneria RS

SP62 - PONTE GIREVOLE CANALE SAETTA

RELAZIONE DI CALCOLO

REV.	DESCRIZIONE	DATA
1	EMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO	11/12/2024

PE-ST-CA-411

SCALA: -

Revisioni

N°	DATE	COMMENTS	R	V	A
C00	11/12/24	Emissione	DDF	SM	SS

SOMMARIO

1.	INTRODUZIONE	6
1.1	DESCRIZIONE DEL MANUFATTO.....	6
1.1.1	STRUTTURA	9
1.1.2	SISTEMA DI ROTAZIONE	10
1.1.3	SISTEMA DI APPOGGIO	11
1.2	STATO DI FATTO	12
1.2.1	STRUTTURE	12
1.2.2	MECCANISMI DI ROTAZIONE	12
1.2.3	LUBRIFICAZIONE	12
1.2.4	IMPIANTO ELETTRICO	12
1.2.5	OPERE CIVILI DI INTERFACCIA.....	12
1.3	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	12
1.3.1	TRAVI RETICOLARI	13
1.3.2	TRAVI ALL'INTRADOSSO E MECCANISMO DI ROTAZIONE	18
1.3.3	APPOGGI SU PILE E SPALLE.....	29
1.4	DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE.....	31
2.	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DA REALIZZARE	32
2.1	STRUTTURE	32
2.2	INTERVENTI MECCANICI.....	32
2.2.1	VINCOLI DI ESTREMITÀ.....	33
2.2.2	IMPIANTO DI INGRASSAGGIO.....	33
2.3	IMPIANTO ELETTRICO.....	33
2.3.1	QUADRI ELETTRICI	34
2.3.2	CAVIDOTTI	34
2.3.3	SCATOLE DI DERIVAZIONE.....	34
2.4	FASI DI INTERVENTO.....	34
3.	CONVENZIONI E DEFINIZIONI.....	36
3.1	METODO DI CALCOLO	36
3.2	PROGRAMMI DI CALCOLO	36
3.3	NORMATIVA.....	36
3.4	UNITÀ DI MISURA.....	37
3.5	SISTEMA DI RIFERIMENTO	37
3.5.1	MODELLO GLOBALE.....	37
3.5.2	MODELLO LOCALE.....	37
3.6	CONVENZIONI ADOTTATE	38
4.	MATERIALI ESISTENTI	40
4.1	ANALISI STORICO-CRITICA.....	40
4.2	RILIEVO: C.A. E STRUTTURE METALLICHE.....	40
4.3	LIVELLO DI CONOSCENZA.....	41
4.4	ACCIAIO DA CARPENTERIA	42
4.5	LEGNO.....	43
5.	MATERIALI NUOVI	44
5.1	ACCIAIO PER IMPIANTO ROTANTE (UNI EN 10025)	44
5.1.1	S275.....	44
5.1	ACCIAIO PER IMPIANTO ROTANTE (UNI EN 10025)	44
5.1.1	S355J2	44
5.1.1	CLASSE DI ESECUZIONE DELLE STRUTTURE METALLICHE.....	45
5.2	PERNO	47

5.2.1	39NiCrMo3 BONIFICATO (EN 10083-3)	47
5.3	CALCESTRUZZO	47
5.3.1	CALCESTRUZZO CLASSE C35/45	47
5.3.2	CLASSE DI ESPOSIZIONE	47
5.3.3	CONDIZIONI AMBIENTALI	49
5.3.4	COPRIFERRO NTC18	50
5.4	ACCIAIO PER ARMATURA LENTA	50
5.4.1	ACCIAIO B450C	50
6.	CARICHI 51	
6.1	PESO PROPRIO	51
6.2	SOVRACCARICHI PERMANENTI	51
6.3	VENTO	51
6.4	NEVE	55
6.4.1	VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO	55
6.4.2	COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE	56
6.4.3	COEFFICIENTE DI FORMA PER LE COPERTURE	57
6.5	CARICO DA TRAFFICO	57
6.6	SISMA	59
7.	COMBINAZIONI DI CARICO	62
7.1	STATO LIMITE ULTIMO	62
7.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	62
7.3	COMBINAZIONI ECCEZIONALI	63
7.3.1	COEFFICIENTI DI INTENSITÀ DELL'AZIONE	63
8.	CODICE DI CALCOLO E VALIDAZIONE SOFTWARE	65
9.	MODELLO NUMERICO	66
9.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO	66
9.2	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	67
9.2.1	PESO PROPRIO	67
9.2.2	SOVRACCARICHI PERMANENTI	67
9.2.3	SOVRACCARICO ACCIDENTALE - VENTO	68
9.2.4	SOVRACCARICO ACCIDENTALE - NEVE	68
9.2.5	SOVRACCARICO ACCIDENTALE - TRAFFICO	69
9.3	VINCOLI ESTERNI	71
9.4	VINCOLI INTERNI	72
10.	VERIFICHE STRUTTURA METALLICA IMPALCATO	73
10.1	TRAVI PRINCIPALI - CORRENTI SUPERIORE E INFERIORE	73
10.1.1	RISULTATI	74
10.1.2	VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ	76
10.1.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	78
10.2	TRAVI PRINCIPALI – MONTANTI	79
10.2.1	RISULTATI	79
10.2.2	VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ	81
10.3	TRAVI PRINCIPALI – DIAGONALI	83
10.3.1	RISULTATI DEL MODELLO NUMERICO	84
10.3.2	VERIFICA DI RESISTENZA	85
10.3.3	VERIFICA DI INSTABILITÀ	87
10.4	TRAVI PRINCIPALI – DIAGONALI RINFORZATI	89
10.4.1	RISULTATI DEL MODELLO NUMERICO	90
10.4.2	VERIFICA DI STABILITÀ	91
10.5	TRAVI SECONDARIE	93
10.5.1	RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO	94

10.5.2	VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ	95
11.	VERIFICA STRUTTURA DI ROTAZIONE	98
11.1	STRUTTURA DI ROTAZIONE - SEZIONE 260×15×620×15	98
11.1.1	RISULTATI DEL MODELLO NUMERICO	99
11.1.2	VERIFICA DI RESISTENZA	100
11.2	STRUTTURA DI ROTAZIONE - IPE270	103
11.2.1	RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO	103
11.2.2	VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ	105
11.3	STRUTTURA DI ROTAZIONE - SEZIONE 450×20×340×20	108
11.3.1	RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO	108
11.3.2	VERIFICA DI RESISTENZA	110
11.4	STRUTTURA DI ROTAZIONE – VERIFICA DEI GIUNTI.....	112
11.4.1	VERIFICA GIUNTO “2”.....	113
11.4.2	VERIFICA GIUNTO “4”.....	119
12.	VERIFICA DELLA SOTTOSTRUTTURA	126
12.1	MODELLO DI CALCOLO	126
12.2	RISULTATI DEL MODELLO NUMERICO	127
12.3	VERIFICHE	130
12.3.1	VERIFICA DELLE TENSIONI DI CONTATTO	138
13.	VERIFICA PONTE IN FASE DI ROTAZIONE.....	141
13.1	RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO E VERIFICHE	141
14.	VERIFICHE TRAVE IN LEGNO 15×18.....	142
14.1	MODELLO DI CALCOLO	142
14.1.1	CASI ELEMENTARI DI CARICO	142
14.1.2	VINCOLI	143
14.1.3	COMBINAZIONI DI CARICO	143
14.2	VERIFICHE	144
14.2.1	VERIFICHE SLU.....	144
14.2.2	VERIFICHE SLE.....	148
15.	VERIFICA TAVOLATO LIGNEO	152
15.1	MODELLO DI CALCOLO	152
15.1.1	CASI ELEMENTARI DI CARICO	152
15.1.2	VINCOLI	153
15.1.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	154
15.2	RISULTATI DELL’ANALISI	154
15.3	VERIFICHE	156
15.3.1	VERIFICA A FLESSIONE	156
15.3.2	VERIFICA A TAGLIO	157
16.	VERIFICA PONTE IN FASE DI SOLLEVAMENTO	158
16.1	MODELLO DI CALCOLO	158
16.1.1	CARICHI.....	158
16.1.2	VINCOLI	158
16.2	RISULTATI DELL’ANALISI	159
16.3	VERIFICHE	161
16.3.1	VERIFICA DELL’IMPALCATO METALLICO.....	161
16.3.2	VERIFICA HEB300.....	162

1. INTRODUZIONE

I lavori in progetto riguardano gli “Interventi di manutenzione straordinaria dei ponti girevoli della Città metropolitana di Venezia”, relativamente ai seguenti manufatti:

- S.P. 42 “Jesolana” – ID020 – Ponte sul Canale Cavetta in Comune di Jesolo;
- S.P. 62 “Ponte Tezze – Torre di Mosto – Caorle” – ID110 – Ponte sul Canale Saetta in Comune di Caorle.

La presente relazione riguarda gli interventi sul ponte sul Canale Saetta in Comune di Caorle



Fig.1 Inquadramento ponte Caorle ID110

1.1 DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

Il ponte si trova al chilometro 23+015 della Strada Provinciale 62 “Tore di Mosto-Caorle”, attraversa il canale Saetta e si trova nel Comune di Caorle (VE).

Si tratta di un ponte costituito da una campata fissa in calcestruzzo e da 2 campate girevoli in acciaio. Le campate sono lunghe rispettivamente 10.5, 13.5 e 8.4 m.

La larghezza dell’impalcato è di 6 m, attualmente è presente una sola carreggiata di marcia percorribile da autovetture con il limite di 3.5 t, e una corsia ciclabile.

La campata di calcestruzzo non è oggetto della presente relazione, delle verifiche e degli interventi previsti.

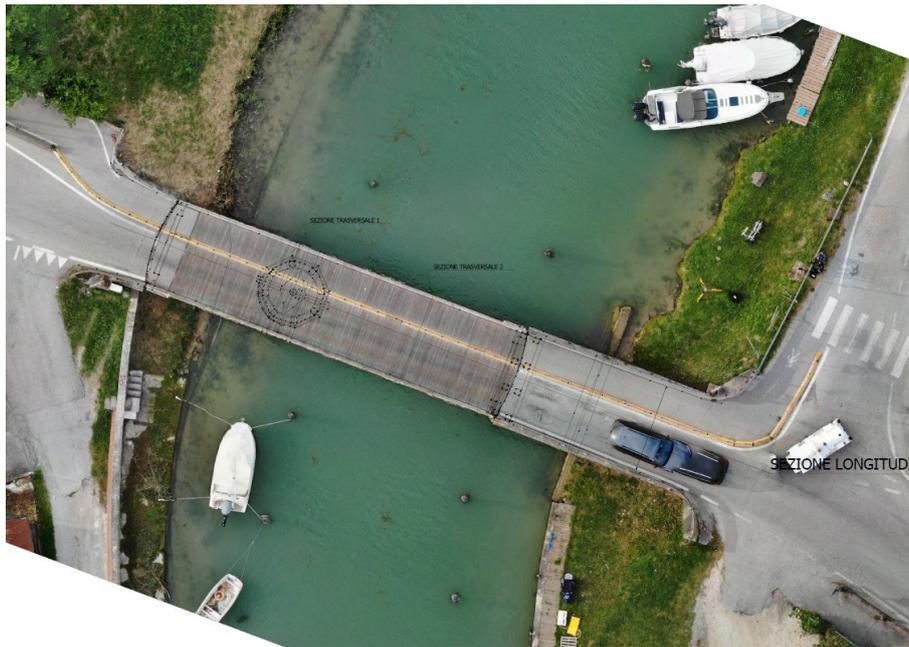


Figura 2: Vista dall'alto del ponte con indicazione del sistema di rotazione.

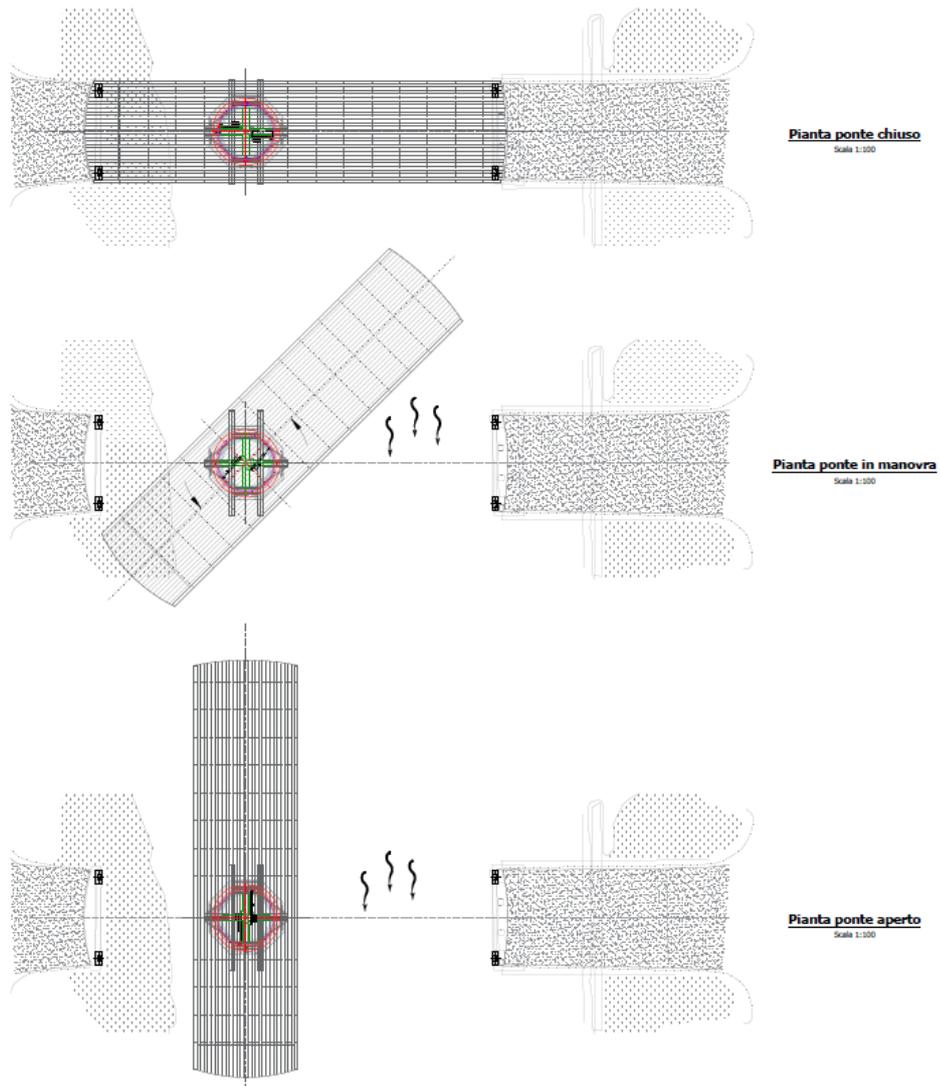
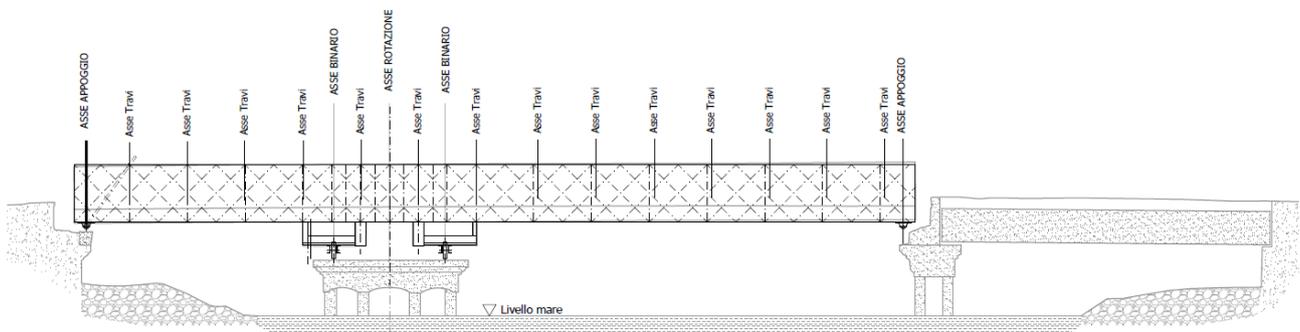


Figura 3: Sequenza di rotazione.



Sezione longitudinale X1-X1

Scala 1:75

Figura 4: Sezione longitudinale

1.1.1 STRUTTURA

La campata fissa è realizzata con 4 travi di calcestruzzo.

Le due campate girevoli sono realizzate con 2 travi reticolari di acciaio, che hanno anche funzione di parapetto, alle quali sono collegati i traversi di acciaio con passo di circa 1.45 m. Sui traversi posano delle travi di legno ordite in direzione longitudinale ed infine un tavolato di legno ordito in direzione trasversale.

Lo schema statico delle travi reticolari principali, in fase operativa, è quello di una trave su 4 appoggi: 2 appoggi sono costituiti dai 2 traversi collegati al meccanismo di rotazione e gli altri 2 sono alle estremità, in corrispondenza della pila da un lato e della spalla dall'altro lato.

Lo schema statico in fase di rotazione è invece di trave su 2 appoggi centrali, con 2 sbalzi.

In corrispondenza della spalla sinistra è presente una zavorra in calcestruzzo armato necessaria a bilanciare il peso della struttura in condizione di ponte aperto. In condizioni di ponte chiuso lo schema statico si riconduce a quello di trave su 3 appoggi.

I profili delle travi reticolari sono i seguenti:

- sezione chiodata composta da angolari 80x10 e piatto 210x10 per i correnti superiore e inferiore;
- angolari 80x10 per i montanti verticali;
- piatti 80x10 per gli elementi diagonali.

Le travi secondarie hanno una sezione composta chiodata con un'anima di dimensioni 320x20 mm su cui sono fissati 4 profili angolari 80x10.

I collegamenti tra gli elementi metallici sono realizzati mediante unione chiodata con chiodi metallici applicati a caldo.

L'impalcato è realizzato da travi in legno di sezione 15x18 cm con passo di circa 40 cm che sostengono la pavimentazione carrabile in tavolato ligneo di spessore 5.5 cm.

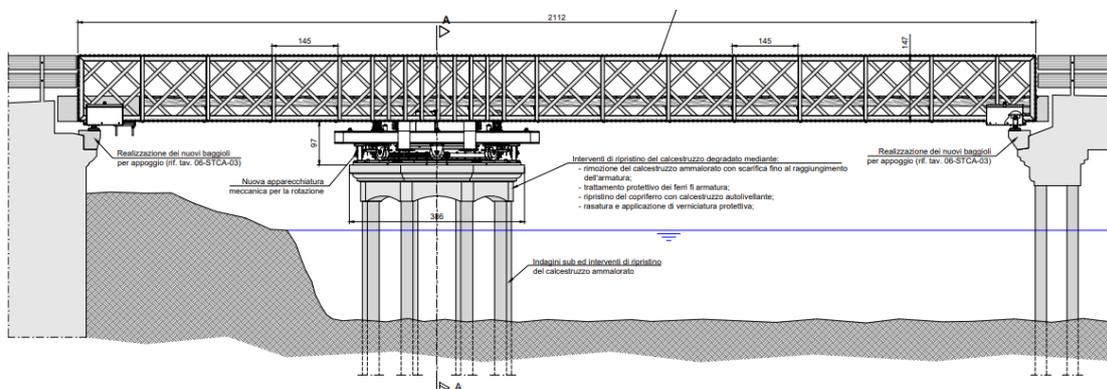


Fig.5 Vista in prospettiva del ponte girevole

I carichi orizzontali dovuti al vento ed alle azioni da traffico sono trasmessi mediante un perno pieno in acciaio collegato alla pila mediante un graticcio di travi di sezione HEA140. Su tali elementi è posizionata anche la cremagliera necessaria alla movimentazione dell'impalcato. La rotazione è garantita mediante una trasmissione ad ingranaggi a denti dritti, con i pignoni calettati ai due motoriduttori che si spostano lungo la traiettoria circolare, mentre i settori di ruota dentata rimangono solidali alla pila centrale.

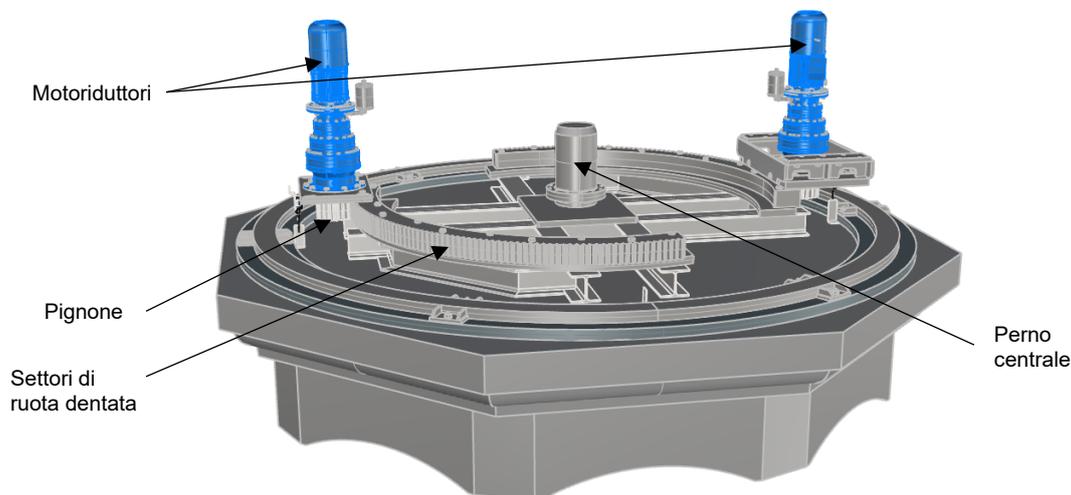


Fig.8 Sistema di rotazione – componenti meccaniche per la rotazione

1.1.3 SISTEMA DI APPOGGIO

In corrispondenza delle spalle è previsto un meccanismo di appoggio a manovella che permette lo svincolo del ponte prima dell'inizio della manovra di rotazione.

In condizione di ponte chiuso il perno (evidenziato nella figura seguente) risulta essere in appoggio sul piatto di base garantendo la trasmissione dei carichi verticali e orizzontali. Per consentire la rotazione è quindi necessario ruotare il perno di 90° mediante un albero collegato ad un motoriduttore. In questo modo la campata è libera di ruotare attorno alla pila centrale su cui è posto il sistema di rotazione descritto in precedenza.

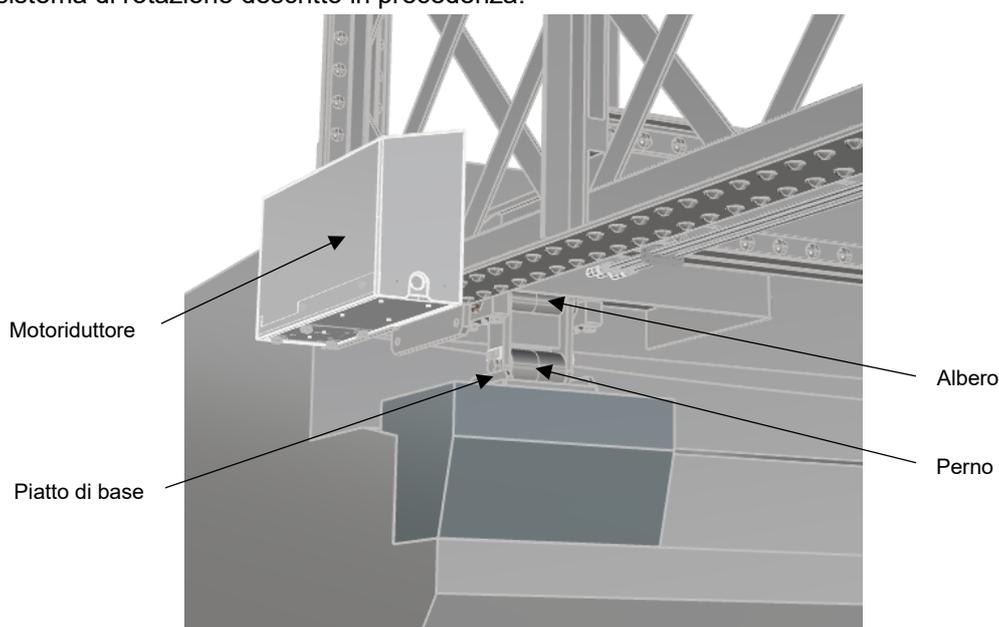


Fig.9 Sistema di appoggio sulla spalla

1.2 STATO DI FATTO

1.2.1 STRUTTURE

Per le strutture del ponte girevole il livello di difettosità è “ALTO” e la classe di attenzione generale è “ALTA” (rif. §[2]).

- il ponte è a struttura chiodata e non esiste traccia di nessun tipo di idonei controlli precedenti a quelli recenti, in particolare sulla sicurezza dei giunti chiodati e strutturale in generale;
- le strutture, soprattutto quelle inferiori in corrispondenza delle carrelliere, risultano corrose in modo critico e tale da non poter essere garantita la loro stabilità;
- è evidente un degrado estremamente critico della protezione superficiale;
- i controlli non distruttivi recentemente effettuati evidenziano notevoli criticità strutturali.

1.2.2 MECCANISMI DI ROTAZIONE

- la rotazione, così come le altre manovre di blocco e sblocco degli appoggi di estremità sono azionati manualmente;
- il gruppo di centraggio/sicurezza durante la rotazione risulta riparato in modo approssimato e non sicuro;
- il perno di rotazione/centraggio non è in grado di garantire la indispensabile sicurezza;
- le strutture e i meccanismi di rotazione non risultano in grado di garantire l'effettuazione di manovre complete.

1.2.3 LUBRIFICAZIONE

- non esiste un impianto centralizzato;
- non esiste un sistema che consente, in modo affidabile, di dosare il lubrificante applicato di volta in volta;
- ogni componente presenta eccessi di lubrificazione (sporcizia inquinante).

1.2.4 IMPIANTO ELETTRICO

- non esiste un impianto elettrico.

1.2.5 OPERE CIVILI DI INTERFACCIA

- tutte le strutture di interfaccia sono degradate in modo critico, sporche e non gestibili.

1.3 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

In data 20/02/2024, su richiesta della Direzione Tecnica dell'Area Mobilità - Servizio Trasporti Eccezionali, Ponti e Piste Ciclabili, i controlli sono stati approfonditi con il supporto di una Ditta incaricata della stessa Direzione Tecnica. Lo dell'approfondimento è quello di confermare i precedenti rilievi dimensionali e poter quindi redigere anche una verifica strutturale sullo stato di fatto. I nuovi controlli hanno coinvolto anche alcune zone dove la mancanza di protezione superficiale ha favorito l'insorgere di ossidazione tra superfici giustapposte delle lamiere e profili che compongono le sezioni strutturalmente collegate con giunti chiodati.

Il risultato è chiaramente illustrato dalla documentazione fotografica che segue dove l'ossidazione ha coinvolto anche parte della lamiera verticale nascondendo fenomeni di corrosione passante rilevabili solo dopo l'asportazione dello strato di ossido.



Fig.10 Ponte di Caorle vista da nord

1.3.1 TRAVI RETICOLARI

I diagonal e i montanti della trave reticolare sono degradati, con sezioni ridotte e aree corrose. Le ali degli angolari sono interrotte o mancanti in più zone. In particolare, alcuni diagonal probabilmente per effetto di urti, presentano l'ala lato carreggiata separata da quella lato reticolare (rif. immagine che segue).



Figura 11: Montante a L con ala erosa/mancante



Figura 12: Montante a L con ala completamente distaccata/mancante

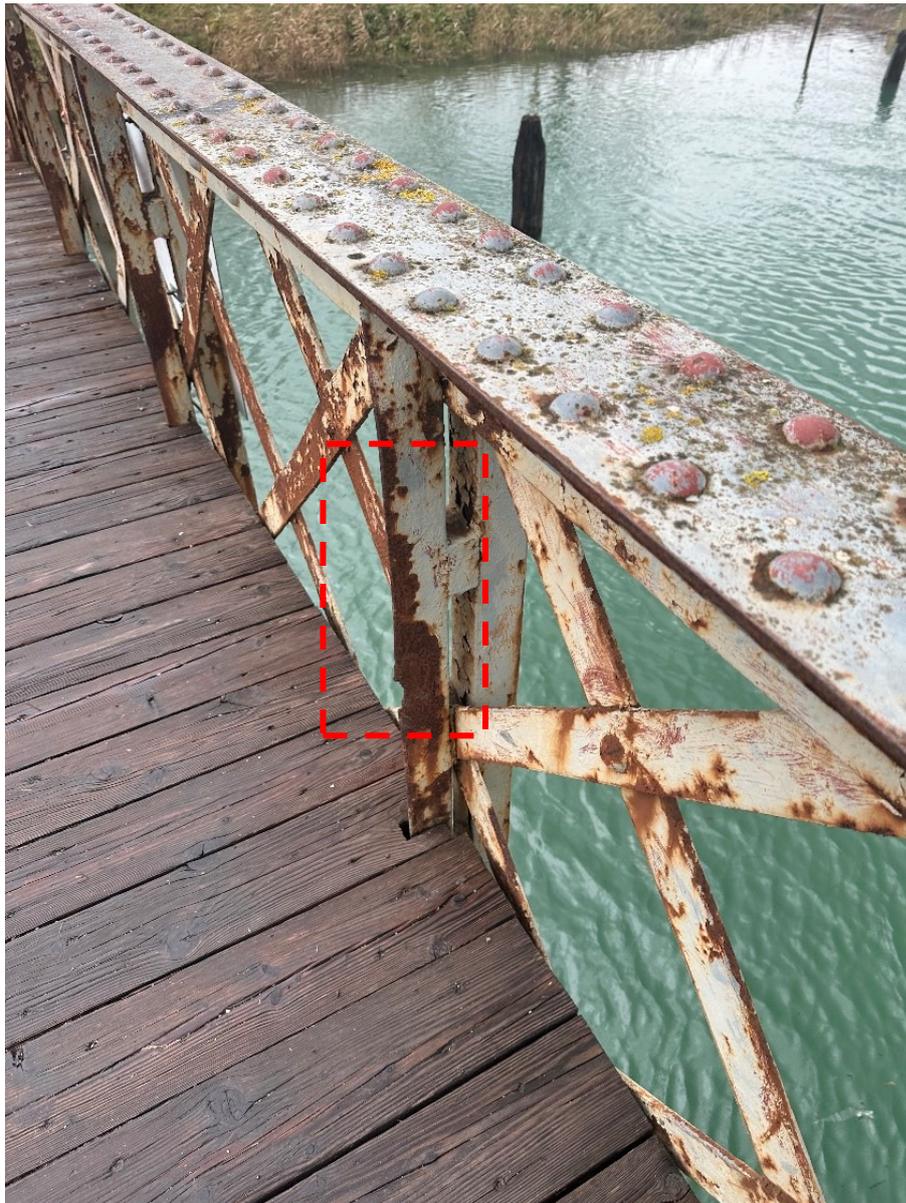


Figura 13: Montante con sezione degradata



Figura 14: Diagonale con sezione corrosa e ridotta



Figura 15: Montanti con sezione deformata

1.3.2 TRAVI ALL'INTRADOSSO E MECCANISMO DI ROTAZIONE

La parte metallica che costituisce il meccanismo di rotazione si presenta con evidenti segni di corrosione e sfogliamento.



Figura 16: Corrosione e sfogliamento diffusi all'intradosso



Figura 17: Corrosione e sfogliamento diffusi all'intradosso

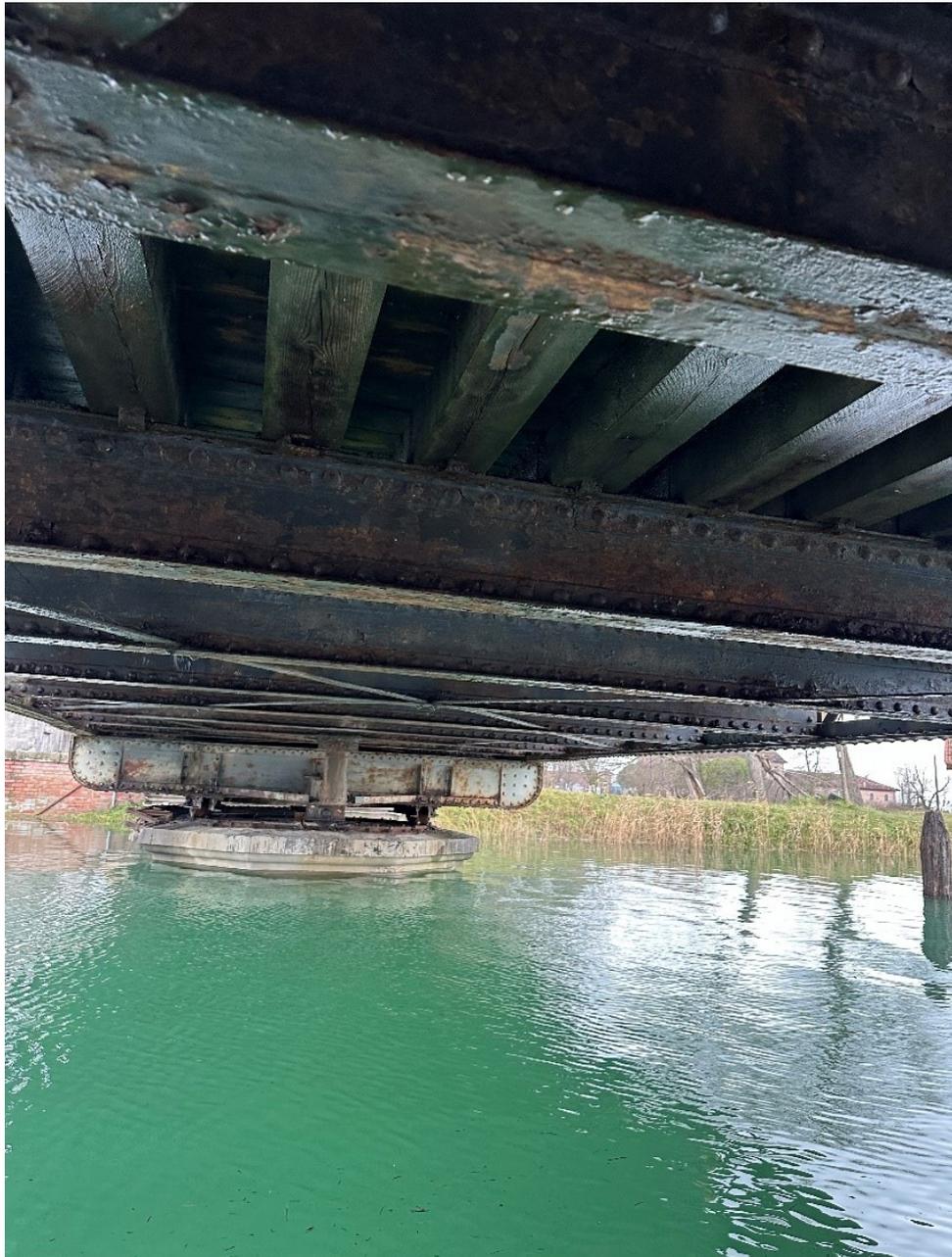


Figura 18: Corrosione e sfogliamento diffusi all'intradosso



Figura 19: Corrosione e sfogliamento diffusi all'intradosso



Fig.20 Ponte di Caorle vista intradosso impalcato



Fig.21 Ponte di Caorle vista struttura centrale di rotazione



Fig.22 Ponte di Caorle meccanismo di rotazione

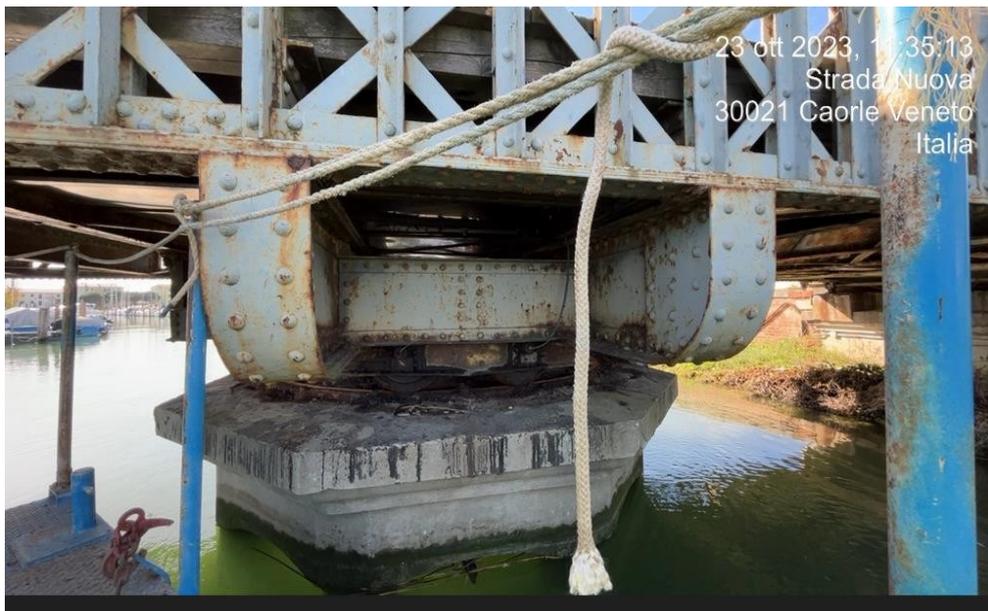


Fig.23 Ponte di Caorle vista struttura centrale di supporto



Fig.24 Ponte di Caorle meccanismo di rotazione



Fig.25 Ponte di Caorle struttura di appoggio centrale – dettaglio



Fig.26 Ponte di Caorle asse di centraggio con incisione per usura



Fig.27 Ponte di Caorle asse di centraggio – particolare supporto di contenimento spostamenti



Fig.28 Ponte di Caorle gruppo rulliera



Fig.29 Ponte di Caorle gruppo rulliera – dettaglio degrado strutturale



Fig.30 Ponte di Caorle – effetti della corrosione



Fig.31 Ponte di Caorle



Fig.32 Ponte di Caorle – effetti della corrosione



Fig.33 Ponte di Caorle – effetti della corrosione



Fig.34 Ponte di Caorle – effetti della corrosione

1.3.3 APPOGGI SU PILE E SPALLE

Gli appoggi su pile e spalle, che diventano attivi solo a ponte chiuso e precorribile, si presentano non completamente efficaci. Il baggiolo sul quale è fissata la piastra metallica che funge da appoggio si presenta disgregato. Al passaggio di auto si rilevano importanti vibrazioni e spostamenti che evidenziano come il dispositivo di appoggio non sia già attivo a ponte scarico. Il problema è più evidente negli appoggi della campata più lunga, lato pila.



Figura 35: Baggiolo di sostegno dell'appoggio con calcestruzzo compromesso



Fig.36 Ponte di Caorle appoggio ovest dx



Fig.37 Ponte di Caorle appoggio est sx



Fig.38 Ponte di Caorle appoggio est sx dettaglio

1.4 DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE

Non è disponibile alcuna documentazione progettuale, né del progetto originale né degli interventi di rinforzo effettuati nel tempo.

Non sono disponibili certificati sui materiali o relazioni di prove di carico effettuate.

Sono disponibili:

- [1] “ISPEZIONE VISIVA PRIMARIA” REDATTA DA 4EMME SERVICE S.P.A., MAGGIO 2018, BASATO SULL’ISPEZIONE EFFETTUATA IN DATA 9 MAGGIO 2018
- [2] “RELAZIONE DI ISPEZIONE”, NOVEMBRE 2022, REDATTA DA ING. FRANCHETTI, BASATO SULL’ISPEZIONE EFFETTUATA IN DATA 29 OTTOBRE 2022
- [3] “RELAZIONE DI VALUTAZIONE DELLA CLASSE DI ATTENZIONE SECONDO DM 204/2022”, GIUGNO 2023, REDATTA DA METRALAB S.R.L. – BASATO SULL’ISPEZIONE EFFETTUATA IN DATA 6 MARZO 2023
- [4] “RAPPORTO DI PROVA N. 2005/01/23”, 27 OTTOBRE 2023, REDATTA DA G. COLETTI S.R.L. – BASATO SUI CONTROLLI EFFETTUATI IN DATA 23 OTTOBRE 2023
- [5] “REPORT LIVELLO 0”, REDATTA DA PROPONTI, 23 GENNAIO 2024.
- [6] PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA REDATTO DALL’ING. HIRSCHLER, 2023, COMPOSTO DAI SEGUENTI ELABORATI:

Tav. PFTE-CA-001	Rilievo georeferenziato – Quota ortometrica	06/07/203
Tav. PFTE-CA-002	Rilievo georeferenziato – Ricostruzione stato di fatto	26/07/203
Tav. PFTE-CA-003	Criticità stato di fatto	18/12/203
Tav. PFTE-CA-004	Stato di progetto – Sequenza rotazione	18/12/203
Tav. PFTE-CA-005	Stato di progetto – Assieme	18/12/203
Tav. PFTE-CA-006	Stato di progetto – Dettagli	18/12/203

2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DA REALIZZARE

In considerazione del degrado rilevato ed evidenziato ai paragrafi precedenti, con l'obiettivo di:

- mettere in sicurezza i manufatti sia dal punto di vista strutturale che funzionale;
- mettere a norma gli impianti oleodinamici;
- mettere a norma gli impianti elettrici;
- ridurre (eliminare) il rischio di inquinamento in caso di rotture con perdita di fluido oleodinamico;
- garantire una corretta lubrificazione dei componenti meccanici che ne necessitano;
- garantire sicurezza ed efficienza in applicazione di una manutenzione programmata.

Il ponte è posto sotto la tutela del Ministero per i Beni e le Attività Culturali ed il progetto degli interventi di consolidamento delle strutture esistenti è orientato al restauro conservativo dei manufatti originali e all'inserimento rispettoso e non invasivo di nuove strutture di rinforzo.

Viene mantenuta la limitazione di traffico a mezzi di 3.5 t sulla corsia carrabile.

Nelle verifiche si considera comunque il sovraccarico dovuto a folla compatta (più gravoso) anche sulla corsia carrabile.

Sono previsti gli interventi illustrati qui di seguito.

2.1 STRUTTURE

Gli interventi di ripristino non sono realizzabili in opera. Si prevedono le seguenti attività:

- completo smontaggio;
- trasporto in officina;
- risanamento strutturale che prevede:
 - controlli ed eventuale riparazione chiodature;
 - controlli ed eventuale sostituzione componenti strutturali;
 - sostituzione bulloni;
 - sostituzione strutture di supporto (carrelliere);
- ripristino funzionalità del gruppo di centraggio;
- realizzazione di un telaio di appoggio della struttura mobile;
- trattamenti superficiali;
- verifica ed eventuale sostituzione degli elementi lignei ammalorati.

2.2 INTERVENTI MECCANICI

L'obiettivo dell'intervento è di automatizzare le operazioni di movimentazione del ponte girevole e di renderlo più autonomo sotto l'aspetto della manutenzione preventiva.

L'operazione di apertura o chiusura si articola in due fasi, per un totale di circa 95 secondi:

- rimozione dei vincoli d'estremità tramite la rotazione degli appoggi a manovella
- rotazione dell'impalcato

Il sistema di rotazione si basa sullo stesso concetto dell'esistente, dunque l'impalcato ruota sorretto da un carrello dotato di sei ruote e di un perno centrale. I due pignoni motori sono calettati sui motoriduttori ed ingranano su altrettanti settori di ruota dentata.

Il perno centrale ha la funzione di vincolo rispetto le azioni orizzontali, derivanti da vento e traffico, ed è solidale alla struttura di nuova costruzione fissata sulla pila. L'impalcato ruota sul perno poggiando su una bronzina.

Il carrello di rotazione ha la funzione di vincolo rispetto alle azioni verticali, e rispetto ai momenti generati dai carichi distribuiti e dal vento.

Ogni ruota del carrello è dotata di una propria struttura di alloggiamento, ciascuna delle quali è avvitata alla carpenteria che sorregge l'impalcato. Le ruote scorrono su bronzine ragnate e rotolano su una pista calandrata in acciaio di sezione rettangolare.

La movimentazione avviene per mezzo di una trasmissione ad ingranaggi a denti dritti, con i pignoni calettati ai motoriduttori che si spostano durante la rotazione lungo la loro traiettoria circolare, mentre i settori di ruota dentata rimangono solidali alla pila centrale. Il controllo della posizione del ponte viene gestito tramite gli encoder montati sul motore, ai quali si aggiungono dei sensori di inizio/fine corsa. I due motoriduttori erogano equamente la coppia necessaria alla rotazione, e tramite il loro freno tengono in posizione il ponte in condizioni di transito.

2.2.1 VINCOLI DI ESTREMITÀ

Alle estremità dell'impalcato sono montati gli appoggi che garantiscono quattro ulteriori vincoli per le azioni verticali.

Ciascun appoggio è dotato di un motoriduttore che gestisce in maniera indipendente il posizionamento dell'appoggio, utilizzando dei sensori di inizio/fine corsa.

Gli appoggi ruotano su un albero montato su bronzine ragnate, e su ogni appoggio è montato un rullo che facilita le operazioni di messa su vincolo e svincola l'appoggio dalle azioni orizzontali.

2.2.2 IMPIANTO DI INGRASSAGGIO

Al fine di snellire le operazioni di manutenzione preventiva è stato progettato un impianto centralizzato per l'ingrassaggio.

L'impianto si basa su una elettropompa dotata di serbatoio, e su un blocco di dosatori tramite il quale la portata di grasso in uscita dalla pompa viene suddivisa ed indirizzata alle utenze. Le tubazioni per la distribuzione del grasso sono in gran parte composte da tubi rigidi in acciaio inox aisi 316, e in parte marginale da tubi flessibili.

L'elettropompa è comandata dal plc in modo da erogare nell'impianto una quantità preimpostata di grasso con una cadenza temporale che viene impostata tramite il pannello operatore del plc.

La frequenza degli ingrassaggi determina la durata del grasso nel serbatoio, il quale garantisce in ogni caso una durata minima di sei mesi. Il livello del grasso viene costantemente monitorato per mezzo di un apposito sensore.

L'elettropompa è installata all'interno di un quadro in acciaio inox al fine di proteggerla dall'aggressività dell'ambiente, e vi si accede per mezzo della botola apposita ricavata nel manto stradale.

2.3 IMPIANTO ELETTRICO

L'impianto è suddiviso in due macrocategorie: impianto fisso installato a terra e impianto "bordo macchina" installato sul ponte girevole.

Gli impianti elettrici previsti a terra comprendono i quadri elettrici di comando per l'impianto semaforico esistente ed il nuovo impianto elettrico di controllo del ponte, due nuove barriere stradali motorizzate per il controllo accesso ponte durante le operazioni di apertura e chiusura ponte, oltre a tutti i cavidotti, pozzetti e linee elettriche necessarie per il funzionamento dell'impianto.

Gli impianti "bordo macchina" del ponte comprendono i motori elettrici di rotazione del ponte (con i loro relativi freni elettrici di stazionamento, sensori assoluti di rotazione ed i finecorsa di sicurezza) ed i motoriduttori per l'azionamento degli appoggi di stazionamento (con i loro relativi freni elettrici di stazionamento ed i finecorsa di posizione appoggio). Tutte le vie cavo impiegheranno tubazioni rigide metalliche in acciaio AISI 304, con scatole di derivazione metalliche, e impiego di tubazioni flessibili metalliche spiralate con guaina di rivestimento in PVC per i tratti finali per il collegamento ai vari apparecchi previsti.

2.3.1 QUADRI ELETTRICI

Il progetto prevede l'allestimento di n° 2 quadri elettrici per il controllo dell'automazione del ponte ed il riposizionamento del quadro esistente Q.SM:

- Q.OP - Quadro comando operatore. Contiene la plancia di comando per le operazioni di apertura e chiusura del ponte.
- Q.CL - Quadro controllore logico. Quadro composto da due vani distinti. Vano superiore impiegato per contenere il contatore fornitura energia elettrica. Vano inferiore impiegato per contenere il PLC, tutti i modulo di I/O, interruttori magnetotermici e differenziali, teleruttori ed inverter azionamento motori.
- Q.SM - Quadro controllo impianto semaforico. Quadro esistente, oggetto di spostamento causa rifacimento basamento quadri, oggetto di parziale modifica, con rimozione del sistema di azionamento via radi, ed installazione di contattore per interfacciamento al quadro Q.CL. E' prevista la demolizione del basamento esistente del quadro Q.SM, con conseguente realizzazione di nuovo basamento per l'installazione dei tre quadri elettrici, e posa di relativi pozzetti per derivazione linee elettriche.

2.3.2 CAVIDOTTI

Sono previste tre tipologie di cavidotti:

- cavidotti corrugati doppia parete per interro classe 450N, per posa su terraferma;
- cavidotti in acciaio AISI 304 saldati per impianti "bordo macchina" ponte girevole e per il collegamento tra quadri elettrici e pila ponte, in parte realizzato in ambiente subacqueo.
- Cavidotti flessibili in acciaio spiralato con guaina esterna in PVC, per tratto finale di collegamento tra scatole di derivazione e apparecchiatura da alimentare.

2.3.3 SCATOLE DI DERIVAZIONE

Tutte le scatole di derivazione che saranno impiegate per la distribuzione elettrica a bordo del ponte saranno in metallo, ricavate da lamiera sagomata o pressofusione d'alluminio in base alle dimensioni necessarie.

2.4 FASI DI INTERVENTO

L'intervento sul ponte mobile ha lo scopo di conservare il più possibile la struttura esistente, andando a ripristinare tutte le zone/parti deteriorate e/o danneggiate. L'intervento si può riassumere in 8 fasi, elencate di seguito. Parte degli interventi verranno realizzati in sito, come le demolizioni e la sostituzione del sistema di rotazione, mentre altre verranno eseguite in officina sulla struttura metallica.

1. Rimozione tavolato ligneo e travi in legno;
2. Demolizione della zavorra in c.a. esistente;
3. Sollevamento dell'impalcato (struttura metallica) mediante autogrù per trasporto in officina e rimozione dell'apparecchiatura metallica per la rotazione. Demolizione dei baggioli esistenti.
4. Interventi di ripristino del calcestruzzo degradato mediante:
 - Rimozione del calcestruzzo ammalorato con scarifica fino al raggiungimento dell'armatura;
 - Trattamento protettivo dei ferri di armatura;
 - Ripristino del copriferro con calcestruzzo autolivellante;
 - Rasatura e applicazione di verniciatura protettiva.
5. Posa delle nuove componenti del nuovo sistema di rotazione del ponte e realizzazione dei nuovi baggioli;
6. Riposizionamento dell'impalcato mediante autogrù;
7. Posa armatura e getto della nuova zavorra in c.a.;
8. Posa delle travi in legno e del tavolato ligneo.

Il sollevamento e il successivo riposizionamento dell'impalcato avverranno in assenza di tutti i pesi permanenti portati (travi secondarie in legno e tavolato ligneo), al fine da ridurre il più possibile il carico da movimentare. Per la movimentazione si prevede di imbragare l'impalcato con due profili metallici HEB300, in modo da garantire 4 punti di ancoraggio per i ganci della gru. Il posizionamento delle travi HEB sarà tale da ridurre al minimo l'eccentricità tra baricentro dell'impalcato e risultante delle forze di sollevamento.

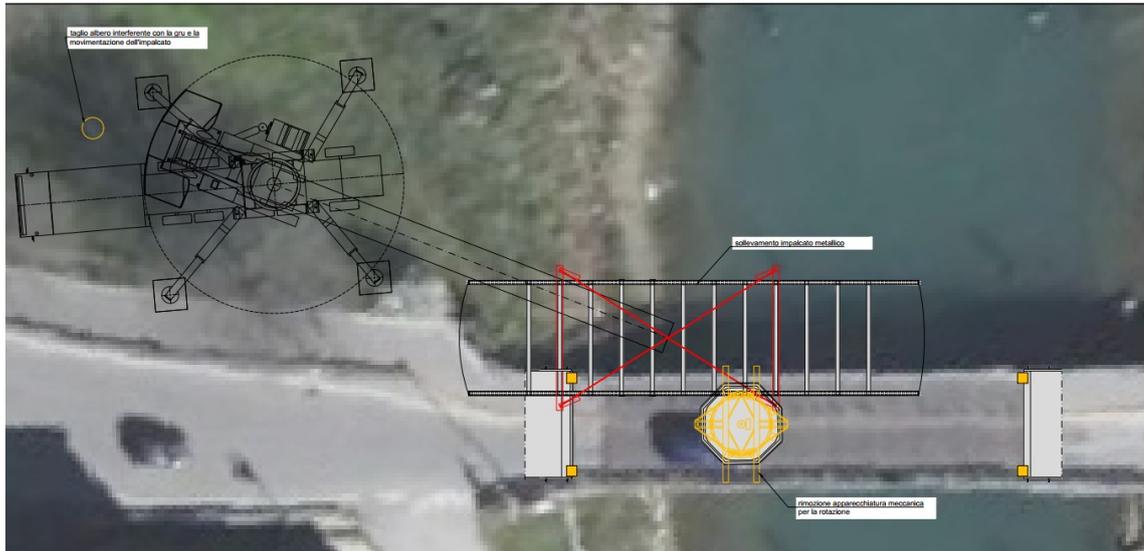


Fig.39 Schematizzazione fase di sollevamento dell'impalcato

3. CONVENZIONI E DEFINIZIONI

3.1 METODO DI CALCOLO

Nella stesura dei calcoli ci si attiene alle norme vigenti. Il metodo di verifica adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite ultimi.

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni ipotizzando i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

3.2 PROGRAMMI DI CALCOLO

Le verifiche sono condotte con il metodo degli stati limite.

I programmi utilizzati per i calcoli sono:

- STRAUS7 Release 3.1.4 sviluppato da G+D Computing Pty Ltd
- LUDI3 Release 1.14 sviluppato da RS e distribuito da HSH s.r.l.

Il codice di calcolo utilizzato si può ritenere affidabile e tale affidabilità è comprovata oltre che dalla documentazione fornita dal produttore del codice anche da numerosi test e controlli effettuati internamente allo studio.

I risultati dell'analisi strutturale eseguita mediante elaboratore sono sistematicamente confrontati con i risultati forniti da analisi semplificate.

3.3 NORMATIVA

Calcolo e verifica delle strutture sono stati condotti nel rispetto della vigente normativa sulle costruzioni e sui carichi. In particolare, ci si è attenuti a quanto disposto da:

- [7] DM 17 GENNAIO 2018. AGGIORNAMENTO DELLE «NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI, MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, GU 20 FEBBRAIO 2018.
- [8] CIRCOLARE N. 7/C.S.LL.PP. DEL 21 GENNAIO 2019 – “ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE ‘NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI’ DI CUI AL DECRETO MINISTERIALE 17 GENNAIO 2018”.
- [9] LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE E GESTIONE DEL RISCHIO, LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA ED IL MONITORAGGIO DEI PONTI ESISTENTI – MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI.
- [10] UNI EN 1993-1-1:2005 - EUROCODICE 3 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI ACCIAIO. PARTE 1-1: REGOLE GENERALI E REGOLE PER GLI EDIFICI
- [11] UNI EN 1993-1-8:2005 - EUROCODICE 3 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI ACCIAIO - PARTE 1-8: PROGETTAZIONE DEI COLLEGAMENTI
- [12] UNI EN 1090-1:2012 “ESECUZIONE DI STRUTTURE DI ACCIAIO E DI ALLUMINIO - PARTE 1: REQUISITI PER LA VALUTAZIONE DI CONFORMITÀ DEI COMPONENTI STRUTTURALI”
- [13] UNI EN 1090-2:2011 “ESECUZIONE DI STRUTTURE DI ACCIAIO E DI ALLUMINIO - PARTE 2: REQUISITI TECNICI PER STRUTTURE DI ACCIAIO”
- [14] CNR UNI 10011/97 - COSTRUZIONI DI ACCIAIO. ISTRUZIONI PER IL CALCOLO, L'ESECUZIONE, IL COLLAUDO E LA MANUTENZIONE.
- [15] “STRUTTURE IN LEGNO. MATERIALE, CALCOLO E PROGETTO SECONDO LE NUOVE NORMATIVE EUROPEE” DI M. PIAZZA, R. TOMASI, R. MODENA (2009), IN CUI SONO CONTENUTE, OLTRE AD INDICAZIONI SULLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI DA UTILIZZARE, ANCHE LE PRESCRIZIONI MINIME PROGETTUALI DA RISPETTARE;

- [16] EN 1194:2000 “STRUTTURE DI LEGNO - LEGNO LAMELLARE INCOLLATO - CLASSI DI RESISTENZA E DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI”;
- [17] EN 1995-1-1 “PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI LEGNO. PARTE 1-1: REGOLE GENERALI E REGOLE PER GLI EDIFICI”;
- [18] CNR-DT 206/2006 “ISTRUZIONI PER IL PROGETTO, L'ESECUZIONE ED IL CONTROLLO DELLE STRUTTURE DI LEGNO”.

3.4 UNITÀ DI MISURA

Ove non specificato diversamente, nelle procedure di calcolo e di verifica, si utilizzano le seguenti unità di misura:

Lunghezza:mm
Forza: N
Massa: t
Tempo:s
Tensioni:MPa

3.5 SISTEMA DI RIFERIMENTO

3.5.1 MODELLO GLOBALE

Si utilizza il seguente sistema di riferimento:

Asse X e Y nel piano orizzontale

Asse Z verticale, diretto verso l'alto.

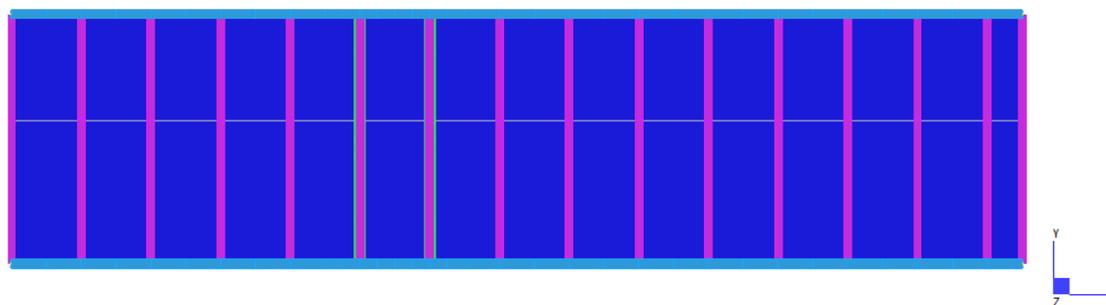


Fig. 40 Sistema di riferimento – modello globale

3.5.2 MODELLO LOCALE

Si utilizza il seguente sistema di riferimento:

Asse X e Z nel piano orizzontale

Asse Y verticale, diretto verso l'alto.

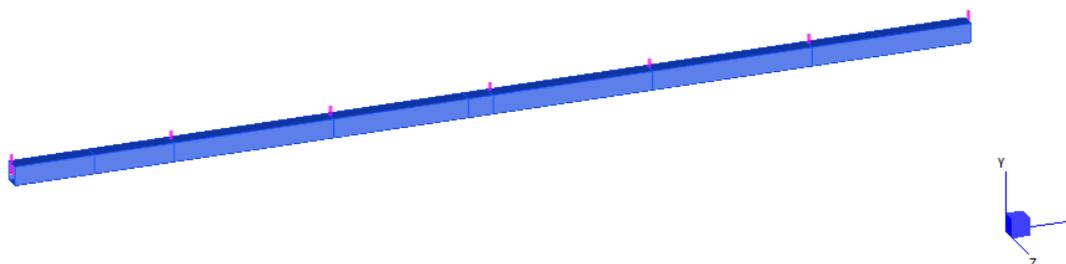


Fig. 41 Sistema di riferimento – modello locale

3.6 CONVENZIONI ADOTTATE

Nei modelli ad elementi finiti si farà ricorso alle seguenti convenzioni:

- Con elemento 'asta' si intenderà un elemento dotato di sola rigidità assiale avente 3 gradi di libertà per nodo.
- Con elemento 'trave' si intenderà un elemento dotato di rigidità assiale, flessionale e torsionale dotato di 6 gradi di libertà per ciascun nodo.

Le lettere maiuscole X, Y, Z identificano i tre assi del sistema di riferimento globale.

Per gli elementi trave si adotta la seguente simbologia:

RISULTATI DI ANALISI STRUTTURALI	
DX,DY,DZ	Spostamenti nodali nelle dimensioni lineari del modello.
RX,RY,RZ	Rotazioni, in radianti.
F.Axial1,F.Axial2	Sforzi normali ai due estremi della trave.
B.M.11, B.M.21	Momenti flettenti (M1 ed M2) al nodo N1 della trave, nei piani principali d'inerzia 1 e 2.
B.M.12, B.M.22	Momenti flettenti (M1 ed M2) al nodo N2 della trave, nei piani principali d'inerzia 1 e 2.
Shear11, Shear12	Sforzi di taglio (V1 e V2) al nodo N1 della trave, nelle direzioni locali 1 e 2.
Shear12, Shear22	Sforzi di taglio (V1 e V2) al nodo N2 della trave, nelle direzioni locali 1 e 2.
Torque1, Torque2	Momenti torcenti alle due estremità della trave.
$\sigma(L1,L2)$	Tensioni longitudinali in punti interni della sezione.
R11,R21,R31	Rotazioni all'estremità N1 dell'asta, nel caso queste siano rilasciate, espresse in radianti.
R12,R22,R32	Rotazioni all'estremità N2 dell'asta, nel caso queste siano rilasciate, espresse in radianti.

dove gli indici 1, 2 e 3 identificano i nodi iniziale e finale della trave e i successivi indici 1 e 2 il sistema di riferimento locale dell'elemento beam (asse 3-3 longitudinale, assi 1-1 e 2-2 trasversali).

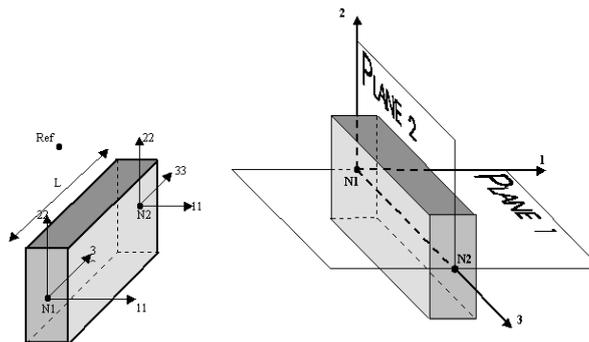


Fig. 42 Il sistema di coordinate locali nelle travi

Per gli elementi piastra si adotta la seguente simbologia:

RISULTATI DI ANALISI STRUTTURALI PER ELEMENTI "PIASTRA"	
DX,DY,DZ RX,RY,RZ $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{xy}$	Spostamenti nodali nelle dimensioni lineari del modello. Rotazioni nodali, in radianti. Tensioni longitudinali (σ_{xx} in direzione dell'asse locale x , σ_{yy} in direzione dell'asse locale y) e taglianti (σ_{xy} nel piano dell'elemento) nel sistema di riferimento locale dell'elemento.
M_{xx}, M_{yy}, M_{xy}	Momenti flettenti (M_{xx} flettente attorno all'asse locale y dovuto alle tensioni σ_{xx} ; M_{yy} flettente attorno all'asse locale x , dovuto alle tensioni σ_{yy}) e torcente (M_{xy} dovuto alle tensioni di taglio σ_{xy}) nel sistema di riferimento locale.
σ_{11}, σ_{22}	Tensioni principali massime e minime nel piano dell'elemento.
ϑ_{11}	Angolo tra l'asse locale x e la direzione di σ_{11}
σ_{TR}	Tensione di Tresca
σ_{VM}	Tensione di Von Mises
Q_{xz}, Q_{yz}	Sforzi di taglio nel sistema di coordinate locali dell'elemento.
$\sigma_{XX}, \sigma_{YY}, \sigma_{XY}$	Tensioni nel sistema di coordinate globali.
M_{XX}, M_{YY}, M_{XY}	Momenti nel sistema di coordinate globali.
$\epsilon_{xx}, \epsilon_{yy}, \epsilon_{xy}$	Deformazioni nel sistema di coordinate locali dell'elemento.
$\kappa_{xx}, \kappa_{yy}, \kappa_{xy}$	Curvature nel sistema di coordinate locali dell'elemento.
$\epsilon_{11}, \epsilon_{22}$	Deformazioni principali massime e minime nel piano dell'elemento.
ϵ_{TR}	Deformazione di Tresca
ϵ_{VM}	Deformazione di Von Mises
$\epsilon_{XX}, \epsilon_{YY}, \epsilon_{XY}$	Deformazioni nel sistema di coordinate globali.
$\kappa_{XX}, \kappa_{YY}, \kappa_{XY}$	Curvature nel sistema di coordinate globali.

Orientazione locale:

- l'asse locale x va dal punto medio del lato (N1,N4) al punto medio del lato (N2,N3) per elementi quadrangolari e dal nodo N1 al punto medio del lato (N2,N3) per elementi triangolari
- l'asse locale y è ortogonale all'asse locale x, ed il verso positivo nel verso dell'allontanamento dal lato (N1,N2).
- l'asse locale z forma con gli altri una terna secondo la regola della mano destra

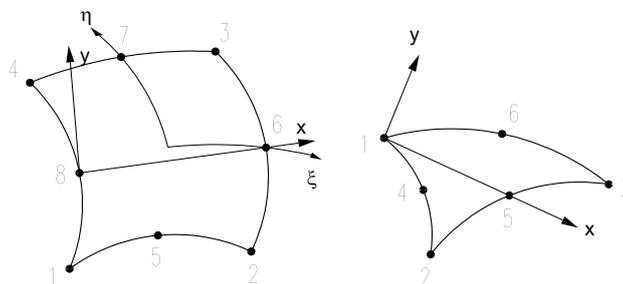


Fig. 43 Il sistema di coordinate locali negli elementi bidimensionali

4. MATERIALI ESISTENTI

4.1 ANALISI STORICO-CRITICA

L'analisi storica eseguita sulla struttura è finalizzata a comprendere le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degrado, i cimenti subiti dalla struttura e, particolarmente frequenti nelle costruzioni in muratura, le trasformazioni operate dall'uomo che possono aver prodotto cambiamenti nell'assetto statico originario.

Sono stati reperiti tutti i documenti disponibili sulle origini del fabbricato quali, ad esempio, elaborati e relazioni progettuali della prima realizzazione della costruzione. La documentazione riguarda:

- l'epoca di costruzione;
- le tecniche, le regole costruttive e, se esistenti, le norme tecniche dell'epoca di costruzione;
- la forma originaria e le successive modifiche;
- i traumi subiti e le alterazioni delle condizioni al contorno;
- le deformazioni, i dissesti e i quadri fessurativi, con indicazioni, ove possibile, della loro evoluzione nel tempo;
- gli interventi di consolidamento pregressi;
- gli aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell'aggregato edilizio di cui l'edificio è parte.

Risulta, in generale, utile anche la conoscenza delle patologie o delle carenze costruttive evidenziate da edifici simili per tipologia ed epoca di costruzione.

All'epoca della costruzione risultava carente la gestione, nel calcolo, delle sollecitazioni taglianti.

4.2 RILIEVO: C.A. E STRUTTURE METALLICHE

È stata definita la geometria esterna, i dettagli degli elementi costruttivi raggiungibili con funzione strutturale. La geometria esterna deve essere sempre per ottenere un modello di calcolo affidabile, mentre la disposizione delle armature sono stati rilevati a campione, estendendo poi le valutazioni agli altri elementi operando per analogia, anche in forza delle norme vigenti e dei prodotti in commercio all'epoca della costruzione.

Il rilievo di manufatti che non hanno funzione strutturale (pareti divisorie, controsoffitti, impianti) è stato effettuato con l'obiettivo principale di identificare eventuali rischi per la sicurezza connessi a problemi di stabilità dei manufatti stessi o delle strutture. Particolarmente pericolose si sono rivelate, in occasione di eventi sismici, le pareti di tamponamento formate da più paramenti accostati e privi di adeguati collegamenti tra loro o/e separati da intercapedini isolanti, ancor più quando non sono contenute in riquadri strutturali.

Il rilievo geometrico degli elementi ha permesso:

- l'identificazione dell'organizzazione strutturale;
- l'individuazione della posizione e delle dimensioni di travi, pilastri, scale e setti;
- l'identificazione dei solai e della loro tipologia, orditura, sezione verticale;
- l'individuazione di tipologia e dimensioni degli elementi non strutturali quali tamponamenti, tramezzature, etc.

In particolare, per le costruzioni in acciaio, i dati raccolti includono:

- la forma originale dei profili e le loro dimensioni geometriche;
- la tipologia e morfologia delle unioni.

È stato eseguito il rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni di progetto. Le informazioni su di essi sono desunte dai disegni originali e da indagini in situ.

È stato analizzato il *progetto simulato*, eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore all'epoca della costruzione e della corrispondente pratica costruttiva, è utile per fornire informazioni su quantità e disposizione dell'armatura negli elementi con funzione strutturale e sulle caratteristiche dei collegamenti.

Indagini limitate: consentono di valutare, mediante saggi a campione, la corrispondenza tra le caratteristiche dei collegamenti riportate negli elaborati progettuali originali o ottenute attraverso il progetto simulato, e quelle effettivamente presenti.

Indagini estese: si effettuano quando non sono disponibili gli elaborati progettuali originali, o come alternativa al progetto simulato seguito da indagini limitate, oppure quando gli elaborati progettuali originali risultano incompleti.

Indagini esaustive: si effettuano quando si desidera un livello di conoscenza accurata e non sono disponibili gli elaborati progettuali originali.

Le indagini in-situ basate su saggi sono effettuate su una congrua percentuale degli elementi strutturali, privilegiando, tra le tipologie di elementi strutturali (travi, pilastri, pareti...), quelle che rivestono un ruolo di primaria importanza nella struttura.

Il quantitativo di indagini in-situ basate su saggi dipende dal livello di conoscenza desiderato in relazione al grado di sicurezza attuale e deve essere accuratamente valutato, anche in vista delle notevoli conseguenze che comporta sulla progettazione degli interventi.

Al fine di determinare, in maniera opportuna, il numero e la localizzazione delle indagini in-situ da effettuare, è utile eseguire, a seguito del rilievo geometrico:

- _ una campagna preliminare di indagini in-situ volta alla conoscenza dei dettagli costruttivi ritenuti più significativi;
- _ un'analisi preliminare della sicurezza statica e della vulnerabilità sismica dell'edificio, eseguita estendendo il risultato dei rilievi dei particolari costruttivi (sfruttando anche eventuali simmetrie o situazioni ripetitive della struttura) agli elementi simili per dimensioni e/o impegno statico, eventualmente utilizzando i risultati preliminari delle prove sui materiali come definite al § C8.5.3.2.

Dall'esito, in termini di impegno statico e ruolo delle diverse membrature nella sicurezza della struttura, fornito dall'analisi preliminare può scaturire la necessità di approfondimenti in termini di numero, tipologia e localizzazione delle indagini in-situ basate su saggi; il progetto delle indagini ne fornisce la misura, consentendo così di graduare quantitativamente il livello di approfondimento.

A titolo esemplificativo e quando realmente possibile, il rilievo dei dettagli costruttivi è finalizzato a conseguire le seguenti informazioni:

4.3 LIVELLO DI CONOSCENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive è stato individuato il "livello di conoscenza" definendo, secondo quanto previsto NTC §8.5.4, i correlati fattori di confidenza da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

La circolare al §C8.5.4 consente, limitatamente al caso di verifiche in condizioni non sismiche, come nel caso in oggetto, di singoli componenti (ad esempio solai sui quali siano state condotte indagini particolarmente accurate) oppure di verifiche sismiche nei riguardi dei meccanismi locali, di adottare livelli di conoscenza differenziati rispetto a quelli impiegati nelle verifiche sismiche globali.

Di seguito, con riferimento alle specifiche contenute al § 8.5 delle NTC, si riporta la stima dei Fattori di Confidenza (FC), definiti con riferimento ai tre Livelli di Conoscenza (LC)crescenti, secondo quanto segue.

LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e

indagini limitate sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,35$ (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è LC2 solo a causa di una non estesa conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);

LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,2$ (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è LC3 solo a causa di una non esaustiva conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);

LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, come descritta al § C8.5.1, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e indagini esaustive sui dettagli costruttivi, come descritto al § C8.5.2, prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, come indicato al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1$ (da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate, mentre per gli altri parametri meccanici il valore di FC è definito coerentemente con le corrispondenti prove limitate o estese eseguite). Per raggiungere il livello di conoscenza LC3, la disponibilità di un rilievo geometrico completo e l'acquisizione di una conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi sono da considerarsi equivalenti alla disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale.

Ci si può riferire alla documentazione in atti, qualora per essa siano stati adempiuti gli obblighi della L. 1086/71 o 64/74 e s.m.i., ma solo dopo adeguata giustificazione eventualmente integrata da indagini in opera. Per la caratterizzazione meccanica dei materiali si possono adottare, motivatamente, i valori caratteristici assunti nel progetto originario o quelli ridotti risultanti dalla documentazione disponibile sui materiali in opera. In questo caso i fattori di confidenza si assumono unitari.

La quantità e il tipo di informazioni richieste per conseguire uno dei tre livelli di conoscenza previsti, sono, a titolo esclusivamente orientativo, ulteriormente precisati nel seguito.

4.4 ACCIAIO DA CARPENTERIA

Le caratteristiche dei materiali dell'impalcato sono state determinate mediante prove di laboratorio eseguite nella fase progettuale di fattibilità tecnico-economica. A seguito delle prove eseguite, dell'analisi storico-critica e del rilievo del manufatto il livello di conoscenza raggiunto, ai sensi del §C8.5.4 della Circolare delle NTC18, è un Livello di Conoscenza 1 (LC1). Conseguentemente il Fattore di Confidenza adottato per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali è pari a 1.35.

Tensione di snervamento caratteristica (f_{yk}).....	303,50	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura (f_{tk}).....	389,00	N/mm ²
Fattore di Confidenza (FC).....	1,35	
Coefficiente parziale di sicurezza (γ_s).....	1,05	
Tensione di snervamento di progetto (f_{yd}).....	214,11	N/mm ²

4.5 LEGNO

Il legno che costituisce le travi e il tavolato dell'impalcato è classificabile come legno massiccio di classe C24.

Si riportano nel seguito le caratteristiche meccaniche del materiale fornite al prospetto 1 dell'EN 338.

Resistenza caratteristica a flessione ($f_{m,k}$)	24.00	MPa
Resistenza caratteristica a trazione parallela alle fibre ($f_{t0,k}$)	14.50	MPa
Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare alle fibre ($f_{t90,k}$)	0.40	MPa
Resistenza caratteristica a compressione parallela alle fibre ($f_{c0,k}$)	21.00	MPa
Resistenza caratteristica a compressione perpendicolare alle fibre ($f_{t90,k}$)	2.50	MPa
Resistenza caratteristica a taglio ($f_{v,k}$)	4.00	MPa
Modulo elastico medio parallelo alle fibre ($E_{0,mean}$)	11000.00	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre ($E_{0,05}$)	7400.00	MPa
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre ($E_{0,mean}$)	370.00	MPa
Modulo di taglio (G_m)	690.00	MPa
Densità (ρ_{mean})	390	kg/m ³

5. MATERIALI NUOVI

5.1 ACCIAIO PER IMPIANTO ROTANTE (UNI EN 10025)

Per l'impianto di rotazione si considera un acciaio S275.

5.1.1 S275

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [MPa]	f _{tk} [MPa]	f _{yk} [MPa]	f _{tk} [MPa]
<i>UNI EN 10025-2: Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 2: Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali</i>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Modulo Elastico	E =	210000	MPa
Modulo di Taglio	G =	81000	MPa
Coefficiente di Poisson	ν =	0.3	
Coefficiente di dilatazione termica	α =	1.2·10 ⁻⁵	K ⁻¹
Massa specifica	ρ =	7860	kg/m ³

Tensione di snervamento per elementi con t ≤ 40mm	f _y (t ≤ 40mm) =	275	MPa
Tensione di snervamento per elementi con t > 40mm	f _y (t > 40mm) =	255	MPa
Tensione di rottura per elementi con t ≤ 40mm	f _u (t ≤ 40mm) =	430	MPa
Tensione di rottura per elementi con t > 40mm	f _u (t > 40mm) =	410	MPa

Coeff. di sic. materiale per resistenza (classe 1,2,3,4)	γ _{M0} =	1.05
Coeff. di sic. materiale per instabilità	γ _{M1} =	1.05

Coeff. di sic. all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	γ _{M1} =	1.10
--	-------------------	------

Coeff. di sic. per la verifica di resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese (indebolite dai fori)	γ _{M2} =	1.25
---	-------------------	------

5.1 ACCIAIO PER IMPIANTO ROTANTE (UNI EN 10025)

Per i rinforzi del ponte si considera un acciaio S355J2.

5.1.1 S355J2

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [MPa]	f _{tk} [MPa]	f _{yk} [MPa]	f _{tk} [MPa]
<i>UNI EN 10025-2: Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 2: Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali</i>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Modulo Elastico	E =	210000	MPa
Modulo di Taglio	G =	81000	MPa
Coefficiente di Poisson	ν =	0.3	
Coefficiente di dilatazione termica	α =	$1.2 \cdot 10^{-5}$	K ⁻¹
Massa specifica	ρ =	7860	kg/m ³
Tensione di snervamento per elementi con $t \leq 40\text{mm}$	$f_y (t \leq 40\text{mm}) =$	355	MPa
Tensione di snervamento per elementi con $t > 40\text{mm}$	$f_y (t > 40\text{mm}) =$	335	MPa
Tensione di rottura per elementi con $t \leq 40\text{mm}$	$f_u (t \leq 40\text{mm}) =$	510	MPa
Tensione di rottura per elementi con $t > 40\text{mm}$	$f_u (t > 40\text{mm}) =$	470	MPa
Coeff. di sic. materiale per resistenza (classe 1,2,3,4)	$\gamma_{M0} =$	1.05	
Coeff. di sic. materiale per instabilità	$\gamma_{M1} =$	1.05	
Coeff. di sic. all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} =$	1.10	
Coeff. di sic. per la verifica di resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} =$	1.25	

5.1.1 CLASSE DI ESECUZIONE DELLE SRUTTURE METALLICHE

Secondo quanto previsto nella EN 1090 tutte le operazioni di saldatura saranno eseguite in accordo con i requisiti stabiliti dalla parte applicabile della serie ISO 3834, con controllo del processo di saldatura (requisiti per materiale base, materiale d'apporto, qualifica procedimenti, qualifica personale ed operatori, attrezzature, controlli non distruttivi, etc.).

Nel caso in esame si considera quanto segue.

CLASSE DI IMPORTANZA CC

È definita in base alle conseguenze di un collasso in termini di perdita di vite umane e danni economici:

Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
CC3	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate di impianti sportivi Edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (es. sale da concerti). Ponti Ferroviari ecc...
CC2	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici Edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (es. edificio di uffici). Edifici industriali
CC1	Conseguenze basse per perdite di vite umane, e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, <i>nei quali generalmente nessuno entra</i> (es. serre) Magazzini per sostanze non pericolose e nei quali l'accesso del personale sia assolutamente limitato
CC1=BASSA CC2=STANDARD CC3=ALTA		

Il documento di applicazione nazionale degli Eurocodice, *Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici. Decreto 31 luglio 2012, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, G.U. 27 marzo 2013*, con riferimento all'Eurocodice 1: Azioni sulle strutture, Parti 1-7: Azioni in generale – Azioni eccezionali, nota 4, riporta quanto segue:

Consequence Classes		CC1		CC2		CC3	
Service Categories		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Production Categories	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3*	EXC3*
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3*	EXC4

* EXC4 should be applied to special structures or structures with extreme consequences of a structural failure as required by national provision

Si prescrive la classe di esecuzione EXC3.

5.2 PERNO

5.2.1 39NICRMO3 BONIFICATO (EN 10083-3)

Tensione di snervamento ($\varnothing = 90$ mm) $f_{yp} = 685$ MPa

Tensione di rottura ($\varnothing = 90$ mm)..... $f_{up} = 880$ MPa

5.3 CALCESTRUZZO

Per le nuove costruzioni in calcestruzzo (zavorra, baggioli) si prescrive un calcestruzzo C35/45.

5.3.1 CALCESTRUZZO CLASSE C35/45

R_{ck}	45.00	MPa	
γ_c	1.50		Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo (§ 2.4.1.4)
f_{ck}	35.00	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica
α_{cc}	0.85		Carichi lunga durata (§ 3.1.6)
f_{cd}	19.83	MPa	Resistenza a compressione di progetto ($f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$)
f'_{cd}	9.92	MPa	Resistenza a compressione ridotta ($f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$)
f_{cm}	43.00	MPa	($f_{ck} + 8$)
f_{ctm}		MPa	($0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$)
$f_{ctk,0.05}$	2.25	MPa	Resistenza a trazione fratt < 5%: $0.7 \cdot f_{ctm}$
α_{ct}	1.00		Carichi lunga durata (§ 3.1.6)
f_{ctd}	1.50	MPa	Resistenza a trazione di progetto ($f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.005} / \gamma_c$)
f_{ctm}	3.85	MPa	($1.2 \cdot f_{ctm}$)
E_{cm}	34.08	GPa	modulo elastico: $22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3}$

5.3.2 CLASSE DI ESPOSIZIONE

Le classi di esposizione sono le seguenti (prospetto 1 delle UNI 11104:2016):

1 Assenza di rischio di corrosione o attacco

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: ambiente molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.

2 Corrosione indotta da carbonatazione

Nel caso in cui il calcestruzzo che contiene armatura o altri inserti metallici sia esposto all'aria ed all'umidità, l'esposizione deve essere classificata come segue:

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
XC1	Permanentemente secco, acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria bassa. Calcestruzzo permanentemente immerso in acqua o esposto a condensa.
XC2	Prevalentemente acquoso o saturo d'acqua, raramente secco	Calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo. Calcestruzzo di strutture di contenimento acqua. Calcestruzzo di molte fondazioni.
XC3	Moderata o alta umidità dell'aria	Calcestruzzo in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità dell'aria da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo in esterni con superfici soggette a alternanze di ambiente secco ed acquoso o saturo d'acqua. Calcestruzzo ciclicamente esposto all'acqua in condizioni che non ricadono nella classe XC2.

5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti

Nel caso in cui il calcestruzzo sia esposto ad un significativo attacco da cicli di gelo/disgelo, purché bagnato, l'esposizione deve essere classificata come segue:

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
XF1	Condizioni che determinano una moderata saturazione del calcestruzzo, in assenza di agente disgelante	Calcestruzzo di facciate, colonne o elementi strutturali verticali o inclinati esposti alla pioggia ed ai cicli di gelo/disgelo.
XF2	Condizioni che determinano una moderata saturazione del calcestruzzo in presenza di agente disgelante	Calcestruzzo di facciate, colonne o elementi strutturali verticali o inclinati esposti alla pioggia ed ai cicli di gelo/disgelo in presenza di sali disgelanti, per esempio opere stradali esposte al gelo in presenza di sali disgelanti trasportati dall'aria.
XF3	Condizioni che determinano una elevata saturazione del calcestruzzo in assenza di agente disgelante	Calcestruzzo di elementi orizzontali in edifici dove possono aver luogo accumuli d'acqua.
XF4	Condizioni che determinano una elevata saturazione del calcestruzzo con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Calcestruzzo di elementi orizzontali, di strade o pavimentazioni, esposti al gelo ed ai sali disgelanti oppure esposti al gelo in zone costiere.

I valori limiti corrispondenti dalla classe di esposizione e le proprietà del calcestruzzo sono riportati nel prospetto che segue:

UNI 11104:2016	CLASSI DI ESPOSIZIONE										
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri					
		Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti						
	XO	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3
Massimo rapporto a/c	-	0.60		0.55	0.50	0.45		0.55	0.50	0.45	
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30		C30/37	C32/40	C32/40	C35/45		C30/37	C32/40	C35/45
Minimo contenuto in cemento (Kg/m ³) (d)	-	300		320	340	340	360		320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)											
Altri requisiti						È richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156					

UNI 11104:2016	CLASSI DI ESPOSIZIONE						
	Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	0.50	0.50	0.45		0.55	0.50	0.45
Minima classe di resistenza	C32/40	C25/30	C30/37		C30/37	C32/40	C35/45
Minimo contenuto in cemento (Kg/m ³) (d)	320	340	360		320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)	(b)	4.0 (a)					
Altri requisiti	È richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati (c)		

- (a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI CEN/TS 12390 -9, UNI CEN/TR 15177 o UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. Il valore minimo di aria inglobata del 4% può ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con $D_{upper} > 20\text{mm}$; per D_{upper} inferiori il limite minimo andrà opportunamente aumentato (ad esempio 5% per Dupper tra 12mm e 16 mm).
- (b) Qualora si ritenga opportuno impiegare calcestruzzo aerato anche in classe di esposizione XF1 si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classi XF2 e XF3.
- (c) Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla UNI EN 197-1 e su base nazionale dalla UNI 9156. La UNI 9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prescelta in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1.
- (d) Quando si applica il concetto di valore k il rapporto massimo a/c e il contenuto minimo di cemento sono calcolati in conformità al punto 5.2.2.

5.3.3 CONDIZIONI AMBIENTALI

Le classi di esposizione ambientale, corrispondenti alla classe di esposizione ambientale, sono le seguenti (Tab. 4.1.III delle NTC):

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Si assumono le seguenti condizioni ambientali.

	Classe di esposizione	Calcestruzzo	Condizione ambientale
Platea	XC2	C25/30	Ordinario
Elevazioni e solai nell'interrato	XC3	C30/37	Ordinario
Elevazioni esterne	XF1	C32/40	Ordinario
Rampa	XF4	C30/37	Molto ag.

5.3.4 COPRIFERRO NTC18

Il copriferro è inteso come la distanza tra la superficie esterna dell'armatura (inclusi staffe, collegamenti e rinforzi superficiali, se presenti) più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.

Il copriferro nominale è definito come il copriferro minimo, c_{min} , più un margine di progetto per gli scostamenti, ΔC_{dev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta C_{dev}$$

Il copriferro minimo, c_{min} , assicura:

- la corretta trasmissione delle forze di aderenza;
- la protezione dell'acciaio contro la corrosione (durabilità);
- un'adeguata resistenza al fuoco.

Si utilizza il massimo valore di c_{min} che soddisfi sia i requisiti relativi all'aderenza, sia quelli relativi alle condizioni ambientali.

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \}$$

Si assume un copriferro di 50 mm.

5.4 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Si utilizza acciaio tipo B450C con le seguenti caratteristiche:

5.4.1 ACCIAIO B450C

$$\begin{aligned} \gamma_s &= 1.15 \\ f_{yk} &= 450.00 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= 391.30 \text{ MPa} \\ f_{tk} &= 540.00 \text{ MPa} \\ A_s &= 12\% \\ (f_t/f_y) &= 1.26 \\ 0.7 \cdot f_{yk} &= 301.00 \text{ MPa} \end{aligned}$$

6. CARICHI

6.1 PESO PROPRIO

Nel peso delle strutture metalliche si considera un incremento del 20% per includere la massa di fazzoletti e quant'altro non direttamente computato.

6.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI

L'impalcato del ponte mobile è costituito da 13 travi in legno di sezione 15x18 cm disposte parallelamente all'asse longitudinale del ponte che sostengono un tavolato ligneo di spessore 5,5 cm.

Peso specifico del materiale	4.50 kN/m ³
Peso unitario travi	0.30 kN/m ²
Peso unitario tavolato ligneo	0.25 kN/m ²
Totale	0.55 kN/m²

Cautelativamente, ai fini delle verifiche, si considerano 0.7 kN/m².

6.3 VENTO

Il sito di costruzione ricade nella zona 1:

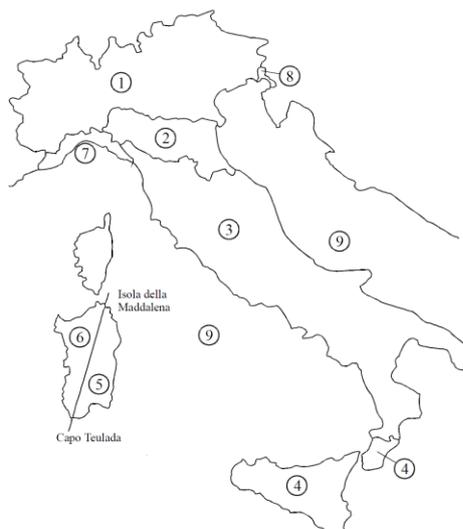


Fig. 44 Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La pressione del vento è data dall'espressione:

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

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6 delle NTC;
- c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7 delle NTC;
- c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;
- c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8 delle NTC.

La pressione cinetica di riferimento q_r (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_r = 0.5 \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove:

v_r è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3 .

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tabella 3.3.11 delle NTC), riferito al periodo di ritorno di progetto. v_r è data dall'espressione:

$$v_r = v_b \cdot C_r$$

dove:

v_b è la velocità base di riferimento del vento (in m/s);

C_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno T_R .

Il coefficiente di ritorno è fornito dall'espressione:

$$C_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni. Si assume $T_R = 50$ anni, cui corrisponde $C_r = 1$.

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nelle NTC e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione della zona in cui ricade l'edificio;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia-Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Tab. 1 Tabella Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

k_r, z_0, z_{\min} sono assegnati nella tabella che segue in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

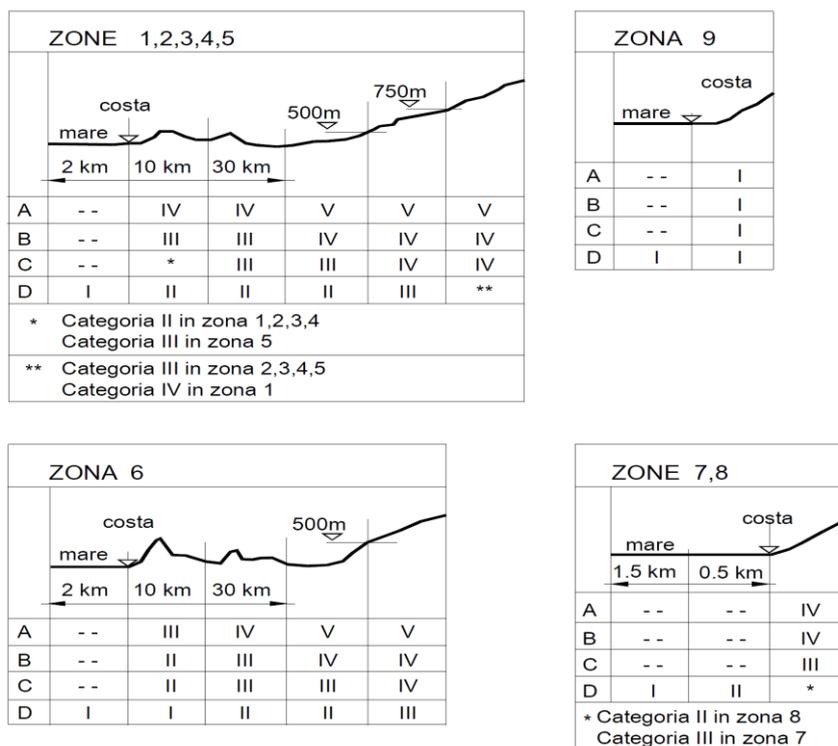
Tab. 2 Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Il coefficiente di topografia c_t è posto pari a 1.

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 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	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.

Tab. 3 Classi di rugosità del terreno



Tab. 4 Definizione delle categorie di esposizione

Zona		1
ρ	densità dell'aria	1.25 kg/m ³
a_s	altezza del suolo s.l.m.	1 m
d	distanza dal mare	<2 km
z	altezza della costruzione	1.5 m
T_R	tempo di ritorno (maggiore di 1 anno)	50 anni
$v_{b,0}$		25 m/s
a_0		1000 m
k_s		0.01 1/s
α_R	coefficiente definito come segue: $0.65 (1-0.2*\ln(-\ln(1-1/T_R)))$ per $T_R \geq 50$ $0.75 (1-0.2*\ln(-\ln(1-1/T_R)))^{0.5}$ per $5 \leq T_R < 50$ $0.75 + 0.0652 \ln(T_R)$ per $1 \leq T_R < 5$	1.00
v_b	velocità di riferimento	25.0 m/s
q_b	pressione cinetica di riferimento: $1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$	391 N/m ²
	classe di rugosità	d
	categoria di esposizione	1
k_r		0.20
z_0		0.10
z_{min}		5
c_t	coefficiente di topografia	1
c_e	coefficiente di esposizione: $kr^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$	1.88
c_d	coefficiente dinamico	1

p	pressione del vento: $q_b \cdot c_e \cdot c_d$	735.08 N/m ²
c_p	coefficiente di forma	1.88
p	pressione del vento: $p \cdot c_p$	1290 N/m ²

6.4 NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

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

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

6.4.1 VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, è quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni.

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, **Udine**, Verbania, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1.5 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1.39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned}$$

Zona I – Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1.5 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1.35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned}$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1.0 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0.85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned}$$

Zona III

Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotona, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0.51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

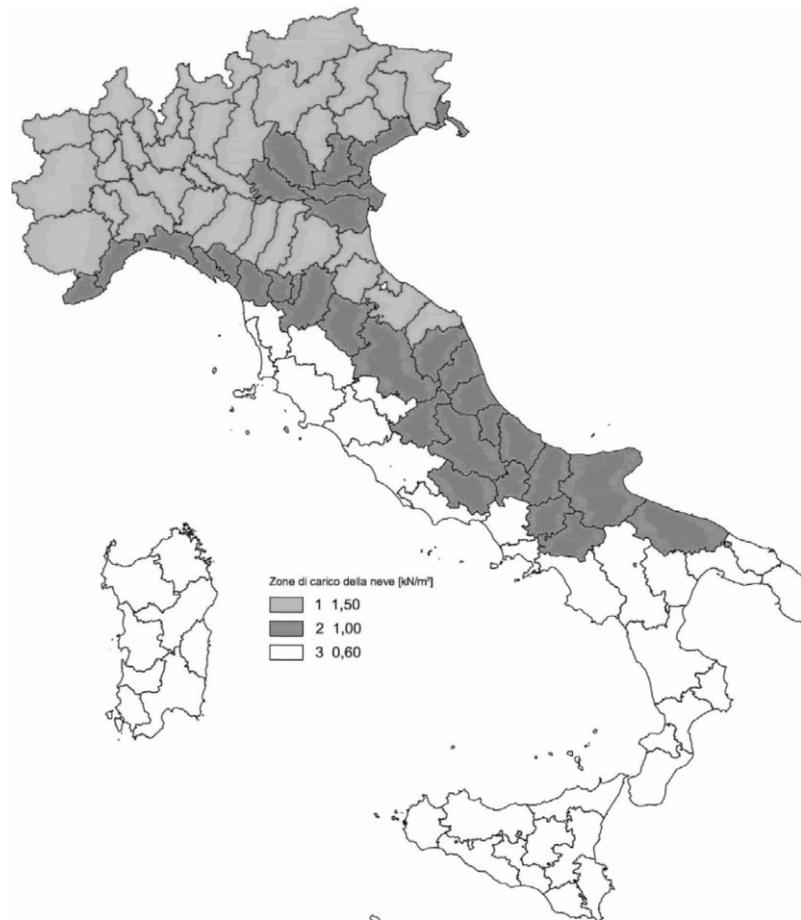


Fig. 45 Zone di carico da neve

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione può essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi ed un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni.

6.4.2 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Si assume $C_E = 1$.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1.0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1.1

Tab. 5 Valori di C_E per diverse classi di topografia

6.4.3 COEFFICIENTE DI FORMA PER LE COPERTURE

Il coefficiente di forma è funzione dell'angolo α , espresso in gradi sessagesimali, rispetto all'orizzontale.

I valori del coefficiente di forma μ_1 si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8 \cdot \frac{60-\alpha}{30}$	0.
μ_2	$0.8 \cdot (1+\alpha/30)$	1.6	---

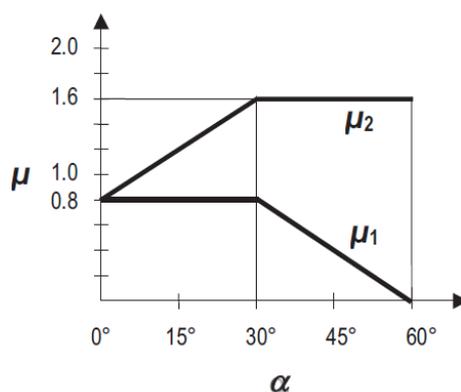


Fig. 46 Coefficienti di forma per il carico neve

Zona	(1a, 1m, 2, 3)	2
a_s	altezza del suolo s.l.m.	1 m
q_{sk}	carico neve al suolo	1.00 kN/m ²
α	angolo della falda	0 °
μ_1	coefficiente di forma	0.80
C_E	coefficiente di esposizione	1
C_t	coefficiente termico	1
q_s	carico neve in copertura	0.80 kN/m ²

6.5 CARICO DA TRAFFICO

Il ponte ha una corsia pedonale e una carrabile, con limitazione al transito di veicoli di massa inferiore a 3.5 t.

In accordo con le "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti" al paragrafo §6.3.2.2, la limitazione di carico alla

categoria “solo autoveicoli”, ovvero vetture con un peso massimo di 3,5 tonnellate, può essere schematizzata con un carico di 2.5 kN/m² lungo l'intera carreggiata.

Cautelativamente si considera anche la condizione di folla compatta su tutto il ponte (schema di carico 5 nelle NTC18).

CARICHI DA FRENAMENTO/ACCELERAZIONE

Le relative azioni di frenamento o accelerazione si ottengono, analogamente a quanto previsto nelle NTC18, mediante la seguente relazione:

$$Q_{\text{frenamento}} = 0.1 \cdot [\text{carico distribuito}] \cdot [\text{lunghezza caricata}] \cdot [\text{larghezza corsia}]$$

Sostituendo i valori riportati nel precedente paragrafo si ottiene:

$$Q_{\text{frenamento}} = 0.1 \times 2.5 \times 21 \times 3 = 15.75 \text{ kN} \qquad \text{Carico da accelerazione/frenata}$$

CARICHI CONCENTRATI DA TRAFFICO

Ai fini delle verifiche locali, si considera un carico concentrato con valori coerenti alla categoria di veicoli a cui è ammesso il transito.

In particolare, si è schematizzato un generico veicolo leggero da 3,5 tonnellate con il seguente schema:

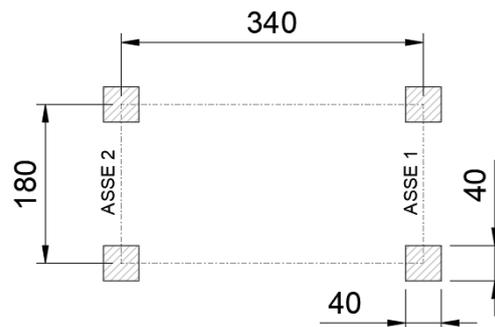


Fig.47 Schematizzazione veicolo da 3,5 tonnellate

Considerando una distribuzione non uniforme della massa del veicolo, si è assunto un carico agente sull'asse anteriore (asse 1) pari a 1 tonnellata, mentre sull'asse posteriore (asse 2) un carico pari a 2,5 tonnellate.

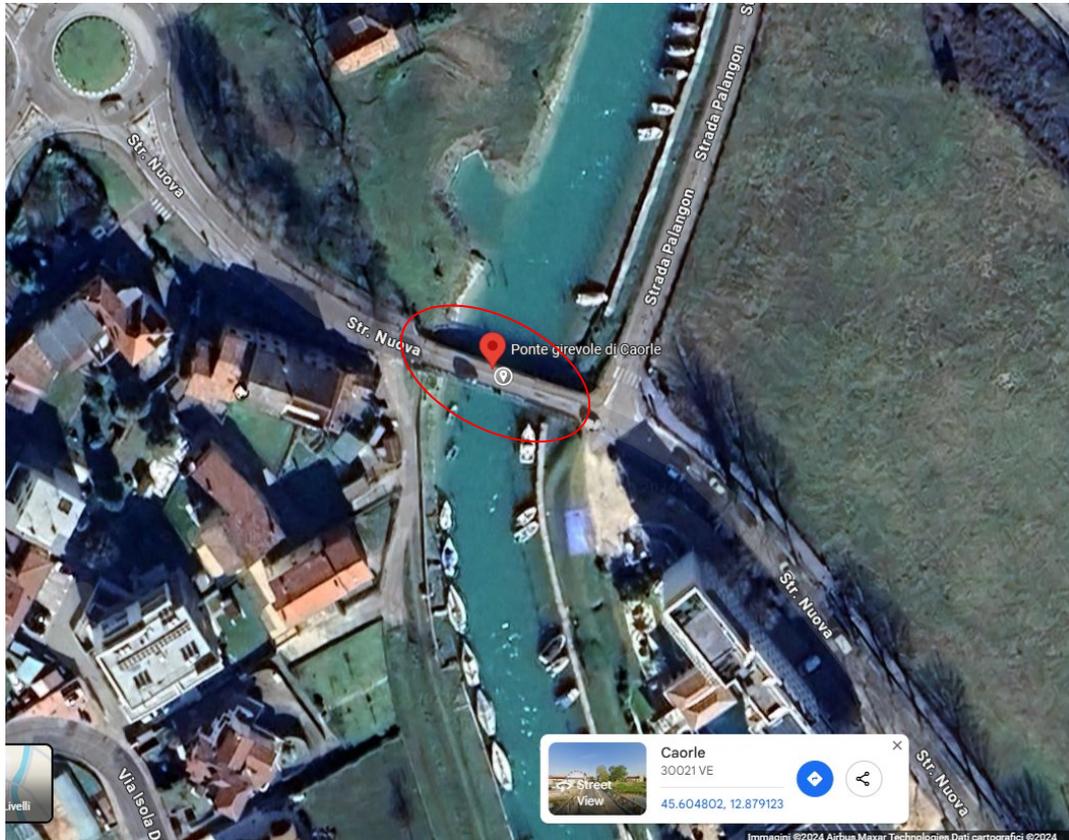
Al fine di tenere in considerazione le azioni dinamiche, in fase di verifica tali carichi sono stati aumentati del 25%.

Per la verifica locale del tavolato si considera anche lo schema di carico 4 delle NTC18: carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0.1 m.

6.6 SISMA

L'opera oggetto di verifica è situata nel comune di Caorle (VE).

Il comune di Caorle era classificato, secondo l'Ordinanza 3274 del 20023 in zona sismica 4, a bassa sismicità.



Secondo quanto stabilito al §2.4.1 delle Norme Tecniche si ipotizza che la vita nominale V_N , intesa come il numero di anni nel quale la struttura deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, sia maggiore o uguale a 50 (costruzione con livello di prestazione ordinaria).

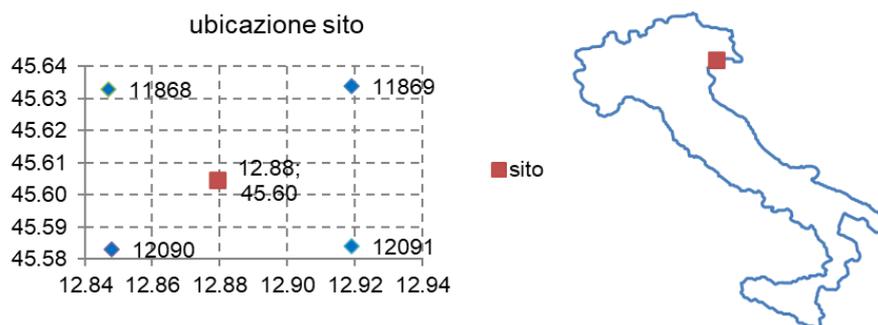
$$V_N \geq 50 \text{ anni}$$

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso la struttura è ipotizzata in Classe d'uso III (§2.4.2 delle Norme Tecniche – strade extraurbane secondarie)

Il coefficiente d'uso corrispondente, così come stabilito nella tabella 2.4.II dello stesso documento è 1.5.

Risulta un periodo di riferimento V_R :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$



Per quanto riguarda la classificazione sismica del terreno, non avendo indagini a riguardo, si assume che il sottosuolo appartenga alla categoria più gravosa, ovvero la categoria D.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Si assume $q = 1$

long (°) 12.879123
 lat(°) 45.604802

Vita nominale $V_N = 50$ anni (tab. 2.4.I)
 Classe d'uso III
 Coefficiente d'uso $C_u = 1.5$ (tab. 2.4.II)
 Periodo di riferimento $V_R = 75$ anni
 Categoria sottosuolo D (tab 3.2.II)
 Categoria topografica t1 (tab 3.2.IV)
 coeff. smorzamento $x = 5$ %
 fattore di struttura $q = 1$ orizzontale
 fattore di struttura $q = 1$ verticale

	P_{VR}	T_R	a_g	F_0	T_c^*
SLO	81%	45	0.032	2.520	0.222
SLD	63%	75	0.038	2.540	0.269

SLV	10%	712	0.083	2.603	0.420
SLC	5%	1462	0.103	2.658	0.452

In figura sono riportati gli spettri per le azioni orizzontali e verticali

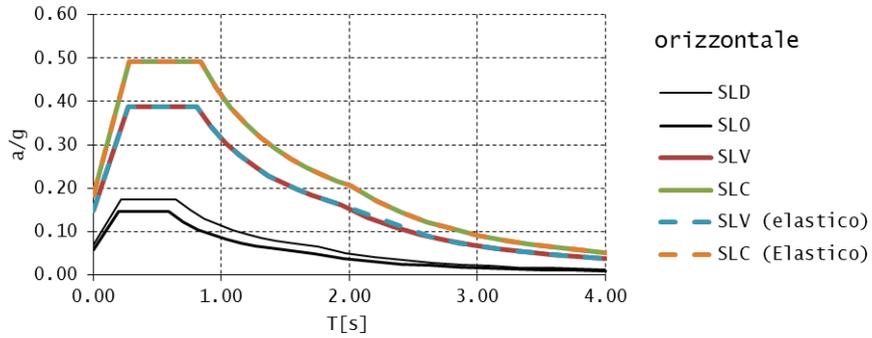


Fig. 48 Spettri di progetto per le azioni orizzontali ($q = 1$)

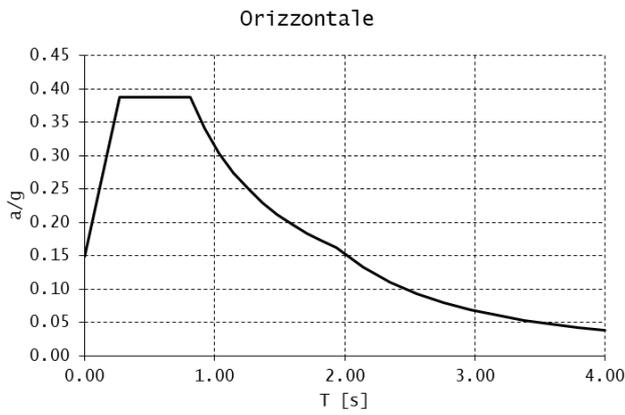


Fig. 49 Spettro di progetto per le azioni orizzontali ($q = 1$) SLV

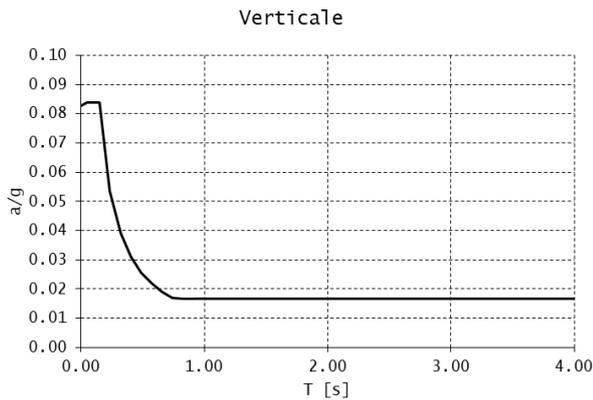


Fig. 50 Spettro di progetto per le azioni verticali ($q = 1$) SLV

7. COMBINAZIONI DI CARICO

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , come indicato nel §2.3 delle NTC.

Il valore caratteristico G_k di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0.1 si può assumere coincidente con il valore medio. Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un periodo di ritorno posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua.

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_{02} \cdot Q_{kj}$: il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente ψ_{1j} : il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore di combinazione ψ_{0j} : il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

7.1 STATO LIMITE ULTIMO

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

essendo:

- G_1 : peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali; spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- P: presollecitazione (P);
- Q: variabili: azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura: sovraccarichi; azioni del vento; azioni della neve; azioni della temperatura. Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.
- A: eccezionali: azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura; incendi; esplosioni; urti ed impatti;
- E: sismiche: azioni derivanti dai terremoti.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono riportati nel seguito.

7.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

In forma convenzionale le combinazioni sono espresse come segue:

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

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

7.3 COMBINAZIONI ECCEZIONALI

$$F_d = G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} \dots$$

essendo:

A_d : azione caratteristica eccezionale;

7.3.1 COEFFICIENTI DI INTENSITÀ DELL'AZIONE

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schemi 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.00
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0.40	0.40	0.00
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0.40	0.40	0.00
	Schema 2	0.00	0.75	0.00
	2	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00
	4 (folla)	--	0.75	0.00
Vento	A ponte scarico SLU e SLE	0.60	0.20	0.00
	In esecuzione	0.80	0.00	0.00
Neve	A ponte carico SLU e SLE	0.60	0.00	0.00
	SLU e SLE	0.00	0.00	0.00
Temperatura	In esecuzione	0.80	0.60	0.50
	SLU e SLE	0.60	0.60	0.50

Per il fattore di sicurezza relativo al carico neve, si fa riferimento al §5.1.3.14 delle NTC18 ed alla relativa Tab. 5.1.V.

		Coefficiente	EQU	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	Favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali g_2	Favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili da traffico	Favorevoli	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Azioni variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Distorsioni e presollecitazioni di	Favorevoli	γ_{e1}	0.9	1.0	1.0

progetto	Sfavorevoli		1.0	1.0	1.0
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	Favorevoli		0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	1.2	1.2	1.0

8. CODICE DI CALCOLO E VALIDAZIONE SOFTWARE

Il modello di calcolo della struttura è stato realizzato mediante l'ausilio del *software* ad elementi finiti Straus7® distribuito in Italia dalla società HSH s.r.l..

Versione: 2.4.6

Caratteristiche: Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti che esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono e/o bidimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici

Per la verifica della struttura nella condizione di utilizzo è stata utilizzata l'analisi strutturale di tipo *statico lineare*; invece per l'analisi di stabilità globale è stata impiegata l'analisi *non lineare* per geometria con imperfezione iniziale. La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale, analisi FEM. Tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente nell'attività professionale.

È stata esaminata preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. Tale documentazione, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

La valutazione dell'attendibilità del software ha, inoltre, compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati anche in fase di primo dimensionamento della struttura.

9. MODELLO NUMERICO

Nel seguito sono descritte le ipotesi adottate nel modello numerico: vincoli esterni, rilascio dei vincoli interni, proprietà e sezioni.

9.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Per l'analisi delle sollecitazioni agenti sul ponte oggetto di studio è stato realizzato un modello ad elementi finiti. L'analisi eseguita per lo studio del manufatto è un'analisi statica lineare.

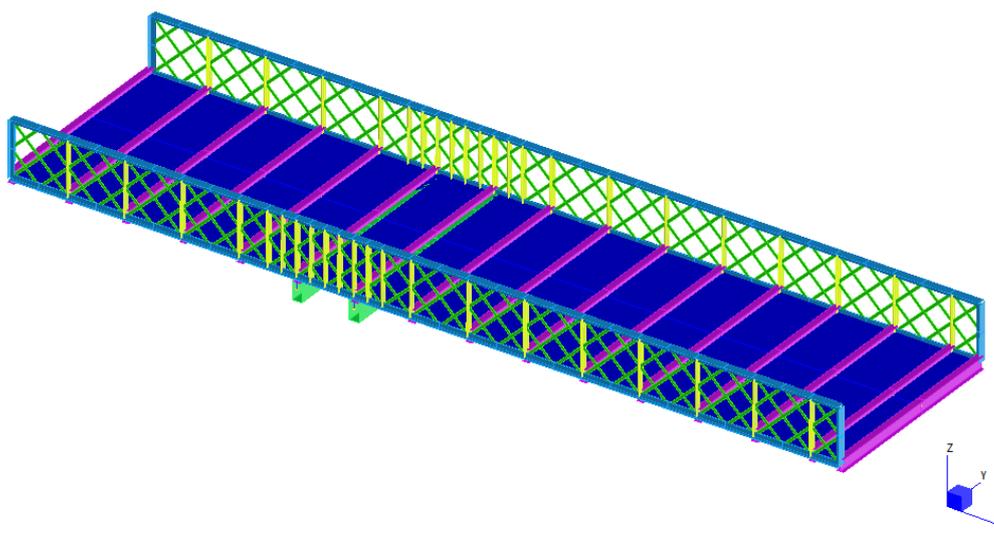


Fig.51 Modello di calcolo del ponte mobile

Le due travi reticolari, che hanno la funzione sia di trave principale che protezione anticaduta, e le travi secondarie sono modellate mediante elementi 'trave' e 'biella'. In particolare, la trave reticolare prevede elementi di tipo 'trave' per i correnti e per i montanti verticali e di tipo 'biella' per gli elementi diagonali, mentre le travi secondarie sono modellate come elementi di tipo 'trave'. Le sezioni assegnate agli elementi sono coerenti con i rilievi eseguiti in sito.

Il sistema di rotazione dell'impalcato è stato schematizzato anch'esso mediante elementi di tipo 'trave'. Per il collegamento tra l'impalcato ed il sistema di rotazione è stato introdotto un elemento 'trave' con una rigidità elevata fittizia, mentre le ruote sono state modellate come elementi 'biella'.

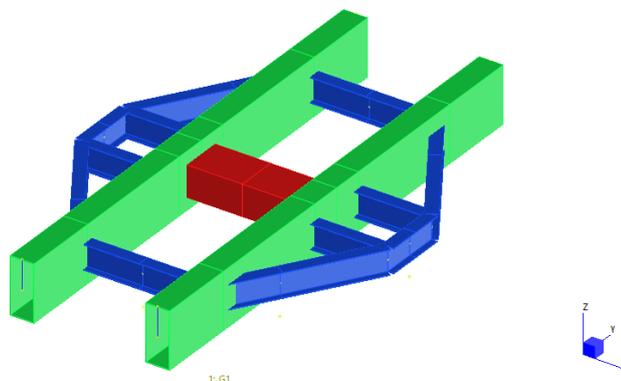


Fig.52 Modellazione del sistema di rotazione

Per l'applicazione dei carichi agenti sull'impalcato sono stati introdotti degli elementi 'piastra' ai quali è stata assegnata la proprietà 'load patch'.

Al fine di tenere in considerazione la limitata resistenza a compressione degli elementi diagonali (profilo di sezione rettangolare 80×10) sono stati introdotti degli elementi con limitata resistenza a compressione (elementi di tipo “cut-off”) nella zona in corrispondenza della pila centrale.

9.2 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

9.2.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio degli elementi modellati è stato calcolato in automatico dal software.

9.2.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti non strutturali relativi all’impalcato ligneo sono stati introdotti come massa non strutturale sugli elementi ‘piastra’, mentre il peso della zavorra è stato introdotto come carico uniformemente distribuito sugli elementi ‘trave’ che la sostengono.

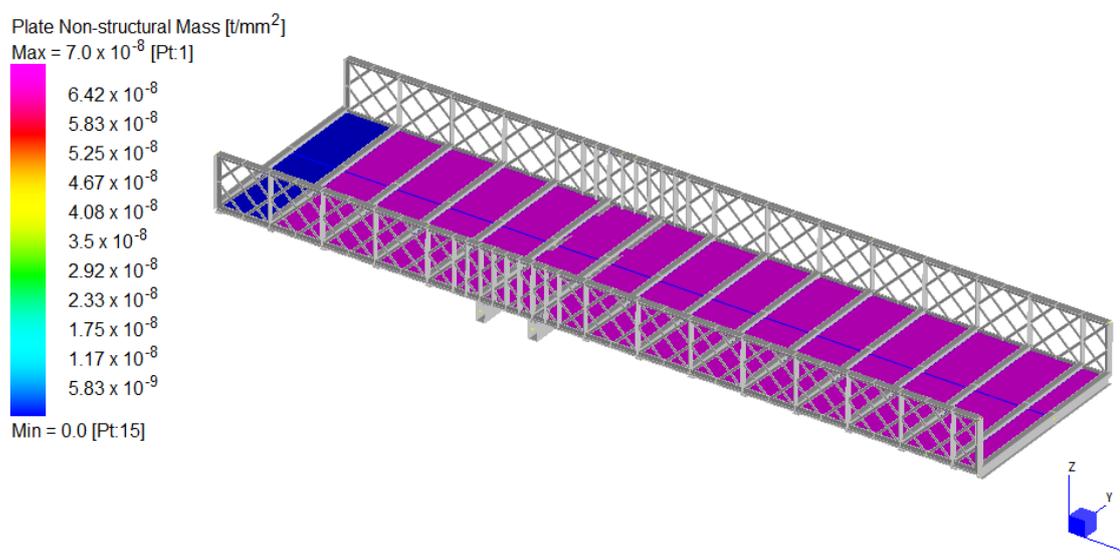


Fig.53 Carico permanente non strutturale dell’impalcato ligneo – 0.7 kN/m²

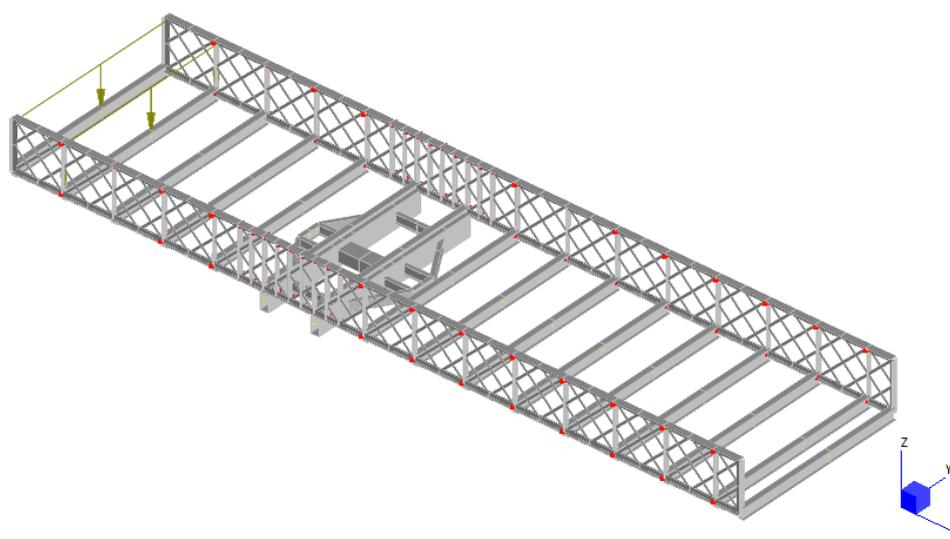


Fig.54 Carico distribuito sulle travi – 8.28 kN/m

9.2.3 SOVRACCARICO ACCIDENTALE - VENTO

Il carico dovuto all'azione del vento è stato applicato come carico distribuito sugli elementi trave di competenza.

Sono state considerate due azioni del vento:

- vento agente sulla struttura metallica;
- vento agente sui veicoli in transito.

Nel secondo caso si è considerata un'altezza massima del veicolo pari a 2.5 m, coerentemente con le dimensioni tipiche dei veicoli con massa inferiore a 3.5 t. L'azione è quindi caratterizzata da un'eccentricità, rispetto all'impalcato, di 1.25 m che provoca la nascita di un momento attorno alla direzione longitudinale del ponte. Tale momento è stato scomposto in due carichi distribuiti verticali agenti in corrispondenza delle travi principali.

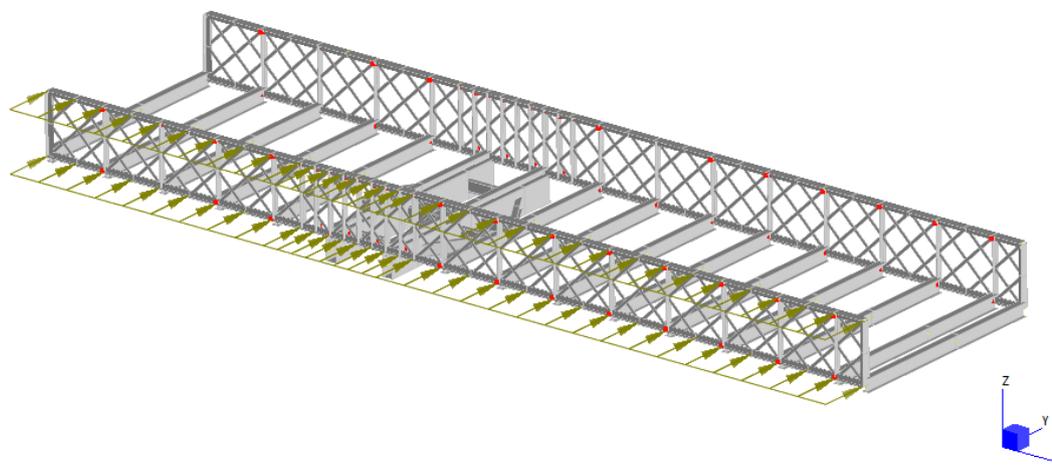


Fig.55 Azione del vento sulla struttura metallica – 0.424 kN/m

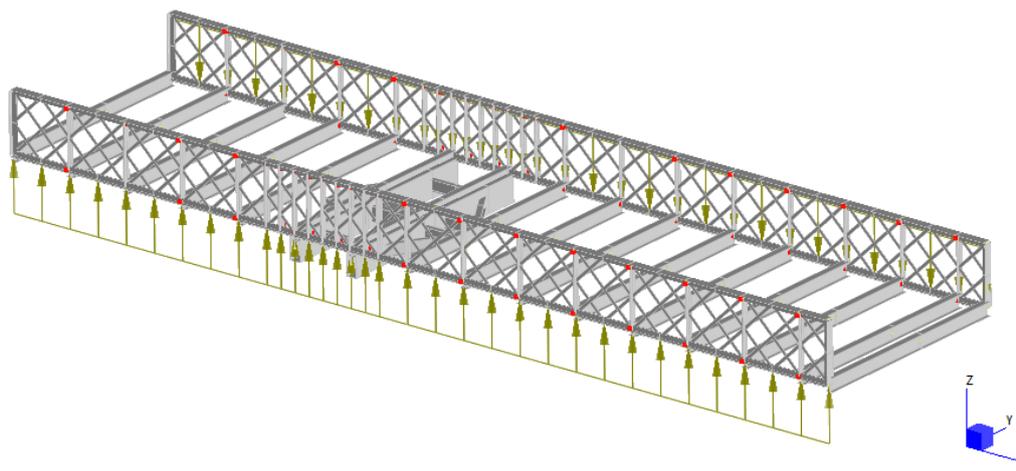


Fig.56 Azione del vento sui veicoli in transito – 0.75 kN/m

9.2.4 SOVRACCARICO ACCIDENTALE – NEVE

Il carico della neve è stato applicato come massa non strutturale agli elementi 'piastra'.

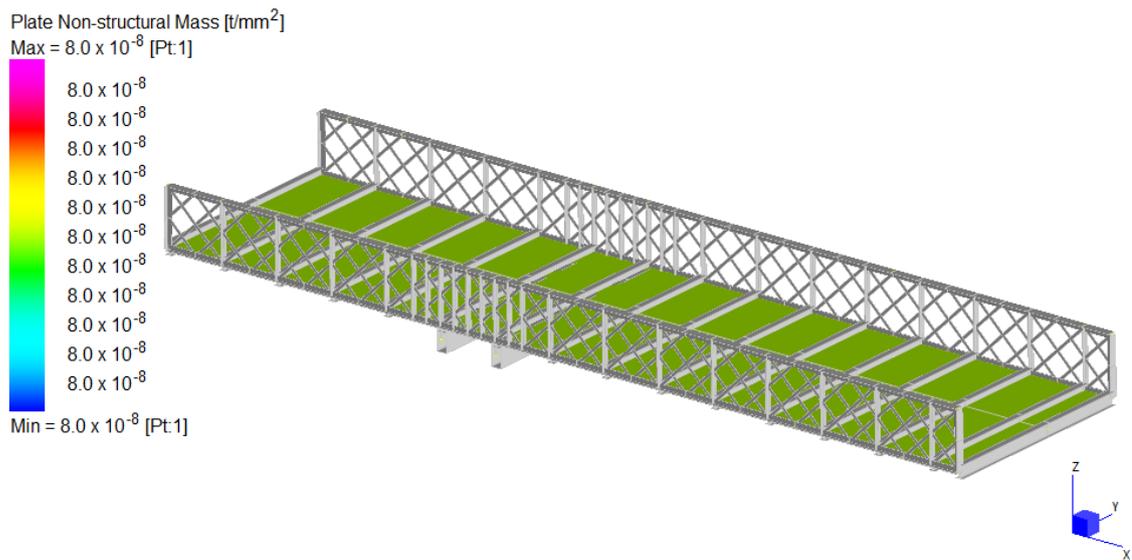


Fig.57 Carico da neve – 0.8 kN/m²

9.2.5 SOVRACCARICO ACCIDENTALE – TRAFFICO

CARICHI DDOVUTI A TRAFFICO VEICOLARE E PEDONALE

I carichi da traffico relativi al traffico veicolare e pedonale sono stati applicati come masse non strutturali sugli elementi 'piastra'.

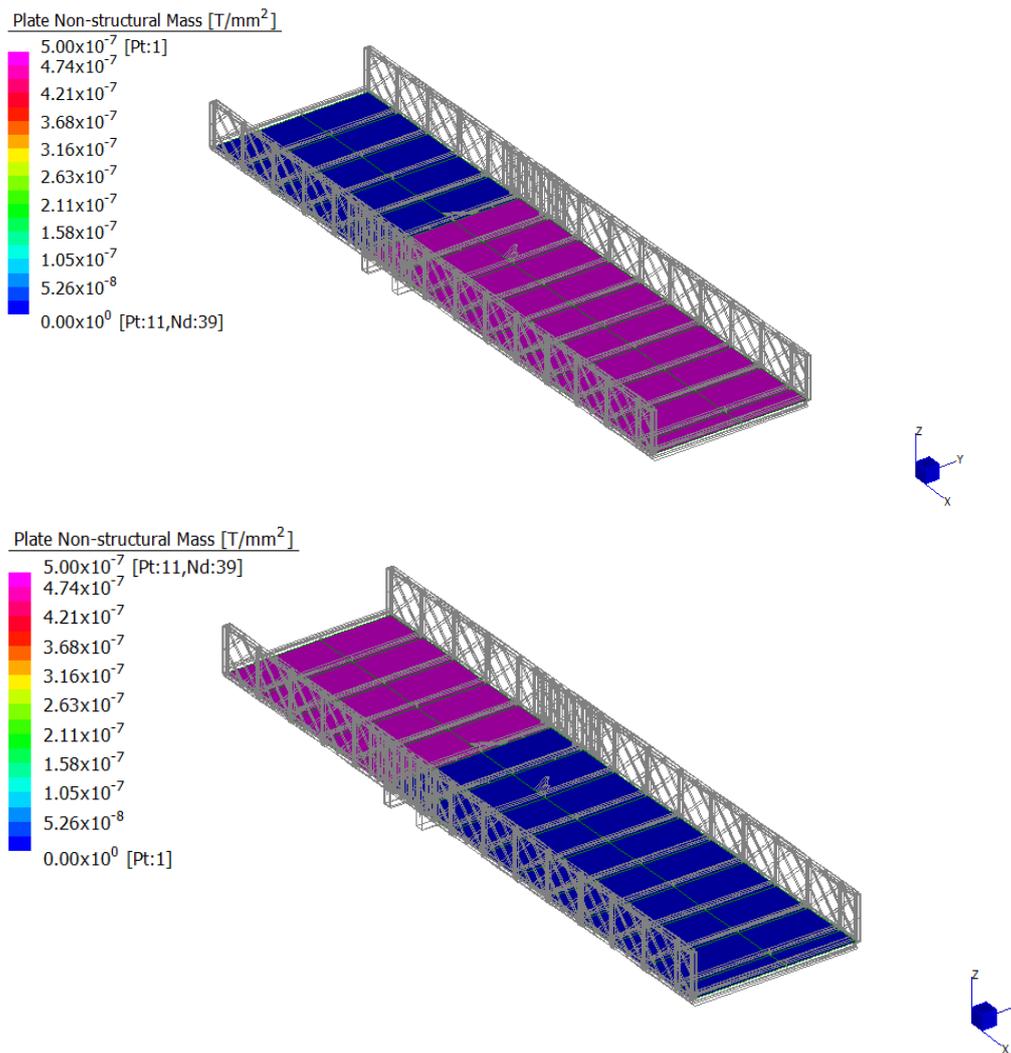


Fig.58 Sovraccarico accidentale dovuto al traffico pedonale – 5 kN/m²

AZIONE DA FRENAMENTO/ACCELERAZIONE

L'azione longitudinale dovuta al frenamento o all'accelerazione dei veicoli è stata applicata come pressione tangenziale agli elementi 'piastra'.

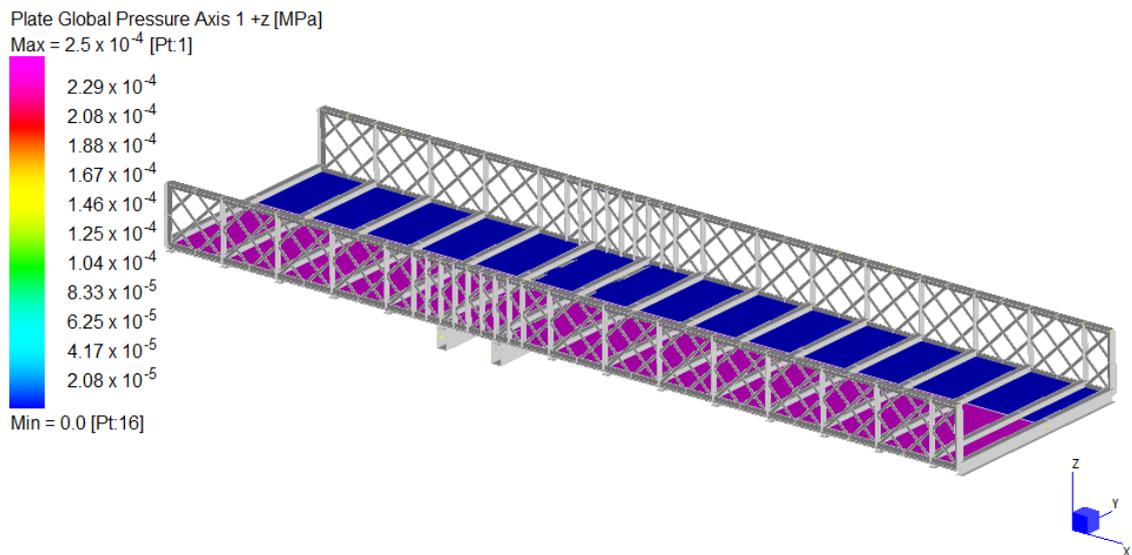


Fig.59 Azione longitudinale da frenamento/accelerazione – 0.25 kN/m^2

9.3 VINCOLI ESTERNI

Al modello sono stati applicati i seguenti vincoli esterni:

- vincoli traslazionali in direzione y e z in corrispondenza della spalla su cui scarica la campata più lunga;
- vincoli traslazionali in direzione z in corrispondenza della spalla su cui scarica la campata più corta;
- vincoli traslazionali in direzione x, y e z in corrispondenza del punto di appoggio delle ruote;
- vincoli traslazionali in direzione x e y in corrispondenza del perno del centro di rotazione, il quale è collegato al sistema di travi mediante una raggera di multipoint link.

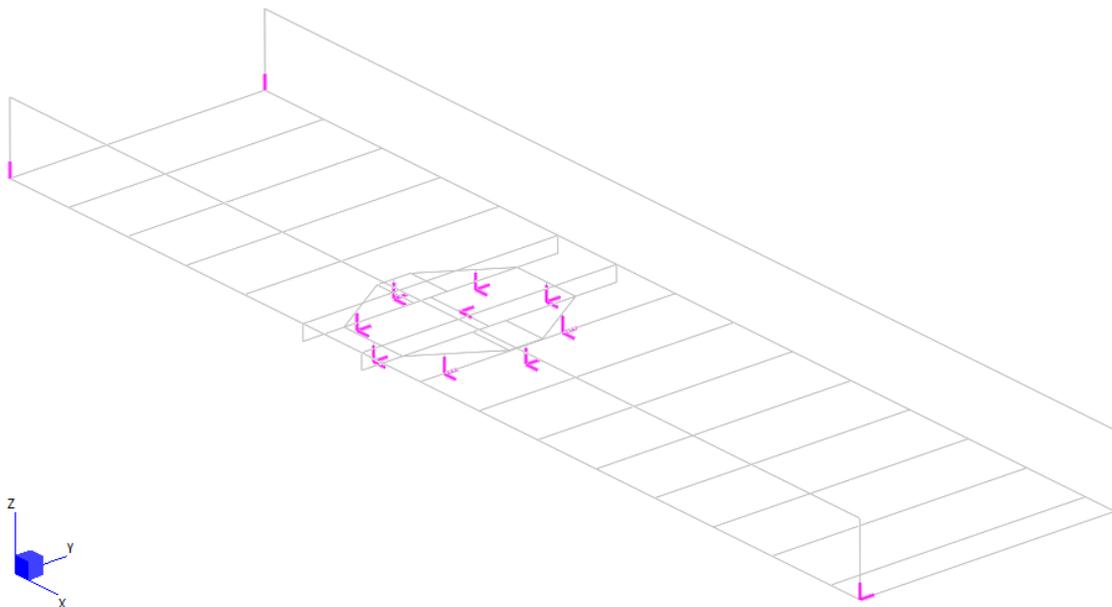


Fig.60 Vincoli esterni del modello di calcolo

9.4 VINCOLI INTERNI

In alcuni elementi del modello di calcolo sono introdotti degli svincoli rotazionali (end release) al fine di tenere in considerazione le effettive capacità di trasmissione delle sollecitazioni dei relativi collegamenti strutturali.

10. VERIFICHE STRUTTURA METALLICA IMPALCATO

10.1 TRAVI PRINCIPALI - CORRENTI SUPERIORE E INFERIORE

I correnti superiori e inferiori delle travi reticolari principali sono caratterizzati da una sezione composta da 2 L120×80 collegati da un piatto 200×10.

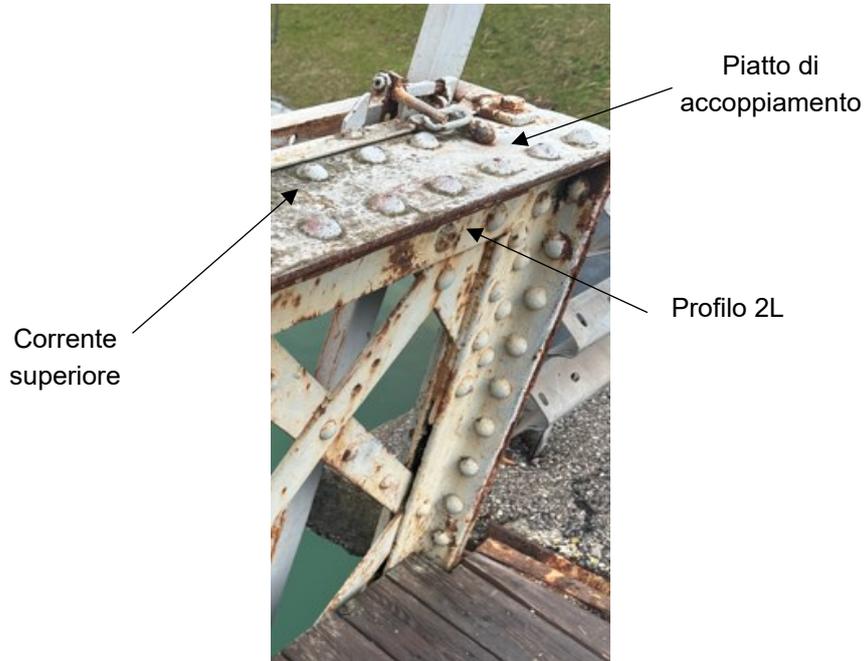
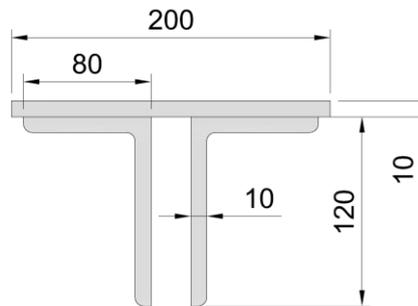


Fig.61 Corrente superiore



10.1.1 RISULTATI

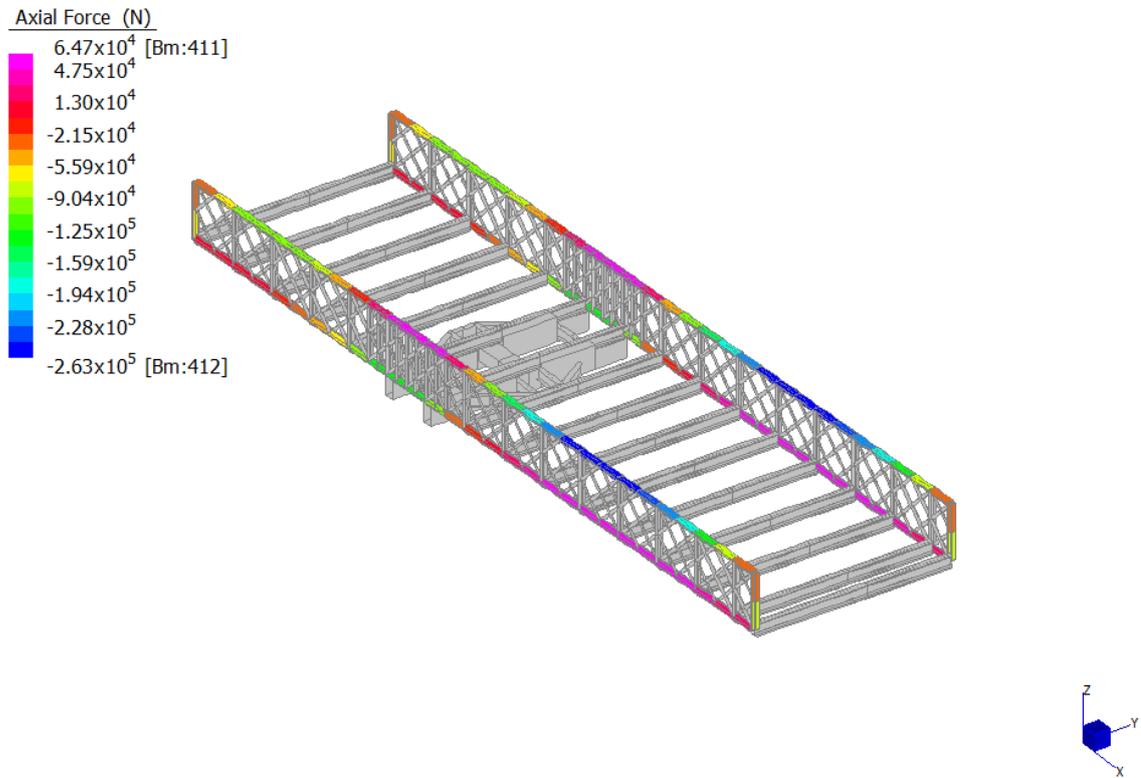


Fig.62 Inviluppo del minimo sforzo assiale – SLU

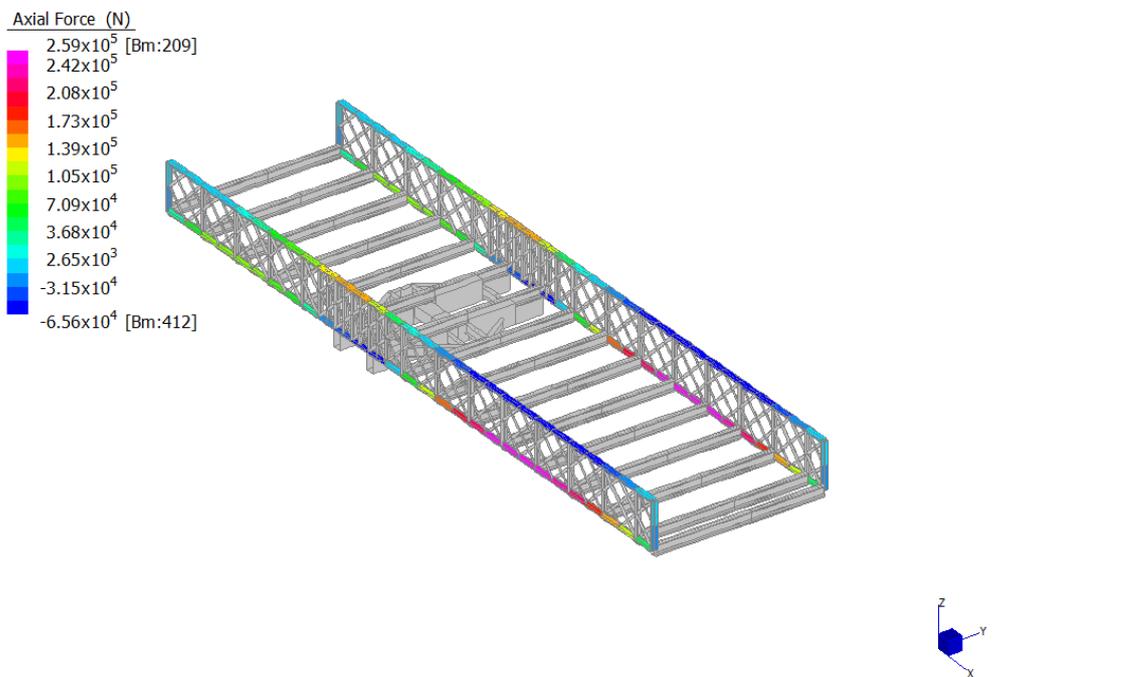
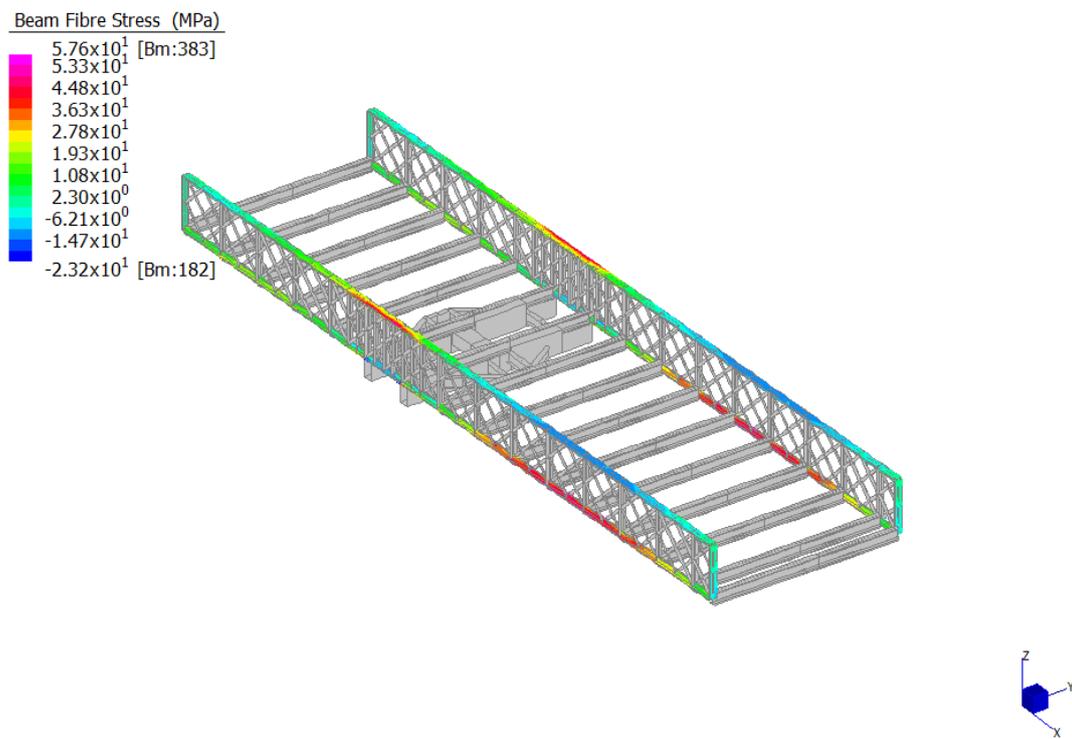


Fig.63 Inviluppo del massimo sforzo assiale – SLU



10.1.2 VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ

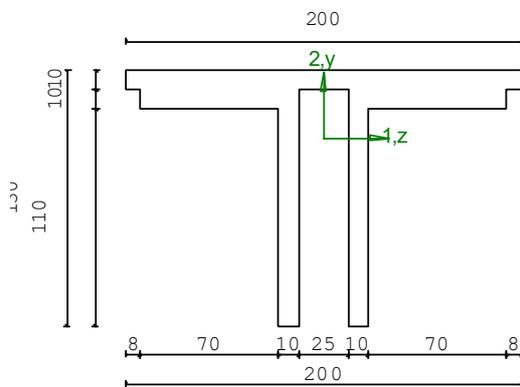
M1 = 6.190e+06	M2 = -1.730e+06
N = -1.025e+05	V1 = -1.930e+04
V2 = 1.590e+03	MT = 1.090e+05
Regione generica	
Area	= 5.80e+03
I11	= 8.21e+06
I22	= 1.26e+07

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 3
 σ_{VM} = 6.16e+01
 FR = 0.28

VERIFICA DI STABILITÀ

Classe = Classe 3
 F_{inst-N} = 0.09
 $F_{inst-PF,y}$ = 0.40
 $F_{inst-PF,z}$ = 0.35



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Raccordo / Saldatura	R	=	15.0	mm
Posizione del baricentro elastico	$X_{1G,el}$	=	42.48	mm
	$X_{2G,el}$	=	100.25	mm
Posizione del baricentro plastico	$X_{1G,pl}$	=	42.48	mm
	$X_{2G,pl}$	=	100.25	mm
Distanza baricentro - centro di taglio	$X_{1CT-X1G}$	=	9.12e-04	mm
	$X_{2CT-X2G}$	=	30.46	mm
Area della sezione	A	=	5.80e+03	mm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I_{11}	= 8.21e+06	mm ⁴
	asse 2	I_{22}	= 1.26e+07	mm ⁴
	asse 3	J	= 4.60e+05	mm ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I_p	=	2.08e+07	mm ⁴
Costante di ingobbamento	I_w	=	4.89e+09	mm ⁶
Raggio giratore	asse 1	i_{11}	= 37.61	mm
	asse 2	i_{22}	= 46.65	mm
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el}$	= 2.39e+05	mm ³
	inferiore	$W_{1\ inf,el}$	= 8.58e+04	mm ³
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el}$	= 1.26e+05	mm ³
	sinistro	$W_{2\ sx,el}$	= 1.26e+05	mm ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl}$	= 0.00	mm ³
	asse 2	$W_{2,pl}$	= 0.00	mm ³

Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl} =$	---	mm^2
	asse 2	$A_{V2,pl} =$	---	mm^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			1450.00	mm
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	0.50	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		fy 225		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	fy =	225.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	fu =	380.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	fy =	225.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	fu =	380.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		$\gamma_{M0} =$	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		$\gamma_{M1} =$	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	-1.02e+05	N
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	-1.93e+04	N
	direzione 2	V2 =	1.59e+03	N
Momento flettente	direzione 1	M1 =	6.19e+06	Nmm
	direzione 2	M2 =	-1.73e+06	Nmm
Momento torcente		MT =	1.09e+05	Nmm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		Cl =	Classe 3
Punto maggiormente sollecitato		y =	0.00 mm
		z =	0.00 mm
Tensione da pressoflessione		$\sigma_{pf} =$	-6.16e+01 MPa
Tensione tangenziale massima		$\tau_{max} =$	0.00 MPa
Tensione ideale	$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_{pf}^2 + 3\tau_{max}^2)}$	$\sigma_{VM} =$	6.16e+01 MPa
	σ_{VM}/f_d	$F_R =$	0.28 Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		Cl =	Classe 3
Sforzo normale		$N_{ED} =$	-1.02e+05 N
Momento flettente		$M_{z,ED} =$	-1.73e+06 Nmm
		$M_{y,ED} =$	6.19e+06 Nmm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [N]	Lunghezza libera l_0 [mm]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	1.24e+07	1450.00	0.33	0.95
z	3.24e+07	725.00	0.21	1.00

θ	1.17e+07	1450.00	0.34	0.95
min	8.00e+06		0.41	0.92
fless.tors.	M_{cr} [Nmm] 2.33e+08	l_0 [mm] 1450.00	λ_{LT}^* 0.20	χ_{LT} 1.00
Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} =$	1.20e+06	N
	asse y	$N_{b,y,Rd} =$	1.24e+06	N
	asse z	$N_{b,z,Rd} =$	1.30e+06	N
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} =$	2.82e+07	Nmm
	asse z	$M_{z,Rd} =$	1.92e+07	Nmm
Coefficiente di interazione		$k_{yy} =$	1.02	
		$k_{yz} =$	1.02	
		$k_{zy} =$	0.81	
		$k_{zz} =$	1.01	
Verifica di Instabilità a Compressione	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{l-N} =$	0.09	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione	$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} =$	0.40	(Verificato)
	$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} =$	0.35	(Verificato)

La verifica è soddisfatta.

10.1.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Per valutare la stabilità della parte compressa del corrente superiore si effettua una analisi di instabilità globale della struttura.

La prima forma di instabilità che riguarda il corrente superiore si manifesta per un moltiplicatore del carico relativo alla combinazione 1 SLU pari a 9.83.

La verifica è pertanto soddisfatta.

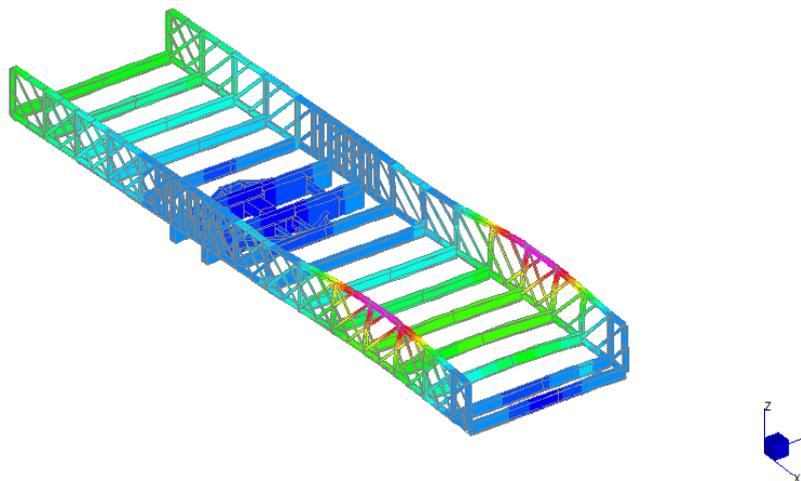


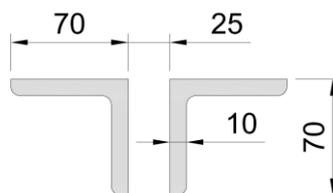
Fig.65 Prima forma di instabilità del corrente superiore della trave reticolare

10.2 TRAVI PRINCIPALI – MONTANTI

I montanti delle travi reticolari principali sono caratterizzati da una sezione a doppio L 70×10 distanziati di 40 mm, come riscontrabile nelle seguenti immagini.



Fig.66 Foto in sito - sezione trave secondaria



10.2.1 RISULTATI

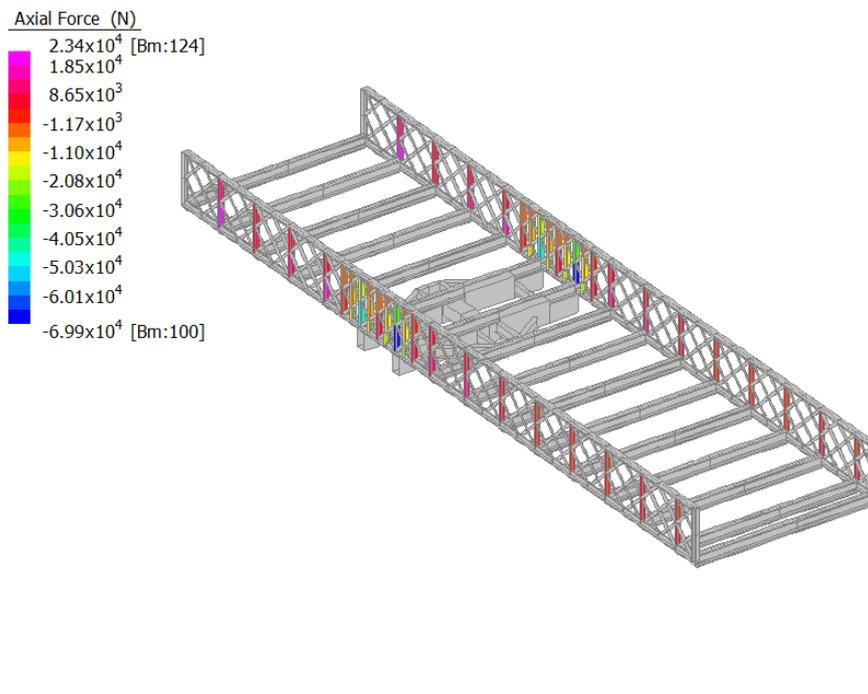


Fig.67 Involuppo del minimo sforzo assiale – SLU

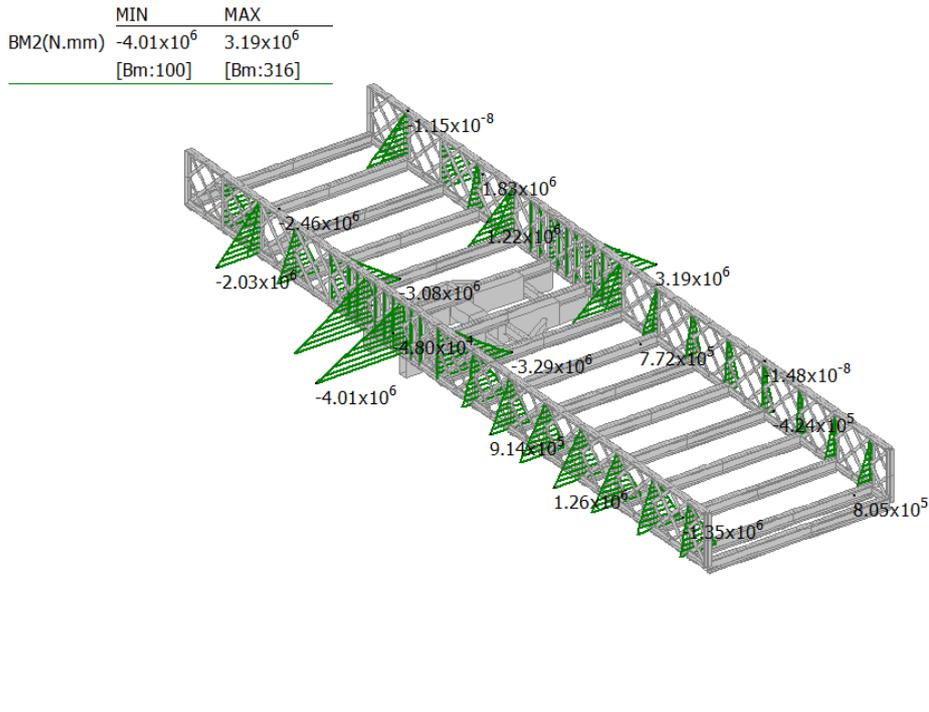


Fig.68 Inviluppo del momento flettente – SLU

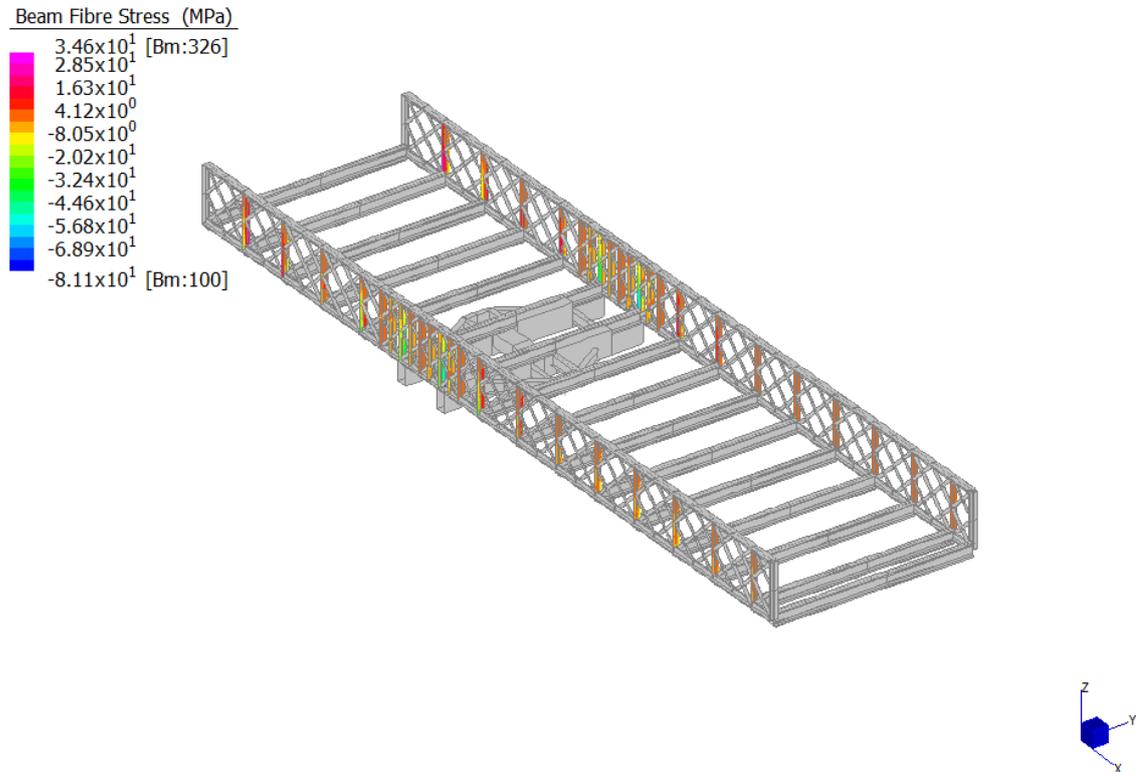


Fig.69 Inviluppo della minima tensione di pressoflessione – SLU

10.2.2 VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ

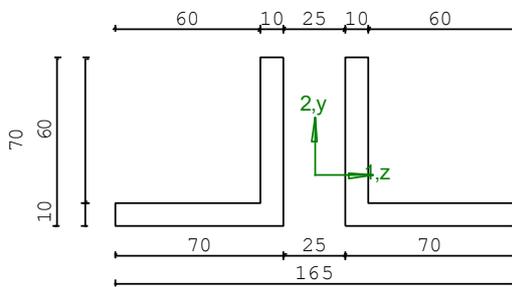
M1 = 1.310e+05	M2 = -3.170e+06
N = -6.990e+04	V1 = -1.830e+02
V2 = 2.300e+03	MT = 3.690e+03
Sezione a L	
D = 70.0	B = 70.0 T1 = 10.0 T2 = 10.0
Area	= 2.60e+03
I11	= 1.16e+06
I22	= 4.11e+06

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 3
 σ_{VM} = 1.07e+02
 FR = 0.48

VERIFICA DI STABILITÀ

Classe = Classe 3
 F_{inst-N} = 0.13
 $F_{inst-PF,y}$ = 0.75
 $F_{inst-PF,z}$ = 0.75



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE SINGOLA

Altezza totale	D =	70.00	mm
Base	B =	70.00	mm
Spessore base	T1 =	10.00	mm
Spessore anima	T2 =	10.00	mm
Raccordo / Saldatura	R =	15.0	mm
Posizione del baricentro elastico	X1G,el =	21.15	mm
	X2G,el =	21.15	mm
Area della sezione	A _{ch} =	1.30e+03	mm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I _{ch,11} =	9.21e+05 mm ⁴
	asse 2	I _{ch,22} =	2.42e+05 mm ⁴
	asse 3	J _{ch} =	4.33e+04 mm ⁴
Raggio giratore	asse 1	i _{ch,11} =	26.61 mm
	asse 2	i _{ch,22} =	13.65 mm

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE COMPOSTA

Distanza netta tra le sezioni	a =	25.00	mm
Posizione del baricentro elastico	X1G,el =	82.50	mm
	X2G,el =	21.15	mm

Area della sezione		A =	2.60e+03	mm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I ₁₁ =	1.16e+06	mm ⁴
	asse 2	I ₂₂ =	4.11e+06	mm ⁴
	asse 3	J =	8.67e+04	mm ⁴
Raggio giratore	asse 1	i ₁₁ =	21.15	mm
	asse 2	i ₂₂ =	39.75	mm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W _{1 sup,el} =	2.38e+04	mm ³
	inferiore	W _{1 inf,el} =	5.50e+04	mm ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W _{2 dx,el} =	4.98e+04	mm ³
	sinistro	W _{2 sx,el} =	4.98e+04	mm ³

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			1450.00	mm
Molt. per inflessione	asse 1	β ₁ =	1.00	
	asse 2	β ₂ =	0.50	
	asse 3	β ₃ =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

Piano	Diagramma	ψ	k _c	m _{LT}	C _m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		fy 225		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	fy =	225.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	fu =	380.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	fy =	225.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	fu =	380.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ _{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ _{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	-6.99e+04	N
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	-1.83e+02	N
	direzione 2	V2 =	2.30e+03	N
Momento flettente	direzione 1	M1 =	1.31e+05	Nmm
	direzione 2	M2 =	-3.17e+06	Nmm
Momento torcente		MT =	3.69e+03	Nmm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		Cl =	Classe 3	
Punto maggiormente sollecitato		y =	0.00	mm
		z =	0.00	mm
Tensione da pressoflessione		σ _{pf} =	1.07e+02	MPa
Tensione tangenziale massima		τ _{max} =	0.00	MPa
Tensione ideale	$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_{pf}^2 + 3\tau_{max}^2)}$	σ _{VM} =	1.07e+02	MPa
	σ _{VM} /f _d	F _R =	0.48	Verificato (*Avviso: Tau trascurate)

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		Cl =	Classe 3	
Sforzo normale		N _{ED} =	-6.99e+04N	
Momento flettente		M _{z,ED} =	-3.17e+06	Nmm

			$M_{y,ED} =$	1.31e+05	Nmm
Tabella dei carichi critici					
Asse	Carico critico P_{cr} [N]	Lunghezza libera l_0 [mm]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ	
y	4.05e+06	1450.00	0.39	0.93	
z	4.59e+06	725.00	0.36	0.94	
Resistenza assiale		minimo	$N_{b,Rd} =$	5.42e+05	N
		asse y	$N_{b,y,Rd} =$	5.42e+05	N
		asse z	$N_{b,z,Rd} =$	5.47e+05	N
Resistenza flessionale		asse y	$M_{b,y,Rd} =$	1.06e+07	Nmm
		asse z	$M_{z,Rd} =$	5.33e+06	Nmm
Coefficiente di interazione			$k_{yy} =$	1.03	
			$k_{yz} =$	1.03	
			$k_{zy} =$	1.00	
			$k_{zz} =$	1.03	
Verifica di Instabilità a Compressione			$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I-N} = 0.13$	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione			$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} = 0.75$	(Verificato)
			$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} = 0.75$	(Verificato)
La verifica è soddisfatta.					

10.3 TRAVI PRINCIPALI – DIAGONALI

I diagonali delle travi reticolari principali sono formati da un piatto 80×10.



Fig.70 Foto in sito - sezione trave secondaria

10.3.1 RISULTATI DEL MODELLO NUMERICO

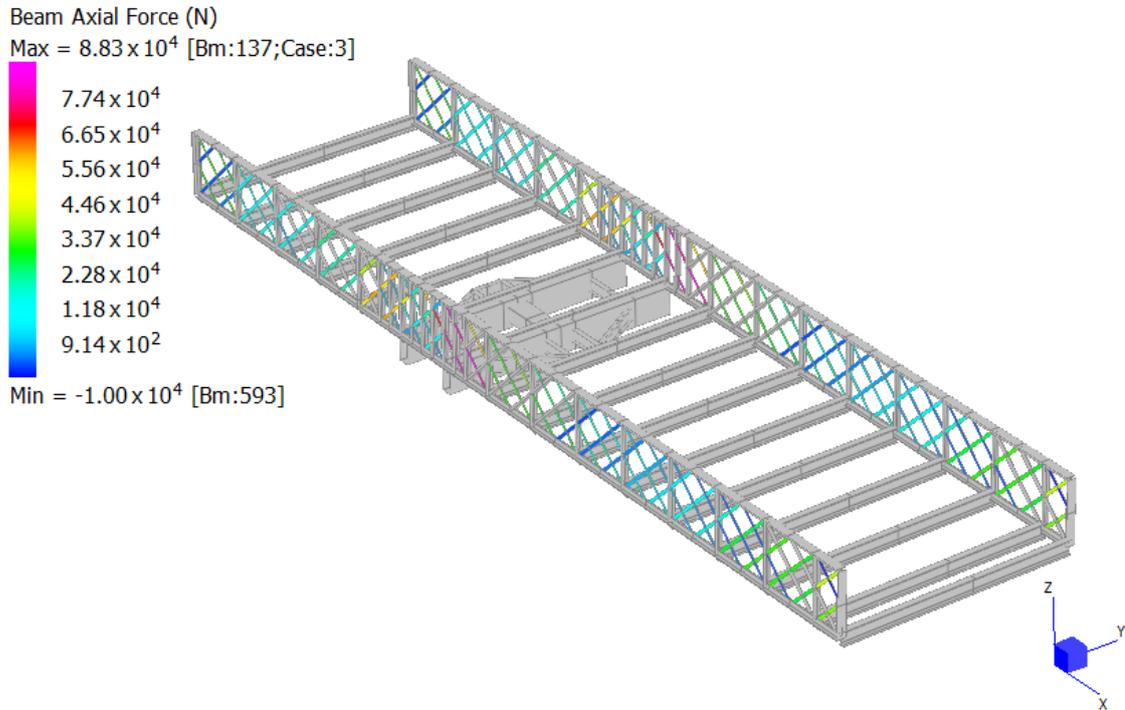


Fig.71 Involuppo del massimo sforzo assiale – SLU

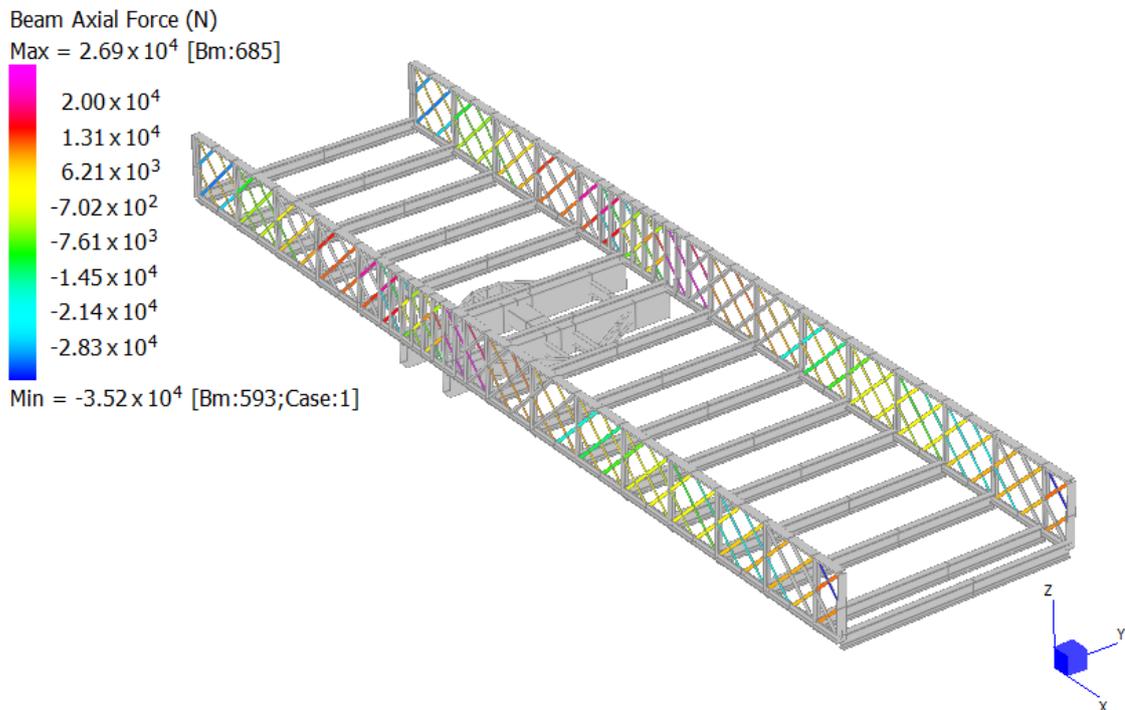
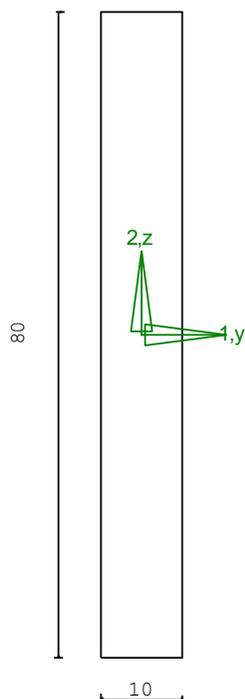


Fig.72 Involuppo del minimo sforzo assiale – SLU

10.3.2 VERIFICA DI RESISTENZA

M1 = 0.000e+00	M2 = 0.000e+00
N = 8.830e+04	V1 = 0.000e+00
V2 = 0.000e+00	MT = 0.000e+00
Rettangolare	
D = 80.0 B = 10.0	
Area	= 8.00e+02
I11	= 4.27e+05
I22	= 6.67e+03



VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 3
 σ_{VM} = 1.10e+02
 FR = 0.49

VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 3
 Finst-N = 0.00
 Finst-PF,y = 0.00
 Finst-PF,z = 0.00

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza	D =	80.00	mm
Base	B =	10.00	mm
Posizione del baricentro elastico	X1G,el	= 5.00	mm
	X2G,el	= 40.00	mm
Posizione del baricentro plastico	X1G,pl	= 5.00	mm
	X2G,pl	= 40.00	mm
Distanza baricentro - centro di taglio	X1CT-X1G	= 0.00	mm
	X2CT-X2G	= 0.00	mm
Area della sezione	A =	8.00e+02	mm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I11 = 4.27e+05	mm ⁴
	asse 2	I22 = 6.67e+03	mm ⁴
	asse 3	J = 2.46e+04	mm ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p =	4.33e+05	mm ⁴
Costante di ingobbamento	I _ω =	0.00	mm ⁶
Raggio giratore	asse 1	i11 = 23.09	mm
	asse 2	i22 = 2.89	mm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W _{1 sup,el} = 1.07e+04	mm ³
	inferiore	W _{1 inf,el} = 1.07e+04	mm ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W _{2 dx,el} = 1.33e+03	mm ³
	sinistro	W _{2 sx,el} = 1.33e+03	mm ³

Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl} =$	16000.00	mm^3
	asse 2	$W_{2,pl} =$	2000.00	mm^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl} =$	8.00e+02	mm^2
	asse 2	$A_{V2,pl} =$	8.00e+02	mm^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			520.00	mm
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	1.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		f_y 225	
Lavorazione		Laminata	
Modulo di elasticità		$E =$ 210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$ 225.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$ 380.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$ 225.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$ 380.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$g_{M0} =$	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$g_{M1} =$	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$ 8.83e+04	N
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$ 0.00e+00	N
	direzione 2	$V2 =$ 0.00e+00	N
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$ 0.00e+00	Nmm
	direzione 2	$M2 =$ 0.00e+00	Nmm
Momento torcente		$MT =$ 0.00e+00	Nmm

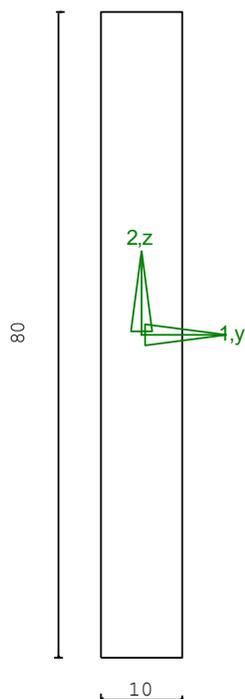
VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$Cl =$ Classe 3	
Punto maggiormente sollecitato		$y =$ 0.00	mm
		$z =$ 0.00	mm
Tensione da pressoflessione		$\sigma_{pf} =$ 1.10e+02	MPa
Tensione tangenziale massima		$\tau_{max} =$ 0.00	MPa
Tensione ideale	$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_{pf}^2 + 3\tau_{max}^2)}$	$\sigma_{VM} =$ 1.10e+02	MPa
	σ_{VM}/f_d	$F_R =$ 0.49	Verificato

La verifica è soddisfatta.

10.3.3 VERIFICA DI INSTABILITÀ

M1 = 0.000e+00	M2 = 0.000e+00
N = -3.520e+04	V1 = 0.000e+00
V2 = 0.000e+00	MT = 0.000e+00
Rettangolare	
D = 80.0 B = 10.0	
Area	= 8.00e+02
I11	= 4.27e+05
I22	= 6.67e+03



VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 4
 σ_{VM} = 4.40e+01
 Fr = 0.20

VERIFICA DI STABILITÀ

Classe = Classe 4
 Finst-N = 0.93
 Finst-PF,y = 0.20
 Finst-PF,z = 0.93

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza	D =	80.00	mm
Base	B =	10.00	mm
Raccordo / Saldatura	R =	15.0	mm
Posizione del baricentro elastico	X1G,el	= 5.00	mm
	X2G,el	= 40.00	mm
Posizione del baricentro plastico	X1G,pl	= 5.00	mm
	X2G,pl	= 40.00	mm
Distanza baricentro - centro di taglio	X1CT-X1G	= 0.00	mm
	X2CT-X2G	= 0.00	mm
Area della sezione	A =	8.00e+02	mm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I11 = 4.27e+05	mm ⁴
	asse 2	I22 = 6.67e+03	mm ⁴
	asse 3	J = 2.46e+04	mm ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p =	4.33e+05	mm ⁴
Costante di ingobbamento	I ₀ =	0.00	mm ⁶
Raggio giratore	asse 1	i11 = 23.09	mm
	asse 2	i22 = 2.89	mm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W _{1 sup,el} = 1.07e+04	mm ³
	inferiore	W _{1 inf,el} = 1.07e+04	mm ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W _{2 dx,el} = 1.33e+03	mm ³

	sinistro	$W_{z,sk,el} =$	1.33e+03	mm ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl} =$	16000.00	mm ³
	asse 2	$W_{2,pl} =$	2000.00	mm ³
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl} =$	8.00e+02	mm ²
	asse 2	$A_{V2,pl} =$	8.00e+02	mm ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			520.00	mm
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	1.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		fy 225		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	fy =	225.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	fu =	380.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	fy =	225.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	fu =	380.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	gM0 =		1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	gM1 =		1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	-3.52e+04	N
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	0.00e+00	N
	direzione 2	V2 =	0.00e+00	N
Momento flettente	direzione 1	M1 =	0.00e+00	Nmm
	direzione 2	M2 =	0.00e+00	Nmm
Momento torcente		MT =	0.00e+00	Nmm

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Cl = Classe 4

Classe in classe 4 verificata senza detrazioni

Sforzo normale	$N_{ED} =$	-3.52e+04N
Momento flettente	$M_{z,ED} =$	0.00e+00 Nmm
	$M_{y,ED} =$	0.00e+00 Nmm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	P_{cr} [N]	l_0 [mm]	λ^*	χ
y	3.27e+06	520.00	0.24	0.98
z	51100.02	520.00	1.92	0.21
θ	3.68e+06	520.00	0.23	0.99
min	51100.02		1.92	0.21
fless.tors.	M_{cr} [Nmm]	l_0 [mm]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
	1.03e+07	520.00	0.49	0.78

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} =$	3.77e+04	N
	asse y	$N_{b,y,Rd} =$	1.75e+05	N
	asse z	$N_{b,z,Rd} =$	3.77e+04	N

Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} =$	1.87e+06	Nmm
	asse z	$M_{z,Rd} =$	2.98e+05	Nmm

Coefficiente di interazione $k_{yy} = 1.03$

$$\begin{aligned} k_{yz} &= 1.03 \\ k_{zy} &= 1.25 \\ k_{zz} &= 1.56 \end{aligned}$$

Verifica di Instabilità a Compressione

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$$

$$F_{I-N} = 0.93 \quad (\text{Verificato})$$

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$$

$$F_{R-PF,y} = 0.20 \quad (\text{Verificato})$$

$$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$$

$$F_{R-PF,z} = 0.93 \quad (\text{Verificato})$$

La verifica è soddisfatta.

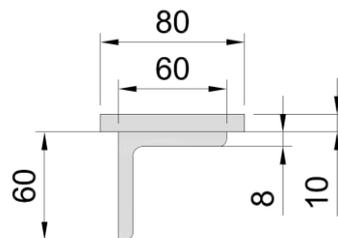
10.4 TRAVI PRINCIPALI – DIAGONALI RINFORZATI

I diagonali delle travi reticolari principali sono formati da un piatto 80×10.

Alcuni diagonali sono rinforzati con un angolare L60×8.



Fig.73 Foto in sito - sezione trave secondaria



10.4.1 RISULTATI DEL MODELLO NUMERICO

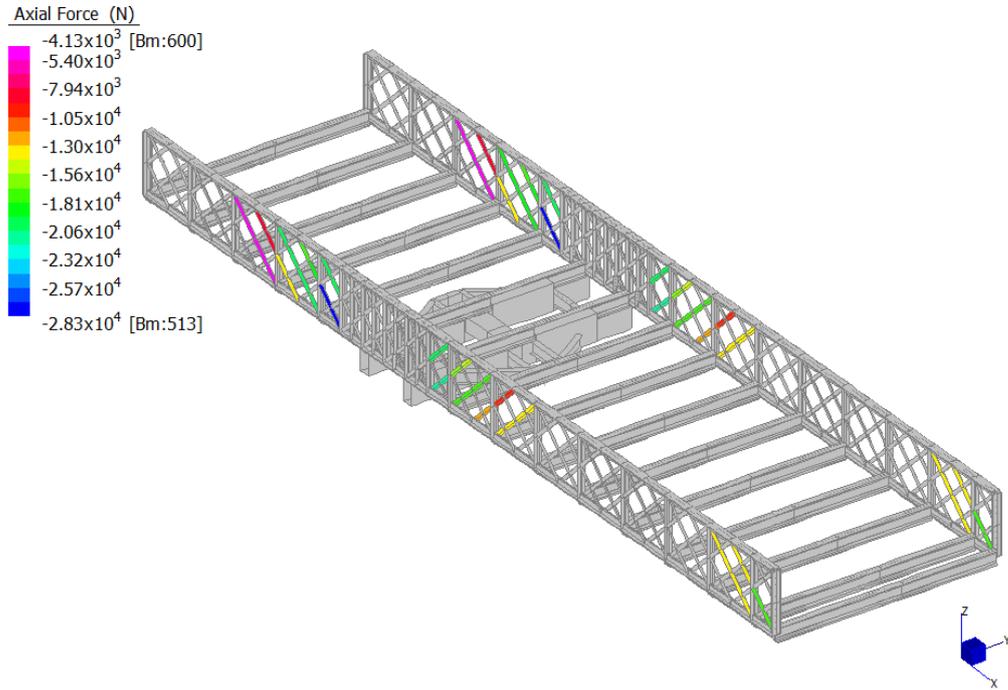


Fig.74 Involuppo del massimo sforzo assiale – SLU

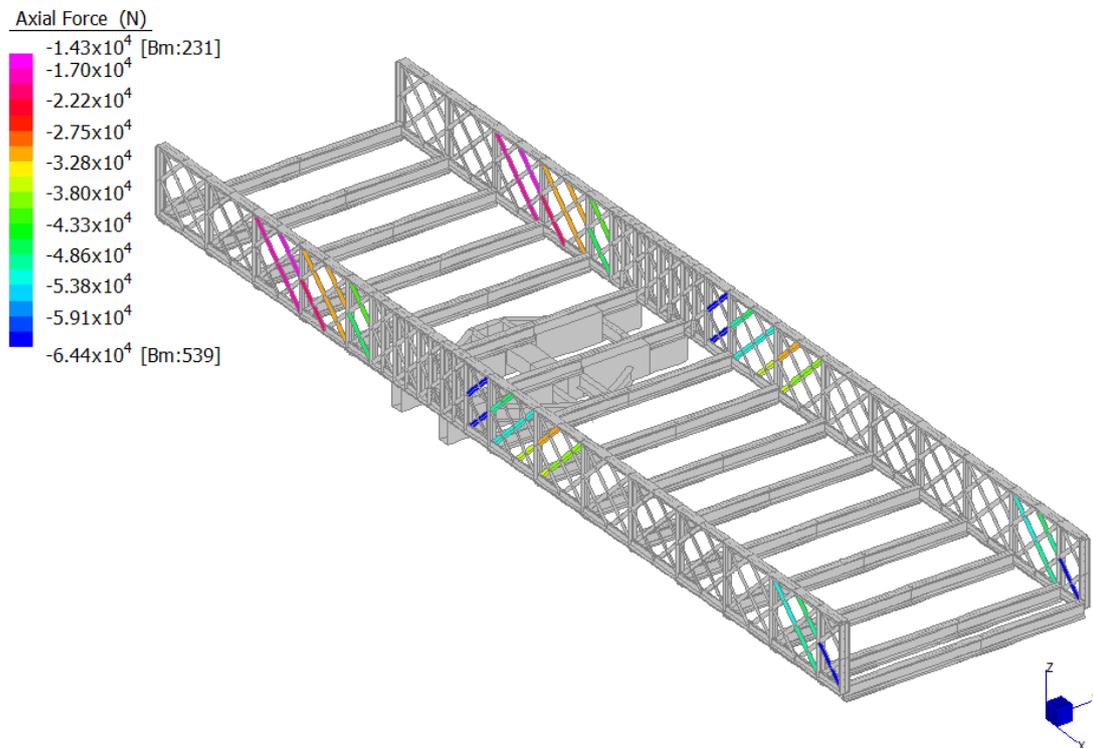


Fig.75 Involuppo del minimo sforzo assiale – SLU

10.4.2 VERIFICA DI STABILITÀ

Poiché il rinforzo non va da nodo a nodo ma è aggiunto sulla lunghezza dell'asta, si conducono le verifiche di resistenza per il singolo piatto senza rinforzo, di cui se ne tiene conto solo nelle verifiche di stabilità.

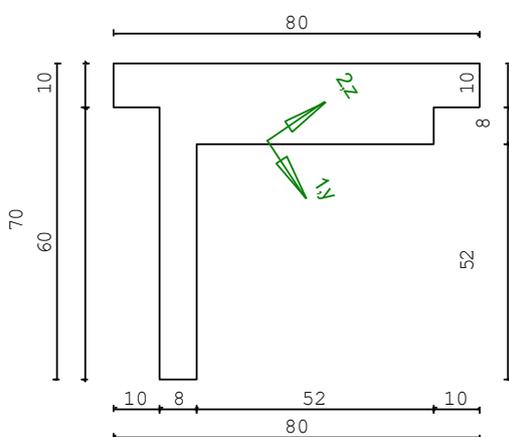
M1 = 1.720e+04	M2 = 2.470e+05
N = -6.440e+04	V1 = 3.800e+01
V2 = 1.010e+03	MT = -8.430e+03
Regione generica	
Area	= 1.70e+03
I11	= 9.74e+05
I22	= 3.37e+05

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 3
 σ_{VM} = 5.08e+01
 FR = 0.23

VERIFICA DI STABILITÀ

Classe = Classe 3
 F_{inst-N} = 0.19
 $F_{inst-PF,y}$ = 0.24
 $F_{inst-PF,z}$ = 0.24



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Raccordo / Saldatura	R	=	15.0	mm
Posizione del baricentro elastico	$X_{1G,el}$	=	27.10	mm
	$X_{2G,el}$	=	56.41	mm
Posizione del baricentro plastico	$X_{1G,pl}$	=	27.10	mm
	$X_{2G,pl}$	=	56.41	mm
Distanza baricentro - centro di taglio	$X_{1CT}-X_{1G}$	=	-2.55	mm
	$X_{2CT}-X_{2G}$	=	18.31	mm
Area della sezione	A	=	1.70e+03	mm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I_{11}	= 9.74e+05	mm ⁴
	asse 2	I_{22}	= 3.37e+05	mm ⁴
	asse 3	J	= 1.16e+05	mm ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I_p	=	1.31e+06	mm ⁴
Costante di ingobbamento	I_{ω}	=	3.14e+07	mm ⁶
Raggio giratore	asse 1	i_{11}	= 23.96	mm
	asse 2	i_{22}	= 14.10	mm
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1, sup, el}$	= 2.02e+04	mm ³
	inferiore	$W_{1, inf, el}$	= 2.00e+04	mm ³
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2, dx, el}$	= 9.40e+03	mm ³
	sinistro	$W_{2, sx, el}$	= 1.03e+04	mm ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1, pl}$	= 0.00	mm ³
	asse 2	$W_{2, pl}$	= 0.00	mm ³
Area di taglio	asse 1	$A_{V1, pl}$	= ---	mm ²
	asse 2	$A_{V2, pl}$	= ---	mm ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			520.00	mm
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	1.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		f_y 225	
Lavorazione		Laminata	
Modulo di elasticità		$E =$ 210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$ 225.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$ 380.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$ 225.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$ 380.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$g_{M0} =$	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$g_{M1} =$	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$ -6.44e+04	N
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$ 3.80e+01	N
	direzione 2	$V2 =$ 1.01e+03	N
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$ 1.72e+04	Nmm
	direzione 2	$M2 =$ 2.47e+05	Nmm
Momento torcente		$MT =$ -8.43e+03	Nmm

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

$Cl =$ Classe 3

Sforzo normale	$N_{ED} =$ -6.44e+04 N
Momento flettente	$M_{z,ED} =$ 1.72e+04 Nmm
	$M_{y,ED} =$ 2.47e+05 Nmm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	P_{cr} [N]	l_0 [mm]	λ^*	χ
y	8.07e+06	500.00	0.22	0.99
z	2.79e+06	500.00	0.38	0.91
θ	1.25e+07	500.00	0.18	1.00
min	2.73e+06		0.38	0.91
	M_{cr} [Nmm]	l_0 [mm]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.		500.00	0.20	1.00

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} =$ 3.44e+05	N
	asse y	$N_{b,y,Rd} =$ 3.77e+05	N
	asse z	$N_{b,z,Rd} =$ 3.45e+05	N

Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} =$ 4.48e+06	Nmm
	asse z	$M_{z,Rd} =$ 2.10e+06	Nmm

Coefficiente di interazione	$k_{yy} =$	1.02
	$k_{yz} =$	1.02
	$k_{zy} =$	0.83
	$k_{zz} =$	1.04

Verifica di Instabilità a Compressione

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$$

$$F_{i-N} = 0.19 \quad (\text{Verificato})$$

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$$

$$F_{R-PF,y} = 0.24 \quad (\text{Verificato})$$

$$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$$

$$F_{R-PF,z} = 0.24 \quad (\text{Verificato})$$

La verifica è soddisfatta.

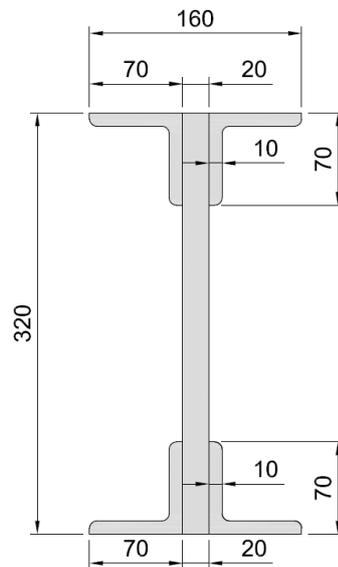
10.5 TRAVI SECONDARIE

Le travi secondarie sono caratterizzate da una sezione composta a doppio T, ricavata da un piatto verticale e 4 angolari 70×10 collegati alle estremità, come riscontrabile nelle seguenti immagini.

Si assume che il piatto centrale abbia spessore 20 mm.



Fig.76 Foto in sito - sezione trave secondaria



10.5.1 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO

	MIN	MAX
BM2(N.mm)	-3.97x10 ⁷	8.02x10 ⁷
	[Bm:471]	[Bm:107]

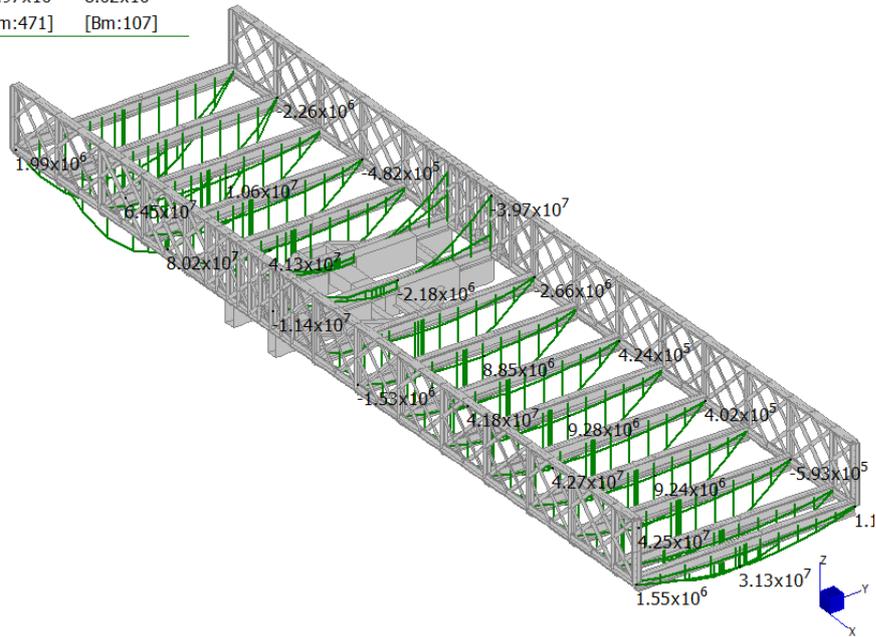


Fig.77 Involuppo del momento flettente – SLU

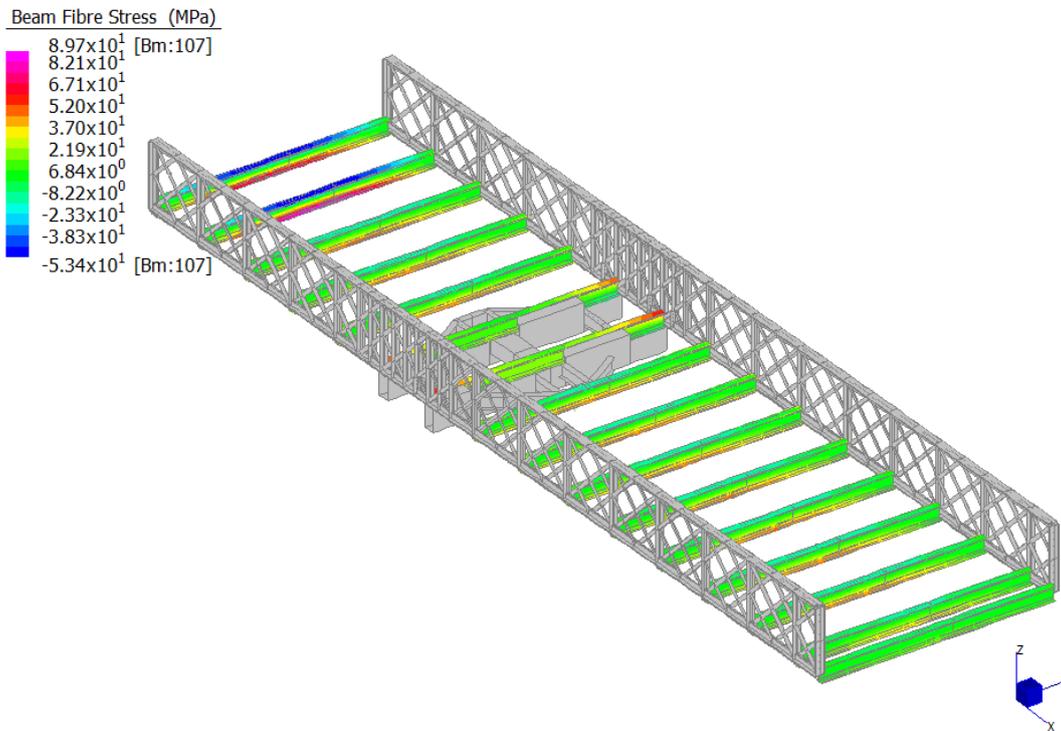
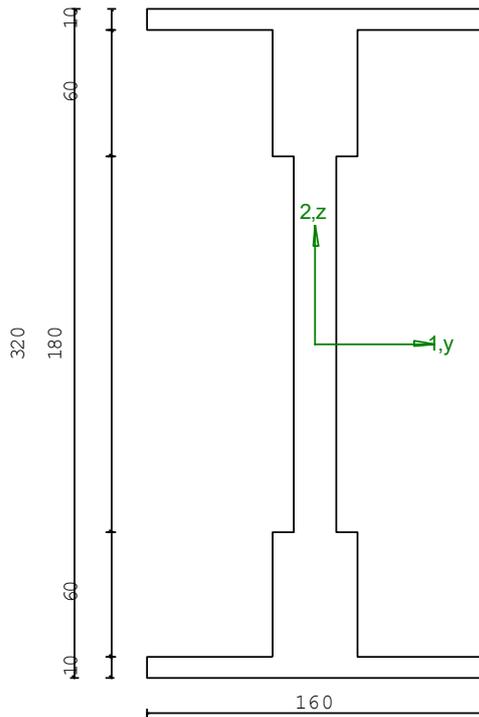


Fig.78 Involuppo della minima tensione di pressoflessione – SLU

10.5.2 VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ

M1 = -9.890e+03	M2 = 7.850e+07
N = 1.010e+03	V1 = 3.940e-01
V2 = -9.120e+03	MT = 2.220e+02
Regione generica	
Area	= 1.16e+04
I11	= 1.57e+08
I22	= 7.59e+06



VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 3
 σ_{VM} = 8.01e+01
 FR = 0.36

VERIFICA DI STABILITÀ

Classe = Classe 3
 Finst-N = 0.00
 Finst-PF,y = 0.36
 Finst-PF,z = 0.29

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Raccordo / Saldatura	R	=	15.0	mm
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,el}	=	377.30	mm
	X _{2G,el}	=	153.05	mm
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,pl}	=	377.30	mm
	X _{2G,pl}	=	153.05	mm
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT-X1G}	=	1.24e-04	mm
	X _{2CT-X2G}	=	-4.16e-04	mm
Area della sezione	A	=	1.16e+04	mm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I ₁₁	= 1.57e+08	mm ⁴
	asse 2	I ₂₂	= 7.59e+06	mm ⁴
	asse 3	J	= 2.69e+06	mm ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p	=	1.65e+08	mm ⁴
Costante di ingobbamento	I ₀	=	1.62e+11	mm ⁶
Raggio giratore	asse 1	i ₁₁	= 116.41	mm
	asse 2	i ₂₂	= 25.57	mm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W _{1 sup,el}	= 9.82e+05	mm ³
	inferiore	W _{1 inf,el}	= 9.82e+05	mm ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W _{2 dx,el}	= 9.48e+04	mm ³
	sinistro	W _{2 sx,el}	= 9.48e+04	mm ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W _{1,pl}	= 0.00	mm ³

Area di taglio	asse 2	$W_{z,pl} =$	0.00	mm^3
	asse 1	$A_{V1,pl} =$	---	mm^2
	asse 2	$A_{V2,pl} =$	---	mm^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			5240.00	mm
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	1.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		fy 225		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	fy =	225.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	fu =	380.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	fy =	225.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	fu =	380.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		$\gamma_{M0} =$	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		$\gamma_{M1} =$	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	1.01e+03	N
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	3.94e-01	N
	direzione 2	V2 =	-9.12e+03	N
Momento flettente	direzione 1	M1 =	-9.89e+03	Nmm
	direzione 2	M2 =	7.85e+07	Nmm
Momento torcente		MT =	2.22e+02	Nmm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		Cl =	Classe 3
Punto maggiormente sollecitato		y =	0.00 mm
		z =	0.00 mm
Tensione da pressoflessione		$\sigma_{pf} =$	8.01e+01 MPa
Tensione tangenziale massima		$\tau_{max} =$	0.00 MPa
Tensione ideale	$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_{pf}^2 + 3\tau_{max}^2)}$ σ_{VM}/f_d	$\sigma_{VM} =$	8.01e+01 MPa
		$F_R =$	0.36 Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		Cl =	Classe 3
Sforzo normale		$N_{ED} =$	1.01e+03 N
Momento flettente		$M_{z,ED} =$	-9.89e+03 Nmm
		$M_{y,ED} =$	7.85e+07 Nmm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [N]	Lunghezza libera l_0 [mm]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	1.19e+07	5240.00	0.48	0.89
z	5.73e+05	5240.00	2.18	0.17

θ	1.62e+07	5240.00	0.41	0.89
min	5.73e+05		2.18	0.17
fless.tors.	M_{cr} [Nmm] 2.13e+08	I_0 [mm] 5240.00	λ_{LT}^* 0.20	χ_{LT} 1.00
Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} =$	4.38e+05	N
	asse y	$N_{b,y,Rd} =$	2.32e+06	N
	asse z	$N_{b,z,Rd} =$	4.38e+05	N
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} =$	2.20e+08	Nmm
	asse z	$M_{z,Rd} =$	2.12e+07	Nmm
Coefficiente di interazione		$k_{yy} =$	1.00	
		$k_{yz} =$	1.00	
		$k_{zy} =$	0.80	
		$k_{zz} =$	1.00	
Verifica di Instabilità a Compressione	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{l-N} =$	0.00	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione	$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} =$	0.36	(Verificato)
	$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} =$	0.29	(Verificato)
La verifica è soddisfatta.				

11. VERIFICA STRUTTURA DI ROTAZIONE

11.1 STRUTTURA DI ROTAZIONE - SEZIONE 260×15×620×15

I profili verificati nel presente capitolo sono di nuova realizzazione.

La sezione di tali elementi è una sezione ad "H" con le seguenti caratteristiche dimensionali:

Larghezza flange (b_f)	260.00 mm
Altezza (h)	620.00 mm
Spessore flange (t_f)	15.00 mm
Spessore anime (t_w)	15.00 mm

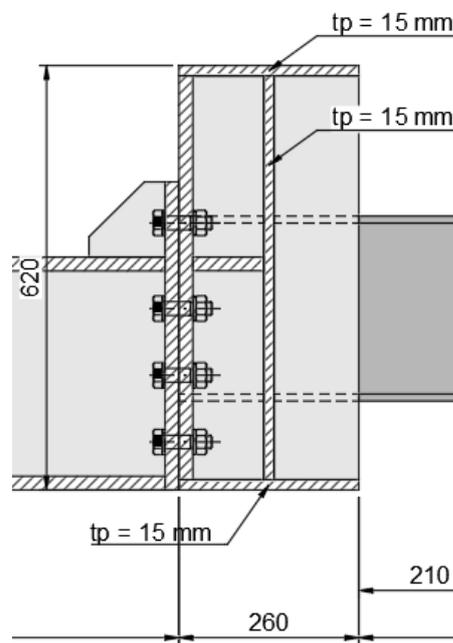


Fig.79 Estratto delle tavole progettuali – sezione 260×15×620×15

11.1.1 RISULTATI DEL MODELLO NUMERICO

	MIN	MAX
BM2 (N·mm)	-1.35×10^8	9.16×10^7
	[Bm:421]	[Bm:419]

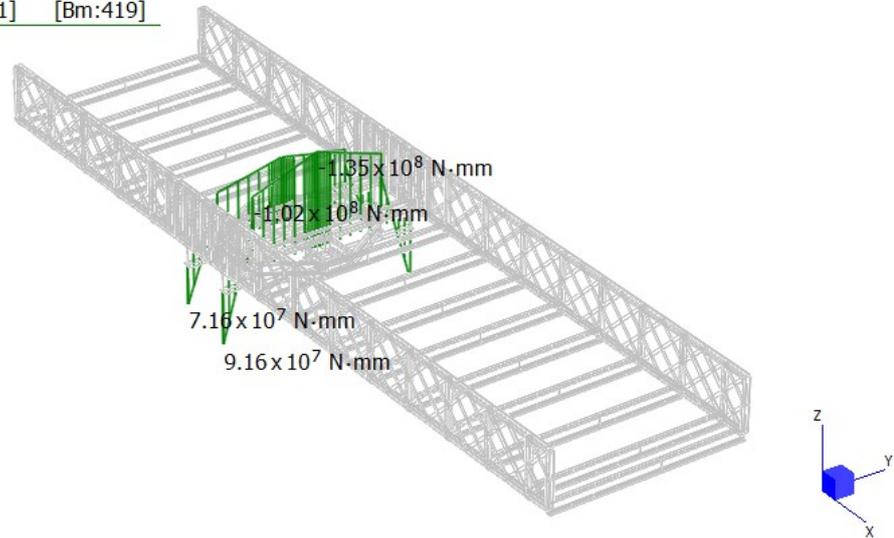


Fig.80 Involuppo del momento flettente - SLU

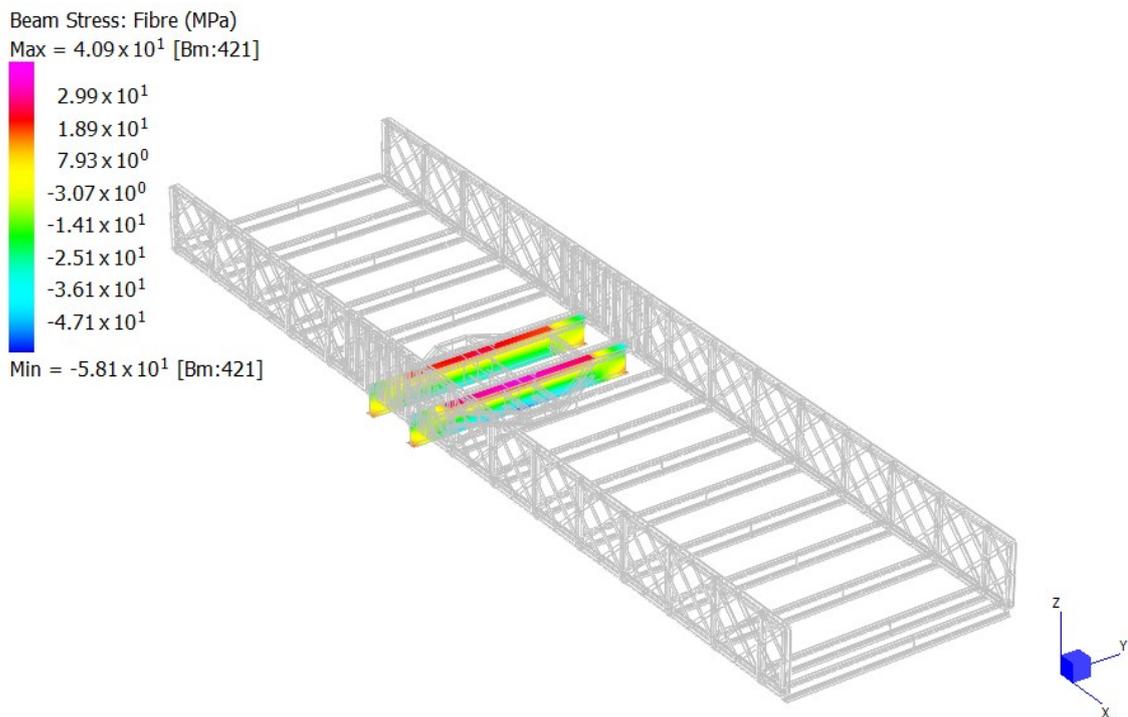
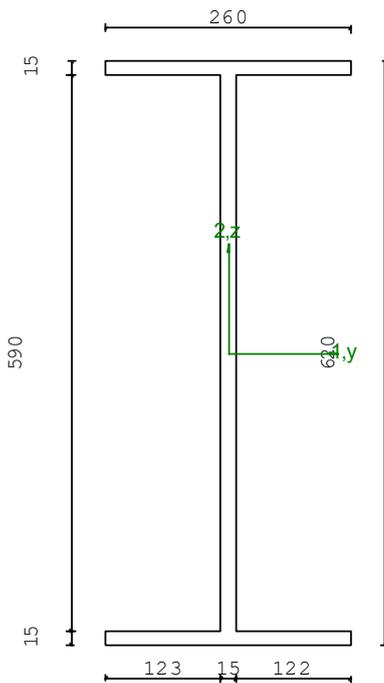


Fig.81 Involuppo della minima tensione di pressoflessione - SLU

11.1.2 VERIFICA DI RESISTENZA

M1 = 2.170e+06	M2 = -1.350e+08
N = -1.430e+05	V1 = -9.310e+03
V2 = 1.930e+04	MT = 8.310e+04
Sezione a I	
D = 620.0	B1 = 260.0
T1 = 15.0	T2 = 15.0
T3 = 15.0	B2 = 260.0
Area	= 1.66e+04
I11	= 9.71e+08
I22	= 4.41e+07



VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 3
 σ_{VM} = 5.81e+01
 FR = 0.17

VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 3
 Finst-N = 0.03
 Finst-PF,y = 0.18
 Finst-PF,z = 0.18

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D =	620.00	mm
Base inferiore	B1 =	260.00	mm
Spessore flangia inferiore	T1 =	15.00	mm
Spessore flangia superiore	T2 =	15.00	mm
Spessore anima	T3 =	15.00	mm
Base superiore	B2 =	260.00	mm
Posizione del baricentro elastico	X1G,el =	130.00	mm
	X2G,el =	310.00	mm
Posizione del baricentro plastico	X1G,pl =	130.00	mm
	X2G,pl =	310.00	mm
Distanza baricentro - centro di taglio	X1CT-X1G =	0.00	mm
	X2CT-X2G =	0.00	mm
Area della sezione	A =	1.66e+04	mm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I11 =	9.71e+08 mm ⁴
	asse 2	I22 =	4.41e+07 mm ⁴
	asse 3	J =	1.25e+06 mm ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p =	1.01e+09	mm ⁴
Costante di ingobbamento	I ₀ =	4.02e+12	mm ⁶
Raggio giratore	asse 1	i11 =	241.44 mm
	asse 2	i22 =	51.47 mm

Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1, \text{sup,el}} =$	3.13e+06	mm ³
	inferiore	$W_{1, \text{inf,el}} =$	3.13e+06	mm ³
Modulo di resistenza elastico	destra	$W_{2, \text{dx,el}} =$	3.39e+05	mm ³
	sinistra	$W_{2, \text{sx,el}} =$	3.39e+05	mm ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1, \text{pl}} =$	3.66e+06	mm ³
	asse 2	$W_{2, \text{pl}} =$	5.40e+05	mm ³
Area di taglio	asse 1	$A_{V1, \text{pl}} =$	7.80e+03	mm ²
	asse 2	$A_{V2, \text{pl}} =$	1.06e+04	mm ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			1400.00	mm
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	1.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		$\gamma_{M0} =$	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		$\gamma_{M1} =$	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	-1.43e+05	N
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	-9.31e+03	N
	direzione 2	$V2 =$	1.93e+04	N
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	2.17e+06	Nmm
	direzione 2	$M2 =$	-1.35e+08	Nmm
Momento torcente		$MT =$	8.31e+04	Nmm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

$Cl =$ Classe 3

Punto maggiormente sollecitato
 $y =$ 0.00 mm
 $z =$ 0.00 mm

Tensione da pressoflessione
 $\sigma_{pf} =$ -5.81e+01 MPa
 Tensione tangenziale massima
 $\tau_{max} =$ 3.51e+00 MPa

Tensione ideale
 $\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_{pf}^2 + 3\tau_{max}^2)}$
 $\sigma_{VM} =$ 5.81e+01 MPa
 σ_{VM}/f_d
 $F_R =$ 0.17 Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Cl = Classe 3

Sforzo normale

$N_{ED} = -1.43e+05$ N

Momento flettente

$M_{z,ED} = 2.17e+06$ Nmm

$M_{y,ED} = -1.35e+08$ Nmm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [N]	Lunghezza libera l_0 [mm]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	1.03e+09	1400.00	0.08	1.00
z	4.66e+07	1400.00	0.36	0.94
θ	7.14e+07	1400.00	0.29	0.97
min	4.66e+07		0.36	0.94
	M_{cr} [Nmm]	l_0 [mm]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	1.42e+10	1400.00	0.28	0.97

Resistenza assiale

minimo

$N_{b,Rd} = 5.31e+06$ N

asse y

$N_{b,y,Rd} = 5.63e+06$ N

asse z

$N_{b,z,Rd} = 5.31e+06$ N

Resistenza flessionale

asse y

$M_{b,y,Rd} = 1.03e+09$ Nmm

asse z

$M_{z,Rd} = 1.15e+08$ Nmm

Coefficiente di interazione

$k_{yy} = 1.00$

$k_{yz} = 1.00$

$k_{zy} = 1.00$

$k_{zz} = 1.01$

Verifica di Instabilità a Compressione

$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$

$F_{I-N} = 0.03$ (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$

$F_{R-PF,y} = 0.18$ (Verificato)

$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$

$F_{R-PF,z} = 0.18$ (Verificato)

La verifica è soddisfatta.

11.2 STRUTTURA DI ROTAZIONE - IPE270

I profili verificati nel presente capitolo sono di nuova realizzazione.

Si tratta di una IPE 270, caratterizzata dalle seguenti caratteristiche dimensionali:

Larghezza (b)	135.00 mm
Altezza (h)	270.00 mm
Spessore flange (t _f)	10.20 mm
Spessore anima (t _w)	6.60 mm

Si riporta un estratto del modello tridimensionale di progetto.

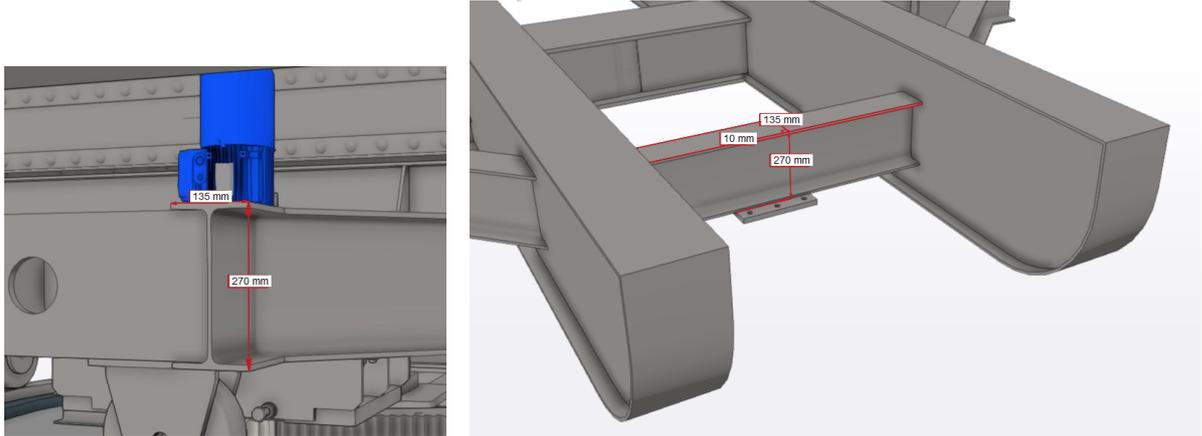


Fig.82 Estratto del render tridimensionale dello stato di progetto – sezione IPE 270

11.2.1 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO

Beam Fibre Stress (MPa)

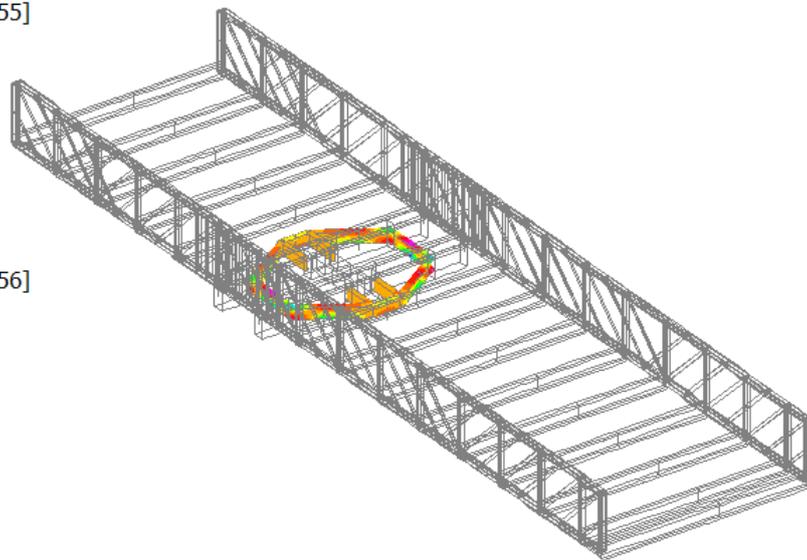
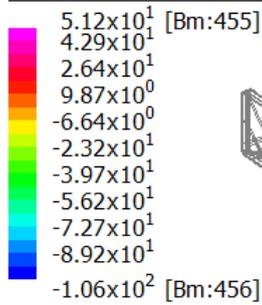


Fig.83 Inviluppo delle minime tensioni di pressoflessione - SLU

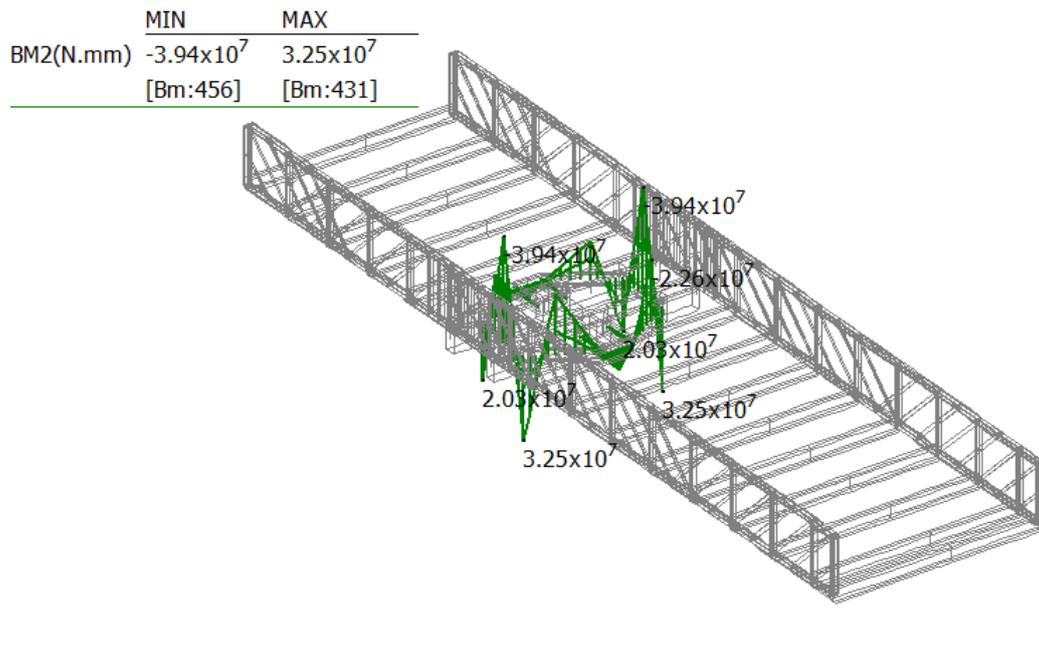


Fig.84 Involuppo del momento flettente - SLU

11.2.2 VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ

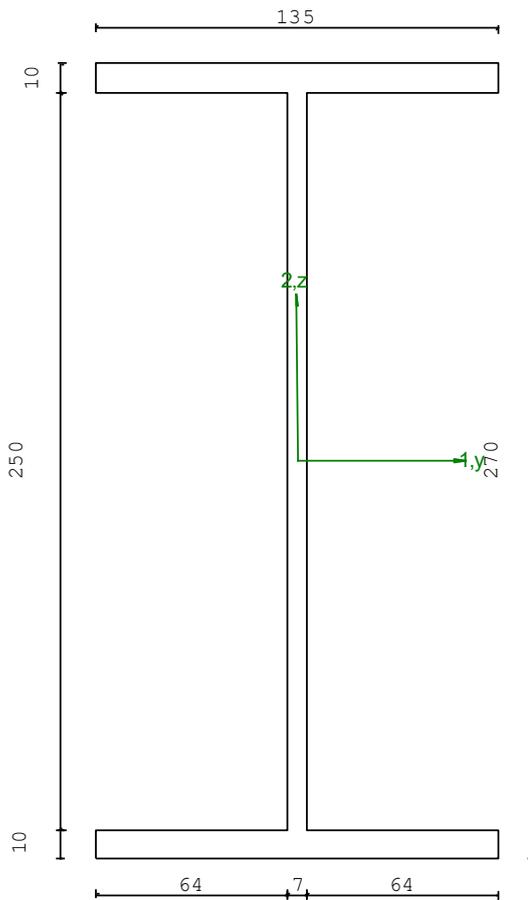
Grp.: Gruppo0 Trave: 455 Prop.: 1 Sez.in: 0.00		
LC 3	M1 = -1.44e+05	M2 = -3.94e+07
	N = -22622.58	V1 = -142.85
	V2 = 96761.63	MT = 2356.99
Sezione a I		
D = 270.0 B1 = 135.0 T1 = 10.0 T2 = 10.0 T3 = 6.6 B2 = 135.0		
Area = 4.35e+03		
I11 = 5.42e+07		
I22 = 4.11e+06		

VERIFICA DI RESISTENZA:

Classe = Classe 1
 FR-PF = 0.34
 FR-v = 0.32
 FR-T = 1.39e-03
 FR-τ = 0.41

VERIFICA DI STABILITÀ:

Classe = Classe 1
 FI-N = 0.02
 FPF,y = 0.16
 FPF,z = 0.32



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D =	270.00	mm
Base inferiore	B1 =	135.00	mm
Spessore flangia inferiore	T1 =	10.00	mm
Spessore flangia superiore	T2 =	10.00	mm
Spessore anima	T3 =	6.60	mm
Base superiore	B2 =	135.00	mm
Posizione del baricentro elastico	X1G,e1 =	67.50	mm
	X2G,e1 =	135.00	mm
Posizione del baricentro plastico	X1G,p1 =	67.50	mm
	X2G,p1 =	135.00	mm
Distanza baricentro - centro di taglio	X1CT-X1G =	0.00	mm
	X2CT-X2G =	0.00	mm

Area della sezione		A =	4.35e+03	mm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I ₁₁ =	5.42e+07	mm ⁴
	asse 2	I ₂₂ =	4.11e+06	mm ⁴
	asse 3	J =	1.12e+05	mm ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio		I _p =	5.84e+07	mm ⁴
Costante di ingobbamento		I _ω =	6.93e+10	mm ⁶
Raggio giratore	asse 1	i ₁₁ =	111.67	mm
	asse 2	i ₂₂ =	30.73	mm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W _{1 sup,el} =	4.02e+05	mm ³
	inferiore	W _{1 inf,el} =	4.02e+05	mm ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W _{2 dx,el} =	6.08e+04	mm ³
	sinistro	W _{2 sx,el} =	6.08e+04	mm ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W _{1,pl} =	4.54e+05	mm ³
	asse 2	W _{2,pl} =	93847.50	mm ³
Area di taglio	asse 1	A _{V1,pl} =	2.70e+03	mm ²
	asse 2	A _{V2,pl} =	1.98e+03	mm ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			725.30	mm
Molt. per inflessione	asse 1	β ₁ =	1.00	
	asse 2	β ₂ =	1.00	
	asse 3	β ₃ =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k _c	m _{LT}	C _m
Piano 1	Tipo 2	0.58	0.88	0.83	0.83
Piano 2	Tipo 2	-0.78	0.63	0.44	0.40

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S275		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f _y =	275.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f _u =	430.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f _y =	255.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f _u =	410.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ _{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ _{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	-2.26e+04	N
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	-1.43e+02	N
	direzione 2	V2 =	9.68e+04	N
Momento flettente	direzione 1	M1 =	-1.44e+05	Nmm
	direzione 2	M2 =	-3.94e+07	Nmm
Momento torcente		MT =	2.36e+03	Nmm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		Cl =	Classe 1
Asse con inerzia maggiore		y-y =	1-1
Asse con inerzia minore		z-z =	2-2
Resistenza assiale		N _{Rd} =	1.14e+06 N
Resistenza tagliante	asse y	V _{pl,y,Rd} =	2.99e+05 N
riduzione per la torsione		coeff =	1.00
		V _{pl,y,T,Rd} =	2.99e+05 N
Resistenza tagliante	asse z	V _{pl,z,Rd} =	4.08e+05 N
riduzione per la torsione		coeff =	1.00
		V _{pl,z,T,Rd} =	4.08e+05 N

Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse y	$M_{y,Rd} = 1.19e+08$ Nmm coeff = 1.00 $M_{y,V,Rd} = 1.19e+08$ Nmm
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse z	$M_{z,Rd} = 2.46e+07$ Nmm coeff = 1.00 $M_{z,V,Rd} = 2.46e+07$ Nmm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 1.69e+06$ Nmm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione

$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$	$F_{R-PP} = 0.34$ Verificato
$ M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd} ^\alpha + M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd} ^\beta \leq 1$	$F_{R-exp} = 0.12$
$\alpha = 2.00, \beta = 1.00$	
Verifica di Resistenza plastica a Taglio	
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-V} = 0.32$ Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione	
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$	$F_{R-T} = 1.39e-03$ Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali	
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3) \cdot \gamma_{MO}/f_y} \leq 1$	$F_{R-t} = 0.41$ Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

C1 = Classe 1

Sforzo normale	$N_{ED} = -2.26e+04$ N
Momento flettente	$M_{z,ED} = -2.48e+05$ Nmm $M_{y,ED} = -3.94e+07$ Nmm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [N]	Lunghezza libera l_0 [mm]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	2.14e+08	725.30	0.07	1.00
z	1.62e+07	725.30	0.27	0.97
θ	2.10e+07	725.30	0.24	0.99
min	1.62e+07		0.27	0.97
	M_{cr} [Nmm]	l_0 [mm]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	5.86e+09	725.30	0.20	1.00

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} = 1.11e+06$ N
	asse y	$N_{b,y,Rd} = 1.14e+06$ N
	asse z	$N_{b,z,Rd} = 1.11e+06$ N

Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} = 1.19e+08$ Nmm
	asse z	$M_{z,Rd} = 2.46e+07$ Nmm

Coefficiente di interazione	$k_{yy} = 0.40$
	$k_{yz} = 0.50$
	$k_{zy} = 0.87$
	$k_{zz} = 0.83$

Verifica di Instabilità a Compressione

$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ $F_{I-N} = 0.02$ (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PP,y} = 0.16$ (Verificato)

$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PP,z} = 0.32$ (Verificato)

11.3 STRUTTURA DI ROTAZIONE - SEZIONE 450×20×340×20

I profili verificati nel presente capitolo sono di nuova realizzazione.

Questi elementi sia una sezione scatolare caratterizzata dalle seguenti caratteristiche dimensionali:

Larghezza (b)	450.00 mm
Altezza (h)	340.00 mm
Spessore flange (t _f)	20.00 mm
Spessore anime (t _w)	20.00 mm

Si riporta un estratto del modello tridimensionale di progetto.

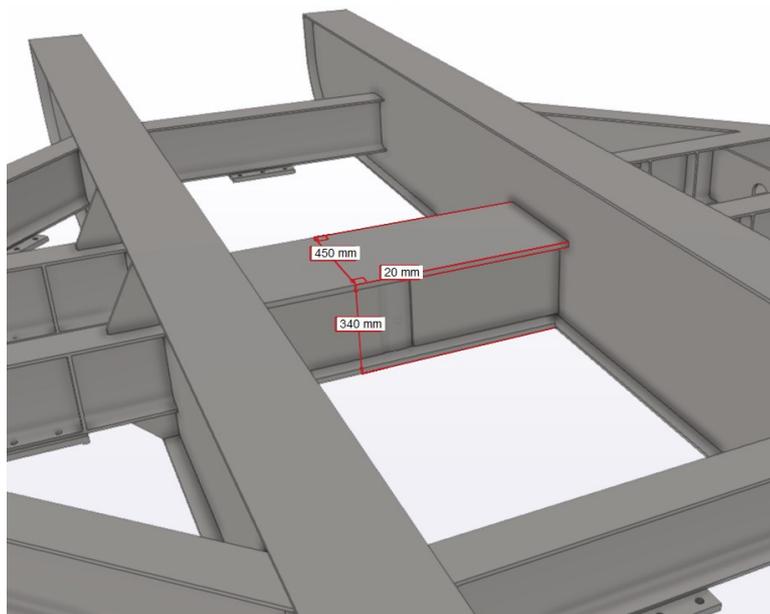


Fig.85 Estratto del render tridimensionale dello stato di progetto – sezione IPE 270

11.3.1 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO

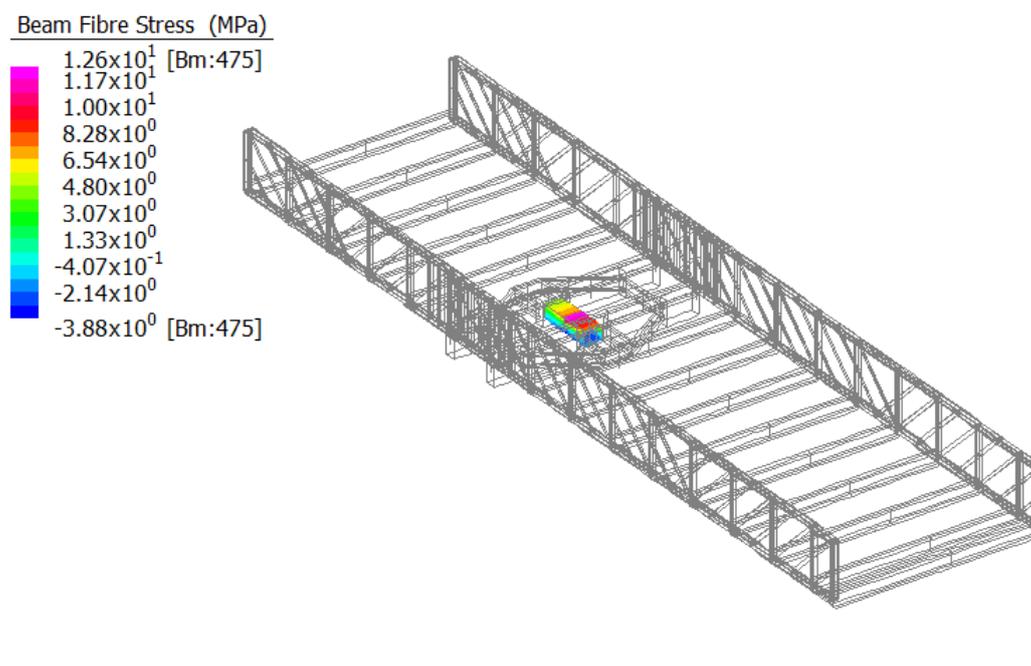


Fig.86 Involuppo delle minime tensioni di pressoflessione - SLU

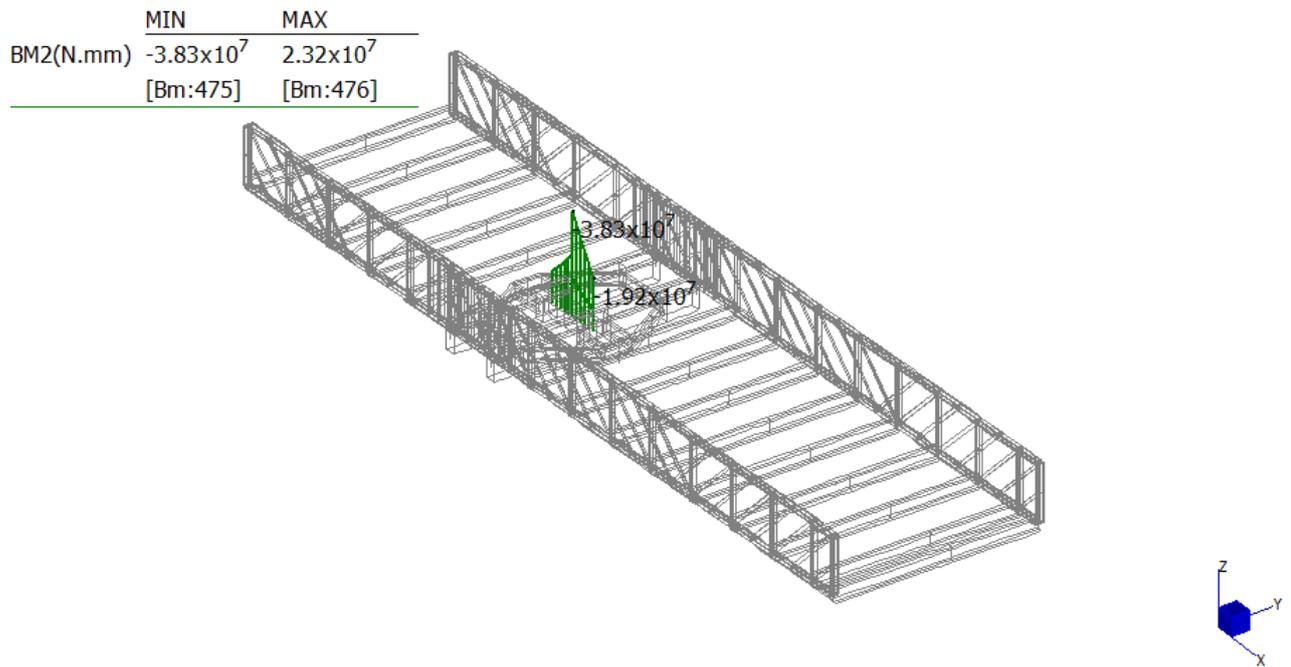


Fig.87 Involuppo del momento flettente - SLU

11.3.2 VERIFICA DI RESISTENZA

PROP. 2 - BEAM n. 475 - SEZIONE IN X = 0.00

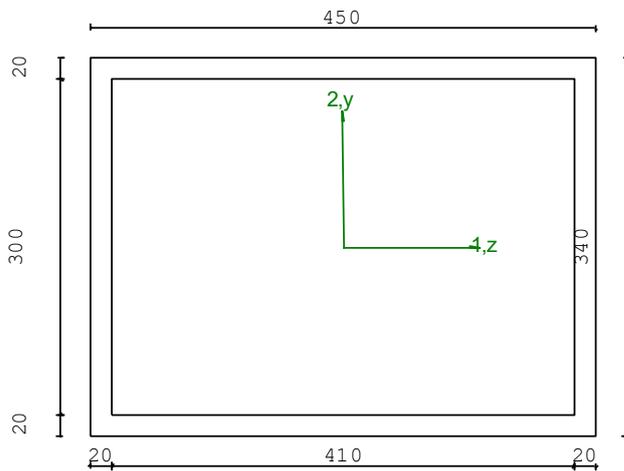
Grp.: Gruppo0 Trave: 475 Prop.: 2 Sez.in: 0.00		
LC 3	M1 = -0.11 N = 24046.29 V2 = 27718.79	M2 = -3.83e+07 V1 = 8.11e-05 MT = 0.55
Rettangolare Cava D = 340.0 B = 450.0 T1 = 20.0 T2 = 20.0		
Area = 3.00e+04		
I11 = 5.51e+08		
I22 = 8.59e+08		

VERIFICA DI RESISTENZA:

Classe = Classe 1
 FR-PF = 0.04
 FR-v = 0.01
 FR-T = 0.00
 FR-τ = 0.02

VERIFICA DI STABILITA':

Classe = Classe 1
 FI-N = 0.00
 FPF,y = 0.02
 FPF,z = 0.03



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza	D =	340.00	mm
Base	B =	450.00	mm
Spessore base	T1 =	20.00	mm
Spessore altezza	T2 =	20.00	mm
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,e1} =	225.00	mm
	X _{2G,e1} =	170.00	mm
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,p1} =	225.00	mm
	X _{2G,p1} =	170.00	mm
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT} -X _{1G} =	0.00	mm
	X _{2CT} -X _{2G} =	0.00	mm
Area della sezione	A =	3.00e+04	mm ²

Momento d'inerzia	asse 1	$I_{11} =$	5.51e+08	mm ⁴
	asse 2	$I_{22} =$	8.59e+08	mm ⁴
	asse 3	$J =$	1.04e+09	mm ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio		$I_p =$	1.41e+09	mm ⁴
Costante di ingobbamento		$I_{\omega} =$	0.00	mm ⁶
Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	135.57	mm
	asse 2	$i_{22} =$	169.20	mm
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1 \text{ sup,el}} =$	3.24e+06	mm ³
	inferiore	$W_{1 \text{ inf,el}} =$	3.24e+06	mm ³
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2 \text{ dx,el}} =$	3.82e+06	mm ³
	sinistro	$W_{2 \text{ sx,el}} =$	3.82e+06	mm ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl} =$	3.78e+06	mm ³
	asse 2	$W_{2,pl} =$	4.61e+06	mm ³
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl} =$	1.71e+04	mm ²
	asse 2	$A_{V2,pl} =$	1.29e+04	mm ²

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S275	
Lavorazione		Laminata	
Modulo di elasticità		$E =$	210.00 GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	275.00 MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	430.00 MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	255.00 MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	410.00 MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		$\gamma_{M0} =$	1.05
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		$\gamma_{M1} =$	1.05

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	2.40e+04	N
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	8.11e-05	N
	direzione 2	$V2 =$	2.77e+04	N
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	-1.13e-01	Nmm
	direzione 2	$M2 =$	-3.83e+07	Nmm
Momento torcente		$MT =$	5.54e-01	Nmm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$C1 =$	Classe 1
Asse con inerzia maggiore		$y-y =$	2-2
Asse con inerzia minore		$z-z =$	1-1
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	7.86e+06 N
Resistenza tagliante	asse y	$V_{p1,y,Rd} =$	2.58e+06 N
riduzione per la torsione		$coeff =$	1.00
		$V_{p1,y,T,Rd} =$	2.58e+06 N
Resistenza tagliante	asse z	$V_{p1,z,Rd} =$	1.95e+06 N
riduzione per la torsione		$coeff =$	1.00
		$V_{p1,z,T,Rd} =$	1.95e+06 N
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd} =$	1.21e+09 Nmm
riduzione per il taglio		$coeff =$	1.00
		$M_{y,V,Rd} =$	1.21e+09 Nmm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} =$	9.90e+08 Nmm
riduzione per il taglio		$coeff =$	1.00
		$M_{z,V,Rd} =$	9.90e+08 Nmm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} =$	8.32e+08 Nmm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$		$F_{R-PP} =$	0.04 Verificato

$ M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd} ^{\alpha} + M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd} ^{\beta} \leq 1$	$F_{R-exp} = 4.53e-03$	
$\alpha = 1.66, \beta = 1.66$		
Verifica di Resistenza plastica a Taglio		
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-v} = 0.01$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione		
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$	$F_{R-T} = 0.00$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali		
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3) \cdot \gamma_{M0}} / f_y \leq 1$	$F_{R-t} = 0.02$	Verificato

La verifica è soddisfatta.

11.4 STRUTTURA DI ROTAZIONE – VERIFICA DEI GIUNTI

Il sistema di rotazione solidale all'impalcato ha un ingombro massimo pari a 4.5×5.51 m. È quindi necessario prevede dei giunti al fine di garantirne la trasportabilità.

È prevista la realizzazione di 2 tipologie di giunti: il primo che permette il collegamento tra la trave ad "H" 260×15×620×15 e i profili IPE270 (giunto "2") ed il secondo che permette il collegamento tra la trave ad "H" 260×15×620×15 e il profilo scatolare 450×20×340×10.

Si riporta un estratto delle tavole progettuali per identificarne la posizione.

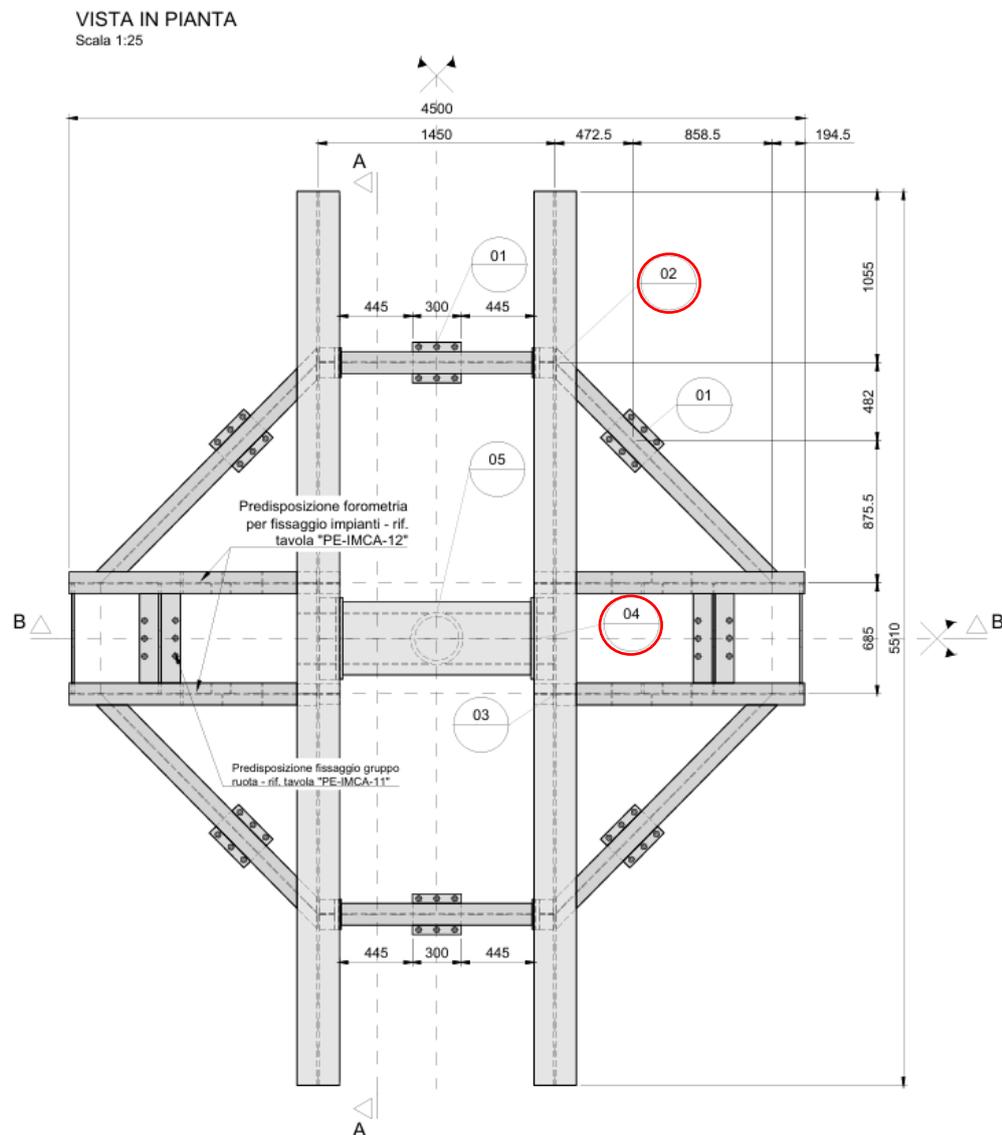


Fig.88 Estratto delle tavole progettuali – identificazione della posizione delle 2 tipologie di giunti.

11.4.1 VERIFICA GIUNTO "2"

La connessione in esame è realizzata per mezzo di un giunto flangiato. Il trasferimento delle sollecitazioni tra le flange è garantito da 8 bulloni M20 di classe 8.8.

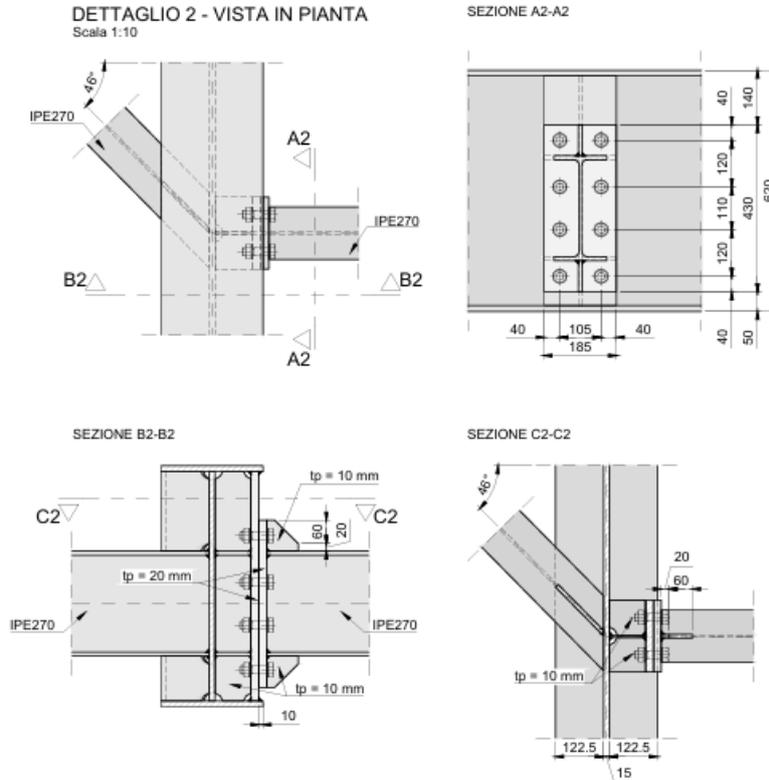


Fig.89 Estratto tavole progettuali – dettaglio "2".

Al fine di realizzare un giunto in grado di trasmettere azioni flessionali, la flangia solidale al profilo ad "H" 260×15×620×15 prevede costole di irrigidimento in corrispondenza delle ali del profilo IPE270 convergente al nodo, mentre sulle travi IPE270 sono saldate delle costole di irrigidimento poste in continuità con l'anima del profilo.

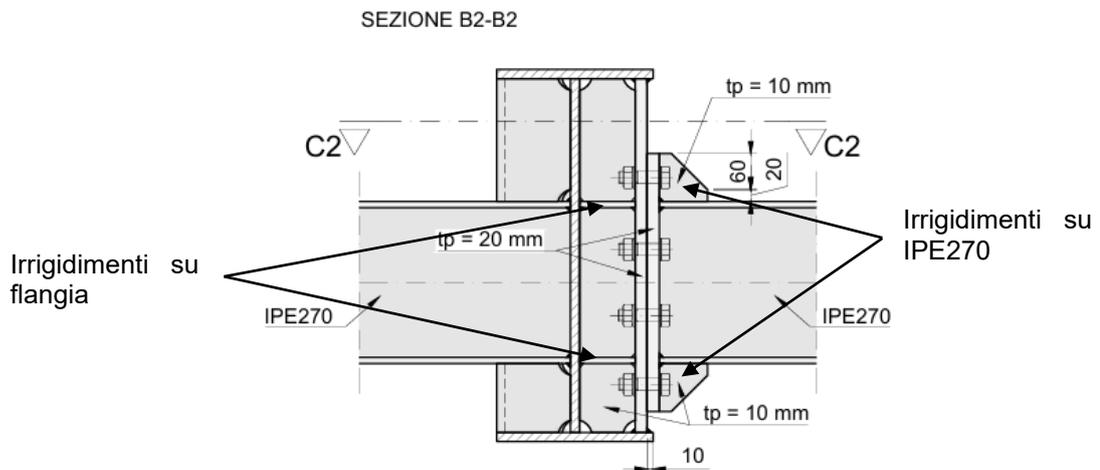


Fig.90 Estratto tavole progettuali – costole di irrigidimento nel dettaglio "2".

Si riportano nel seguito le verifiche.

VERIFICA FLANGE

La verifica delle flange è stata eseguita con metodo "T-Stub".

La trazione agente sulla coppia di bulloni più sollecitata è stata valutata a partire dalle azioni della combinazione più sfavorevole di seguito riportate.

Sforzo assiale (AF)..... -23.60 kN

Momento flettente (BM2)..... 32.80 kN m

A partire da tali sollecitazioni si ottiene una trazione massima sul singolo bullone pari a:

Trazione (T_{Ed})..... 24.82 kN

Ai fini della verifica si considera uno sforzo totale derivante dalla coppia di bulloni pari a:

$$N_{Ed} = 2 \times T_{Ed} = 2 \times 24.82 = 49.64 \text{ kN}$$

f_y	355 MPa	yield strenght of the flange
$f_{y, bp}$	355 MPa	yield strenght of the backing plate
γ_{M0}	1.05	
γ_{M2}	1.25	
case	2	stiffened column flange
t_f	20 mm	thickness of the flange
t_{bp}	0 mm	thickness of the backing plate
t_{sh}	0 mm	thickness of the shims
e	40 mm	
m	47.5 mm	
p	120 mm	
e_1	40 mm	
m_2	40 mm	
m_x	- mm	
e_x	- mm	
b_p	- mm	
w	- mm	
λ_1	0.543	
λ_2	0.457	
α	5.5	
End row?	y	
$l_{eff,1}$	181.25 mm	
$l_{eff,2}$	181.25 mm	
c1	8.8	bolt's class
n_B	2	number of bolts per row
ϕ_B	20 mm	bolt's diameter
A_s	245 mm ²	tensile area of the bolt
countersunk?	n	
method (1-2)	1	calculation method for mode 1
$F_{t,Rd}$	1.41E+05 N	design tension resistance of the bolt
t_{tot}	40 mm	total thickness of connected flanges
L_b	62.5 mm	bolt elongation length
L_b^*	159.4 mm	Prying forces may develop
$M_{p1,1,Rd}$	6.13E+06 Nmm	
$M_{p1,2,Rd}$	6.13E+06 Nmm	
$M_{bp,Rd}$	0.00E+00 Nmm	
n	40 mm	
d_w	37 mm	
e_w	9.25 mm	

Mode 1

$F_{T,1,Rd}$ 516.0 kN Plate failure with prying forces

Mode 2

$F_{T,2,Rd}$ 269.1 kN Plate + bolt failure with prying forces

Mode 1-2

$F_{T,1-2,Rd}$ 258.0 kN Plate failure without prying forces

Mode 3

$F_{T,3,Rd}$ 282.2 kN Bolt Failure

$F_{T,Rd}$ 269.1 kN Mode 2

$N_{Ed} = 49.64 \text{ kN} < F_{T,Rd} = 269.10 \text{ kN}$ Verifica soddisfatta.

VERIFICA BULLONATURA

Il collegamento bullonato prevede 8 bulloni M20 di classe 8.8. Le caratteristiche geometriche del giunto vengono riportate nella seguente immagine.

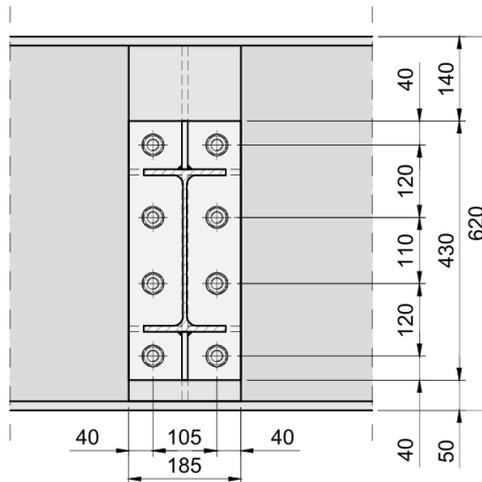
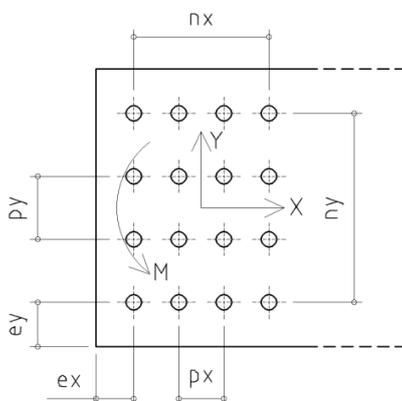


Fig.91 Estratto tavole progettuali – dettaglio “2”_caratteristiche geometriche del giunto bullonato.

Il collegamento è stato verificato a taglio-trazione. Le sollecitazioni considerate ai fini delle verifiche sono le seguenti:

Trazione (N_{Ed}) 24.82 kN

Taglio (SF2) 98.80 kN



F_x	98.8	kN
F_y	0.0	kN
M	0.0	kNm
ecc.(F_x)	0	mm
ecc.(F_y)	0	mm
M_{tot}	0.0	kNm
N_t (1 bolt)	24.8	kN

n_x	4	
p_x	110	mm
e_x	40	mm
n_y	2	
p_y	105	mm
e_y	40	mm

RELEASED

n

n

class

8.8

γ_{M2}	bolt and plates verification	1.25
γ_{M3}	slip verification	1.25
f_{ub}	bolt's ultimate strength	800 N/mm ²
d	bolt diameter	20 mm
d_0	hole diameter	22 mm
Thread included (1=yes;0=no)		1
Hole type (1 norm, 2 ovsz, 3 slot)		1
n	shear planes	1
A		314 mm ²
A_s		245 mm ²
t	plate thickness	20 mm
n_p	number of plates	1
f_y	plate's yield stress	355 N/mm ²
f_u	plate's ultimate strength	510 N/mm ²
g_{M0}	plate yield verification	1.05
t_p	packing plates	0 mm
k_s	(table 3.6)	1
m	friction coefficient	0.3

VERIFICATION

$F_{v,Ed}$	Shear force on the bolt	12.4 kN
$F_{v,Ed,X}$	dir. X	12.4 kN
$F_{v,Ed,Y}$	dir. Y	0.0 kN

Shear resistance

a_v		0.6
$F_{v,Rd}$	$a_v f_{ub} A / \gamma_{M2}$	94.1 kN
b_p	$9d / (8d + 3t_p)$	1.000
$F_{v,Rd,red}$	$F_{v,Rd} b_p$	94.1 kN

ok $\gamma = 7.62$

Bearing resistance

	dir X	dir Y
e_1	40	40 mm
e_2	40	40 mm
p_1	110	105 mm
p_2	105	110 mm
$F_{v,Ed,1}$	(end + edge)	12.4 0.0 kN
$F_{v,Ed,2}$	(end + inner)	0.0 0.0 kN
$F_{v,Ed,3}$	(inner + edge)	12.4 0.0 kN
$a_{d,end}$	0.606	0.606
$a_{d,inner}$	1.417	1.341
$a_{b,end}$	0.606	0.606
$a_{b,inner}$	1.000	1.000
$k_{1,edge}$	2.500	2.500
$k_{1,inner}$	2.500	2.500
$k_1 * a_{b,min}$	1.515	1.515
b	norm=1, ovsz=0.8, slot=0.6	1.00 1.00
$F_{b,Rd,1}$	$b k_{1,edge} a_{b,end} f_u d t / \gamma_{M2}$	247.3 247.3 kN
$F_{b,Rd,2}$	$b k_{1,inner} a_{b,end} f_u d t / \gamma_{M2}$	247.3 247.3 kN
$F_{b,Rd,3}$	$b k_{1,edge} a_{b,inner} f_u d t / \gamma_{M2}$	408.0 408.0 kN
UF ₁		0.05 0.00
UF ₂		0.00 0.00

UF ₃	0.03	0.00	
UF max	0.05	<u>ok</u>	$\gamma = 20.02$

Block tearing - Fx

A _{nv}	11720 mm ²		
A _{nt}	1660 mm ²		
V _{eff1,Rd}	$f_u A_{nt}/\gamma_{M2} + 0.557f_y A_{nv}/\gamma_{M0}$	2965.0 kN	<u>ok</u> $\gamma = 30.01$

Block Tearing – Fy

A _{nv}	2240 mm ²		
A _{nt}	5860 mm ²		
V _{eff2,Rd}	$0.5 f_u A_{nt}/\gamma_{M2} + 0.557f_y A_{nv}/\gamma_{M0}$	1632.7 kN	<u>ok</u> $\gamma = \infty$

Punching shear resistance

F _{t,Ed}	24.8 kN		
d _m	37.0 mm		
B _{p,Rd}	$0.6 p d_m \tau_p f_{ub}/\gamma_{M2}$	569.1 kN	<u>ok</u> $\gamma = 22.95$

Tension and combined resistance

F _{t,Ed}	24.8 kN		
F _{t,Rd}	$0.9 f_{ub} A_s/\gamma_{M2}$	141.1 kN	<u>ok</u> $\gamma = 5.69$
comb.	$F_{V,Ed}/F_{V,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd})$	0.257	<u>ok</u> $\gamma = 3.89$

Slip resistance (F_{v,ed}/1.35)

F _{p,C}	$0.7 f_{ub} A_s$	137.2 kN	
F _{s,Rd}	$k_s n m (F_{p,C} - 0.8F_{t,Ed})/\gamma_{M3}$	28.2 kN	<u>ok</u> $\gamma = 3.08$

La verifica è soddisfatta.

VERIFICA SALDATURE

Nel presente capitolo si riporta la verifica delle saldature di collegamento tra il profilo IPE270 e la flangia.

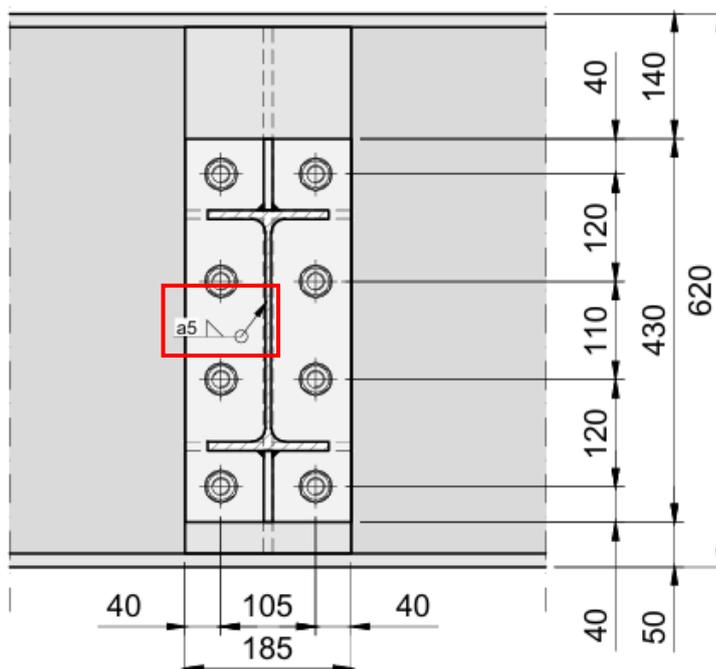


Fig.92 Estratto tavole progettuali – dettaglio “2”_in rosso evidenziata la saldatura tra IPE270 e flangia.

Le azioni agenti in corrispondenza della flangia maggiormente sollecitata sono:

Sforzo assiale (AF).....	-4.52 kN
Momento flettente (BM2).....	-21.30 kN m
Taglio (SF2)	84.00 kN

La verifica è stata condotta in accordo con il §4.2.8.2.4 delle NTC18.

Verifica condizione 1: $[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0.5} \leq f_{tk} / (\beta \times \gamma_{M2})$ – saldatura piattabanda

$$a_{\text{saldatura}} = 5 \text{ mm}$$

$$l_{\text{cordone}} = 100 \text{ mm}$$

$$A_{\text{Ipe270}} = 4600 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{piattabanda}} = 1377 \text{ mm}^2$$

$$I_{\text{IPE270}} = 5.79 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{piattabanda}} = (b_f \times t_f^3) / 12 + b_f \times t_f \times ((h - t_f) / 2)^2 = \\ = (135 \times 10.2^3) / 12 + 135 \times 10.2 \times ((270 - 10.2) / 2)^2 = 23247450.36 \text{ mm}^4$$

$$N_{\text{Ed}} = (AF / A_{\text{tot}}) \times (A_{\text{piattabanda}}) + BM2 / (h_{\text{IPE270}} - t_f) = \\ = ((4520 / 4600) \times 1377 + (21.30 \times 10^6 / (270 - 10.2))) / 1000 = 83.34 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\perp} = (N_{\text{Ed}} / 2^{0.5}) / (n_{\text{cordoni}} \times a_{\text{saldatura}} \times l_{\text{cordone}}) = \\ = (83.34 \times 1000 / 2^{0.5}) / (2 \times 5 \times 100) = 58.93 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = (N_{\text{Ed}} / 2^{0.5}) / (n_{\text{cordoni}} \times a_{\text{saldatura}} \times l_{\text{cordone}}) = \\ = (83.34 \times 1000 / 2^{0.5}) / (2 \times 5 \times 100) = 58.93 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$$

$$\beta = 0.90 \text{ (acciaio S355)}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$\sigma_{\text{Ed}} = [\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0.5} = (58.93^2 + 3 \times 58.93^2)^{0.5} = 117.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{Rd},1} = f_{tk} / (\beta \times \gamma_{M2}) = 510 / (0.9 \times 1.25) = 453.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{Ed}} = 117.86 \text{ MPa} < \sigma_{\text{Rd},1} = 453.33 \text{ MPa} \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Verifica condizione 2: $\sigma_{\perp} \leq 0.9 \times f_{tk} / \gamma_{M2}$ – saldatura piattabanda

$$\sigma_{\perp} = 58.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{Rd},2} = 0.9 \times 510 / 1.25 = 367.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp} = 58.93 \text{ MPa} < \sigma_{\text{Rd},2} = 367.20 \text{ MPa} \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Verifica condizione 1: $[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0.5} \leq f_{tk} / (\beta \times \gamma_{M2})$ – saldatura anima

$$a_{\text{saldatura}} = 5 \text{ mm}$$

$$l_{\text{cordone}} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{\text{Ipe270}} = 4600 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{anima}} = 1647.36 \text{ mm}^2$$

$$I_{\text{IPE270}} = 5.79 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{anima}} = (b_w \times h_w^3) / 12 = (6.6 \times 249.6^3) / 12 = 8552565.96 \text{ mm}^4$$

$$N_{\text{Ed}} = (AF / A_{\text{tot}}) \times (A_{\text{anima}}) = \\ = (4520 / 4600) \times 1647.36 / 1000 = 1.62 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Ed}} = SF2 = 84.00 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\perp} = (N_{\text{Ed}} / 2^{0.5}) / (n_{\text{cordoni}} \times a_{\text{saldatura}} \times l_{\text{cordone}}) = \\ = (1.62 \times 1000 / 2^{0.5}) / (2 \times 5 \times 200) = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = (N_{\text{Ed}} / 2^{0.5}) / (n_{\text{cordoni}} \times a_{\text{saldatura}} \times l_{\text{cordone}}) = \\ = (1.62 \times 1000 / 2^{0.5}) / (2 \times 5 \times 200) = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\tau_{//} = V_{\text{Ed}} / (n_{\text{cordoni}} \times a_{\text{saldatura}} \times l_{\text{cordone}}) = \\ = 84.00 \times 1000 / (2 \times 5 \times 200) = 42.00 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$$

$$\beta = 0.90 \text{ (acciaio S355)}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$\sigma_{\text{Ed}} = [\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0.5} = (0.57^2 + 3 \times (0.57^2 + 42.00^2))^{0.5} = 72.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{Rd},1} = f_{tk} / (\beta \times \gamma_{M2}) = 510 / (0.9 \times 1.25) = 453.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{Ed}} = 72.76 \text{ MPa} < \sigma_{\text{Rd},1} = 453.33 \text{ MPa} \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Verifica condizione 2: $\sigma_{\perp} \leq 0.9 \times f_{tk} / \gamma_{M2}$ – saldatura anima

$$\sigma_{\perp} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{Rd},2} = 0.9 \times 510 / 1.25 = 367.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{Ed}} = 0.57 \text{ MPa} < \sigma_{\text{Rd},2} = 367.20 \text{ MPa} \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

11.4.2 VERIFICA GIUNTO "4"

La connessione in esame è realizzata per mezzo di un giunto flangiato. Il trasferimento delle sollecitazioni tra le flange è garantito da 11 bulloni M20 di classe 8.8.

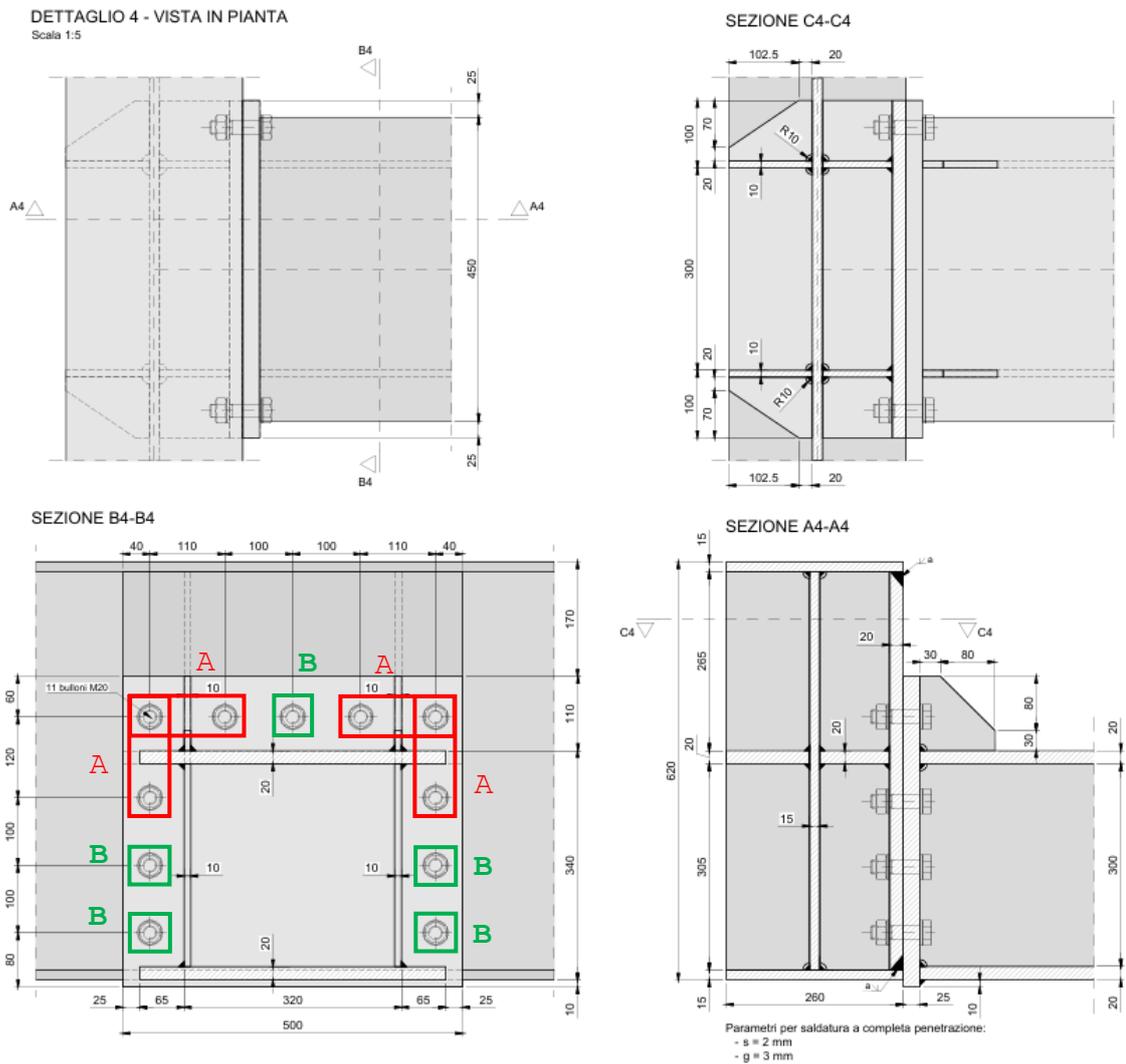


Fig.93 Estratto tavole progettuali – dettaglio “4”.

Al fine di realizzare un giunto in grado di trasmettere azioni flessionali, la flangia solidale al profilo ad “H” 260×15×620×15 prevede costole di irrigidimento in corrispondenza delle ali della sezione scatolare convergente al nodo, mentre sulla sezione scatolare sono saldate delle costole di irrigidimento poste in continuità con l’anima del profilo.

a	-	
End row?	y	
$l_{eff,1}$	110 mm	
$l_{eff,2}$	110 mm	
cl	10.9	bolt's class
n_B	2	number of bolts per row
f_B	20 mm	bolt's diameter
A_s	245 mm ²	tensile area of the bolt
countersunk?	n	
method (1-2)	1	calculation method for mode 1
$F_{T,Rd}$	1.41E+05 N	design tension resistance of the bolt
t_{tot}	50 mm	total thickness of connected flanges
L_b	72.5 mm	bolt elongation length
L_b^*	156.8 mm	Prying forces may develop
$M_{pl,1,Rd}$	5.81E+06 Nmm	
$M_{pl,2,Rd}$	5.81E+06 Nmm	
$M_{bp,Rd}$	0.00E+00 Nmm	
n	40 mm	
d_w	37 mm	
e_w	9.25 mm	

Mode 1

$F_{T,1,Rd}$ 464.9 kN Plate failure with prying forces

Mode 2

$F_{T,2,Rd}$ 254.6 kN Plate + bolt failure with prying forces

Mode 1-2

$F_{T,1-2,Rd}$ 232.4 kN Plate failure without prying forces

Mode 3

$F_{T,3,Rd}$ 282.2 kN Bolt Failure

$F_{T,Rd}$ 254.6 kN Mode 2

$N_{Ed} = 4.92 \text{ kN} < F_{T,Rd} = 208.10 \text{ kN}$ Verifica soddisfatta.

VERIFICA FLANGE – BULLONI TIPO “B”

La verifica è stata svolta considerando uno schema statico a mensola incastrata soggetta ad un carico concentrato. In particolare, l'incastro è stato idealizzato in corrispondenza della saldatura di collegamento tra la flangia ed il profilo saldato ed il carico agente è pari alla massima trazione agente nel bullone. Ai fini delle verifiche, si è considerata una propagazione del carico a 45°.

Si riporta nel seguito la verifica svolta.

$N_{Ed} = 2.46 \text{ kN}$	Massima trazione agente
$h = 50 \text{ mm}$	Altezza della mensola
$M_{Ed} = N_{Ed} \times h = 2.46 \times 50 / 1000 = 0.12 \text{ kNm}$	Massimo momento agente
$b = 50 \text{ mm}$	Larghezza della sezione resistente
$t = 25 \text{ mm}$	Spessore della flangia
$W = b \times t^2 / 6 = 50 \times 25^2 / 6 = 5208.33 \text{ mm}^3$	Modulo di resistenza elastico

Verifica

$\sigma_{Ed} = M_{Ed} / W = 0.12 \times 10^6 / 5208.33 = 23.04 \text{ MPa}$ Massima tensione agente

$\sigma_{Ed} = 23.04 < f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338.10 \text{ MPa}$ Verificato

VERIFICA BULLONATURA

Il collegamento bullonato prevede 8 bulloni M20 di classe 10.9. Le caratteristiche geometriche del giunto vengono riportate nella seguente immagine.

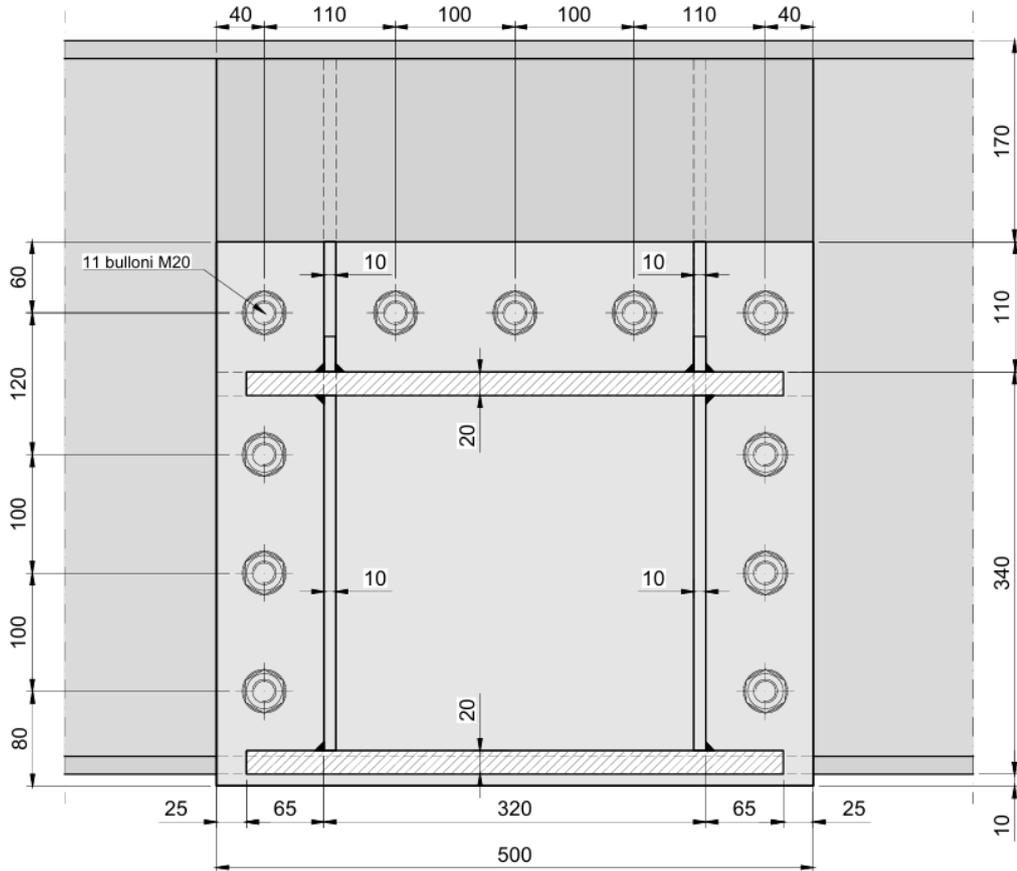
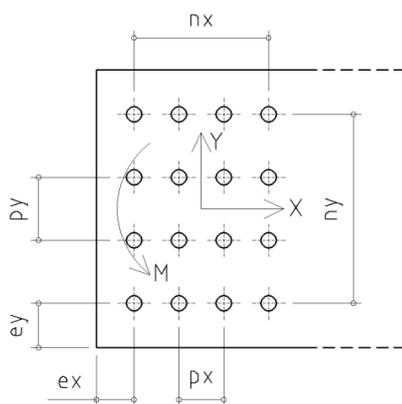


Fig.95 Estratto tavole progettuali – dettaglio “4”_caratteristiche geometriche del giunto bullonato.

Il collegamento è stato verificato a taglio-trazione. Le sollecitazioni considerate ai fini delle verifiche sono le seguenti:

- Trazione (N_{Ed})..... 18.60 kN
- Taglio ($SF2$) 41.60 kN



Fx	41.6	kN
Fy	0.0	kN
M	0.0	kNm
ecc.(Fx)	0	mm
ecc.(Fy)	0	mm
Mtot	0.0	kNm
N_t (1 bolt)	1.7	kN

n_x	4
p_x	100 mm
e_x	60 mm
n_y	2
p_y	420 mm
e_y	40 mm

RELEASED
n

n

class

10.9

γ_{M2}	bolt and plates verification	1.25
γ_{M3}	slip verification	1.25
f_{ub}	bolt's ultimate strength	1000 N/mm ²
d	bolt diameter	20 mm
d_0	hole diameter	22 mm
	Thread included (1=yes;0=no)	1
	Hole type (1 norm, 2 ovsz, 3 slot)	1
n	shear planes	1
A		314 mm ²
A_s		245 mm ²
t	plate thickness	25 mm
n_p	number of plates	1
f_y	plate's yield stress	355 N/mm ²
f_u	plate's ultimate strength	510 N/mm ²
γ_{M0}	plate yield verification	1.05
t_p	packing plates	0 mm
k_s	(table 3.6)	1
μ	friction coefficient	0.3

VERIFICATION

$F_{v,Ed}$	Shear force on the bolt	5.2 kN
$F_{v,Ed,X}$	dir. X	5.2 kN
$F_{v,Ed,Y}$	dir. Y	0.0 kN

Shear resistance

α_v		0.5
$F_{v,Rd}$	$\alpha_v f_{ub} A / \gamma_{M2}$	98.0 kN
β_p	$9d / (8d + 3t_p)$	1.000
$F_{v,Rd,red}$	$F_{v,Rd} \beta_p$	98.0 kN ok $\gamma = 18.85$

Bearing resistance

		dir X	dir Y
e_1		60	40 mm
e_2		40	60 mm
p_1		100	420 mm
p_2		420	100 mm
$F_{v,Ed,1}$	(end + edge)	5.2	0.0 kN
$F_{v,Ed,2}$	(end + inner)	0.0	0.0 kN
$F_{v,Ed,3}$	(inner + edge)	5.2	0.0 kN
$\alpha_{d,end}$		0.909	0.606
$\alpha_{d,inner}$		1.265	6.114
$\alpha_{b,end}$		0.909	0.606
$\alpha_{b,inner}$		1.000	1.000
$k_{1,edge}$		2.500	2.500
$k_{1,inner}$		2.500	2.500
$k_1 * \alpha_{b,min}$		2.273	1.515
β	norm=1, ovsz=0.8, slot=0.6	1.00	1.00
$F_{b,Rd,1}$	$\beta k_{1,edge} \alpha_{b,end} f_u d t / \gamma_{M2}$	463.6	309.1 kN
$F_{b,Rd,2}$	$\beta k_{1,inner} \alpha_{b,end} f_u d t / \gamma_{M2}$	463.6	309.1 kN
$F_{b,Rd,3}$	$\beta k_{1,edge} \alpha_{b,inner} f_u d t / \gamma_{M2}$	510.0	510.0 kN
UF_1		0.01	0.00
UF_2		0.00	0.00

UF ₃	0.01	0.00		
UF max	0.01		<u>ok</u>	$\gamma = 89.16$

Block tearing - Fx

A _{nv}	14150	mm ²		
A _{nt}	9950	mm ²		
V _{eff1,Rd}	$f_u A_{nt}/\gamma_{M2} + 0.557f_y A_{nv}/\gamma_{M0}$	6821.7	kN	<u>ok</u> $\gamma = 163.98$

Block Tearing - Fy

A _{nv}	10675	mm ²		
A _{nt}	7075	mm ²		
V _{eff2,Rd}	$0.5 f_u A_{nt}/\gamma_{M2} + 0.557f_y A_{nv}/\gamma_{M0}$	3527.1	kN	<u>ok</u> $\gamma = \infty$

Punching shear resistance

F _{t,Ed}	1.7	kN		
d _m	37.0	mm		
B _{p,Rd}	$0.6 \pi d_m t_p f_{ub}/\gamma_{M2}$	711.4	kN	<u>ok</u> $\gamma = 420.71$

Tension and combined resistance

F _{t,Ed}	1.7	kN		
F _{t,Rd}	$0.9 f_{ub} A_s/\gamma_{M2}$	176.4	kN	<u>ok</u> $\gamma = 104.32$
comb.	$F_{V,Ed}/F_{V,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd})$	0.060		<u>ok</u> $\gamma = 16.69$

Slip resistance (Fv,ed/1.35)

F _{p,C}	$0.7 f_{ub} A_s$	171.5	kN	
F _{s,Rd}	$k_s n \mu (F_{p,C} - 0.8F_{t,Ed})/\gamma_{M3}$	40.8	kN	<u>ok</u> $\gamma = 10.60$

La verifica è soddisfatta.

12. VERIFICA DELLA SOTTOSTRUTTURA

12.1 MODELLO DI CALCOLO

Per l'analisi delle sollecitazioni agenti sulla carpenteria metallica solidale alla pila in calcestruzzo armato è stato realizzato un modello ad elementi finiti. L'analisi eseguita per lo studio del manufatto è un'analisi statica non lineare.

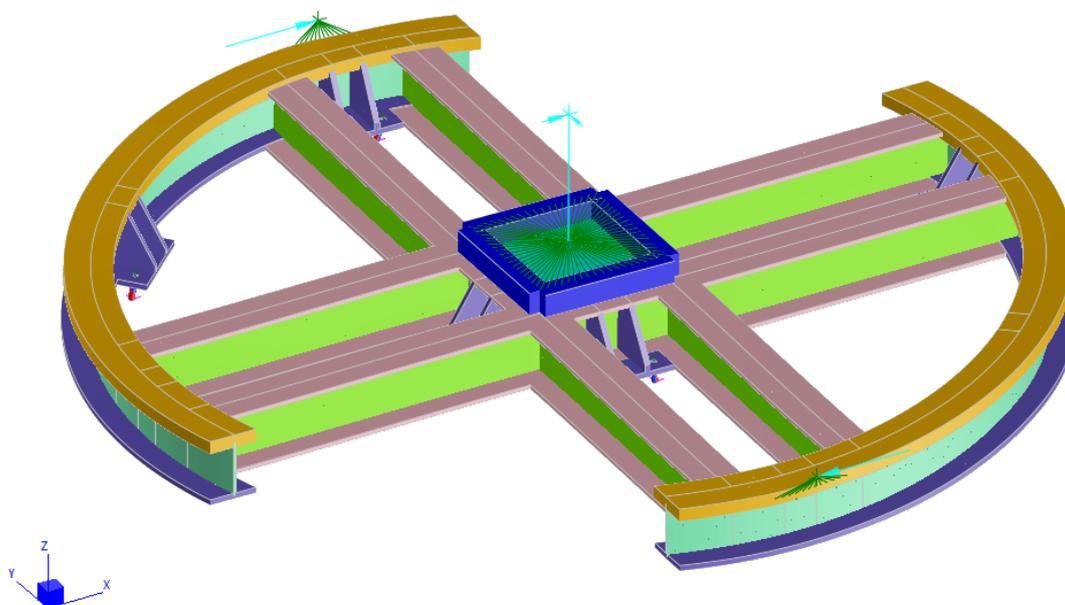


Fig.96 Modello di calcolo – sottostruttura in carpenteria metallica.

Tutti i profili e i piatti che compongono l'elemento in esame sono stati modellati mediante l'utilizzo di elementi 'piastra'.

Gli elementi di collegamento con la pila in calcestruzzo armato sono stati introdotti mediante la sovrapposizione di due elementi: il primo è di tipo 'trave' ed è caratterizzato da una rigidità assiale nulla; il secondo è un elemento non lineare di tipo 'cut off' con rigidità a compressione nulla. Mediante l'accoppiamento di questi due elementi si ottiene un sistema di connessione in grado di trasferire solamente sollecitazioni di taglio e trazione coerentemente con il comportamento reale del sistema modellato.

CONDIZIONI DI CARICO

I carichi introdotti nel modello in esame sono:

- massime reazioni trasversali derivanti dall'impalcato;
- sollecitazione derivante dal motore in fase di movimentazione.

Il carico dovuto alle reazioni derivanti dall'impalcato è stato introdotto mediante forze concentrate applicate in un nodo in corrispondenza della mezzeria della zona di contatto tra la bronzina ed il perno centrale. Il valore delle azioni considerate è pari a:

$$F_x = 23.70 \text{ kN}$$

$$F_y = 21.60 \text{ kN}$$

Il carico dovuto alle azioni trasmesse dal motore è stato introdotto come forza contrata ed è stato ripartito sul piatto di appoggio della cremagliera mediante una raggera di 'multipoint' link. Il nodo di applicazione della forza risulta essere posizionato nel punto di contatto tra la cremagliera ed il

pignone del motore elettrico. Il valore dell'azione considerato, dedotto a partire dalla relazione tecnica del sistema di rotazione, è stato valutato come segue.

$C_{f,nom} = 40 \text{ Nm}$	Coppia frenante nominale da catalogo
$\tau_1 = 13.67$	Rapporto di riduzione primario
$\tau_2 = 568$	Rapporto di riduzione secondario relativo al riduttore
$b = 2.43 \text{ m}$	Diametro dei settori di cremagliera
$C_{al,f} = C_{f,nom} \times \tau_2 / 2 = 40 \times 568 / 2 / 1000 = 11.36 \text{ kNm}$	Coppia albero lento ponte fermo
$C_f = 2 \times \tau_1 \times C_{al,f} = 2 \times 13.67 \times 11.36 = 310.58 \text{ kNm}$	Massima coppia trasferibile dal motore alla sottostruttura
$F_T = C_f / b = 310.58 / 2.43 = 127.81 \text{ kN}$	Massima forza tangenziale

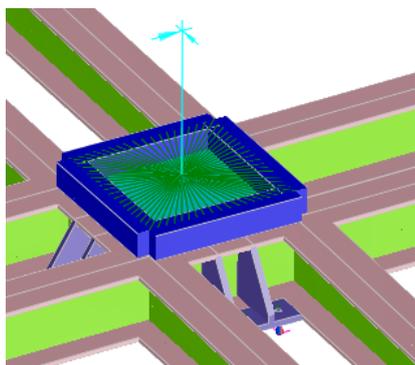


Fig.97 Carico 1 – reazioni trasversali dell'impalcato

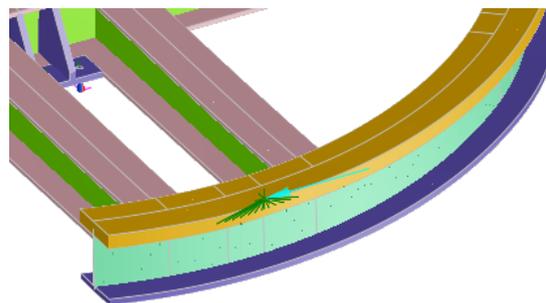


Fig.98 Carico 2 – azione dovuta al motore di rotazione.

CONDIZIONI DI VINCOLO

Le condizioni di vincolo introdotte sono:

- incastro alla base in corrispondenza del collegamento tra connettori a taglio e pila in calcestruzzo armato;
- vincolo di contatto distribuito all'interfaccia tra estradosso della pila e carpenteria metallica.

La prima condizione di vincolo è stata introdotta bloccando i sei gradi di libertà degli elementi 'trave' e degli elementi 'cut off' che costituiscono gli elementi di connessione.

La seconda è stata introdotta mediante un appoggio distribuito sulla faccia inferiore degli elementi 'piastra' che sono a contatto con il calcestruzzo. Le molle che costituiscono l'appoggio in esame lavorano solo in caso di compressione.

12.2 RISULTATI DEL MODELLO NUMERICO

Si riportano i risultati ottenuti dal modello numerico.

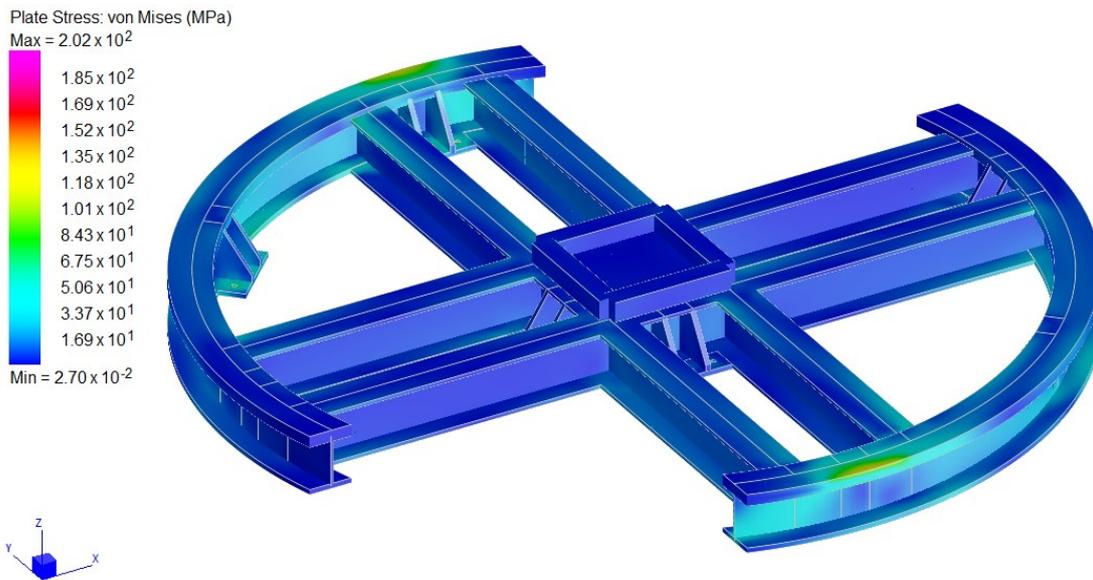


Fig.99 Modello numerico – contour delle tensioni di Von Mises.

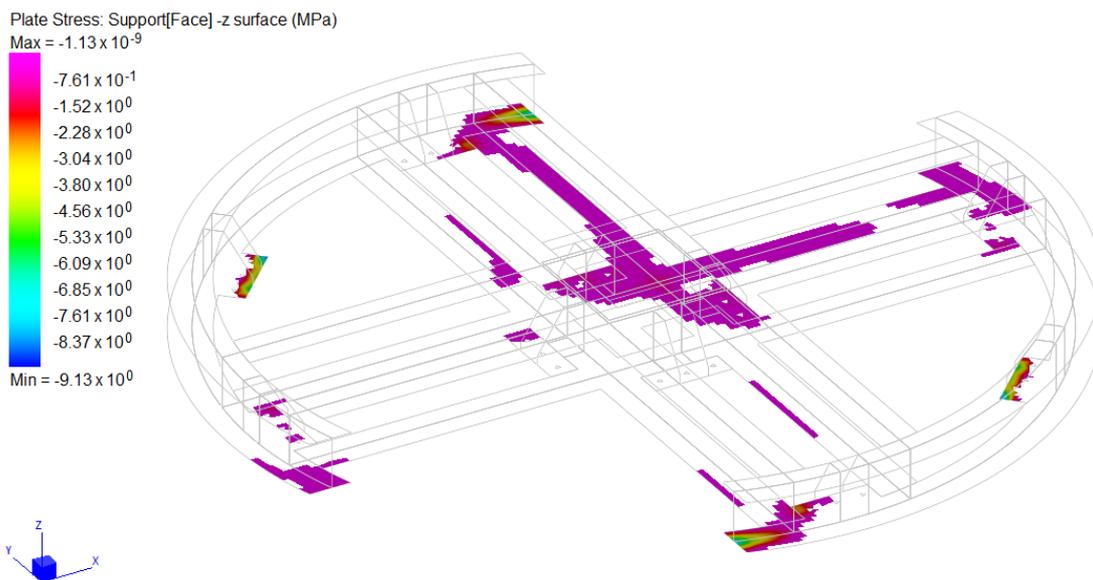


Fig.100 Modello numerico – contour delle tensioni di contatto.

	MIN	MAX
AxForce (N)	0.00×10^0	2.23×10^4
	[Bm:31]	[Bm:28]

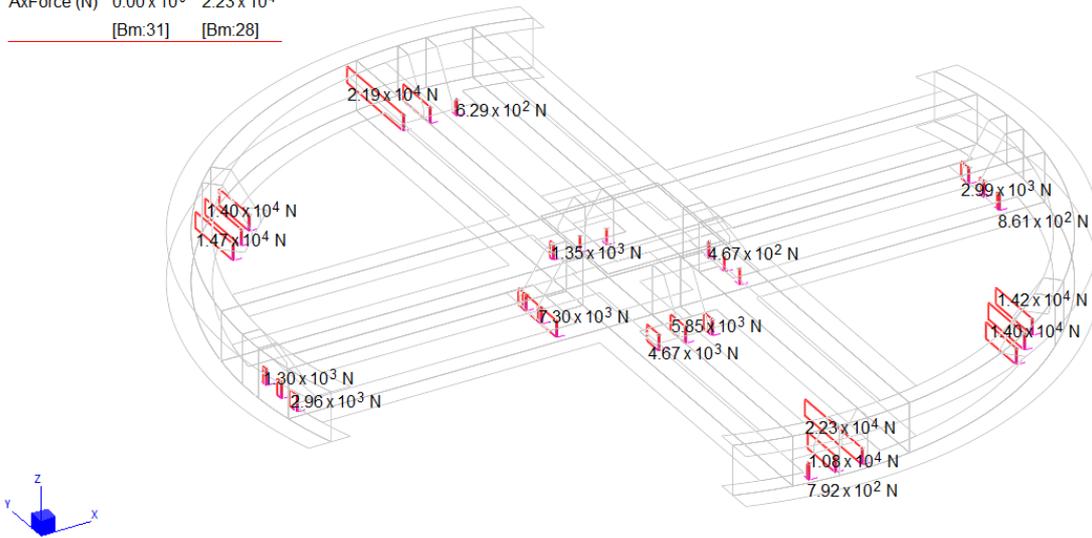


Fig.101 Modello numerico – sollecitazioni di trazione negli elementi di connessione.

	MIN	MAX
SF1 (N)	-2.23×10^4	2.22×10^4
	[Bm:33]	[Bm:58]

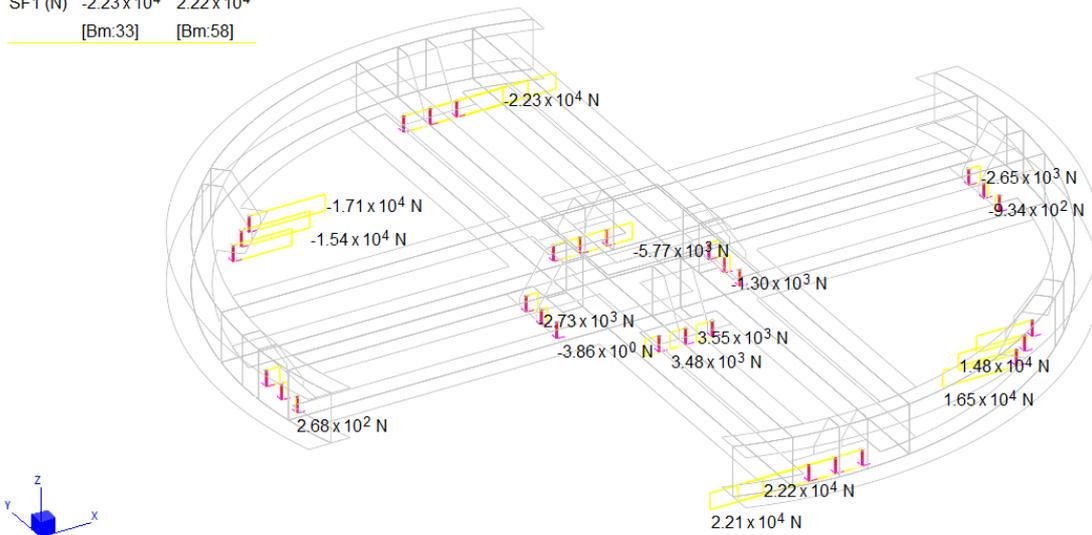


Fig.102 Modello numerico – sollecitazioni di taglio (SF1) negli elementi di connessione.

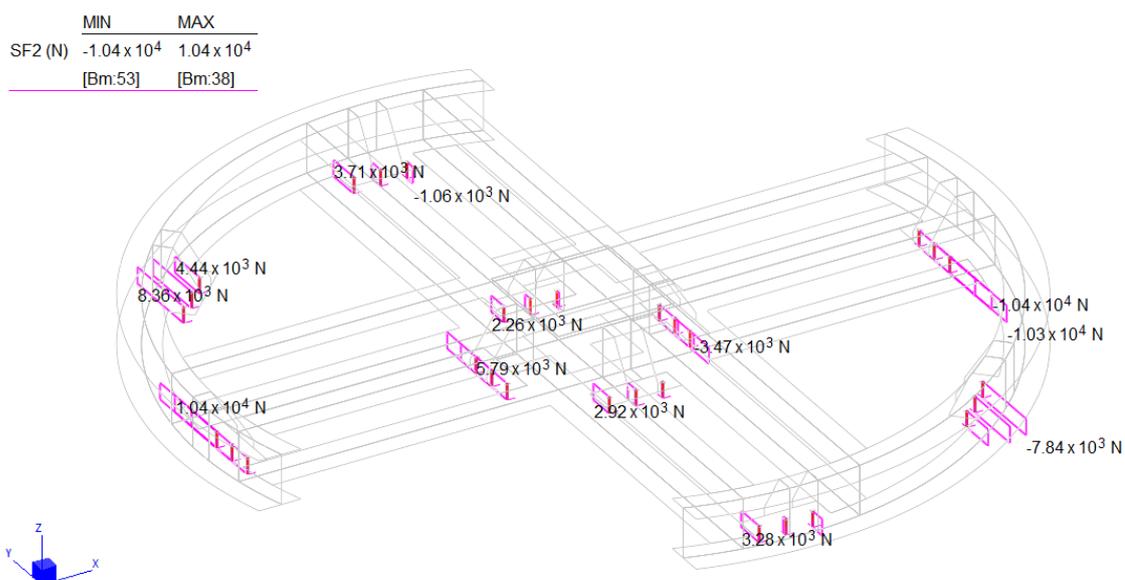


Fig.103 Modello numerico – sollecitazioni di taglio (SF2) negli elementi di connessione.

12.3 VERIFICHE

VERIFICA CARPENTERIA METALLICA

Come riscontrabile dalla figura riportata nel precedente paragrafo, le tensioni di Von Mises agenti negli elementi di carpenteria metallica risultano essere:

$$\sigma_{Ed} = 202 \text{ MPa} < f_{yk}/\gamma_{M0} = 355/1.05 = 338.10 \text{ MPa}$$

La verifica risulta essere soddisfatta.

VERIFICA ELEMENTI DI CONNESSIONE

Si riporta la verifica degli elementi di connessione svolta mediante il software “Hilti PROFIS Engineering”.

A favore di sicurezza si sono considerate concomitanti le massime sollecitazioni di trazione e taglio riportate nei precedenti paragrafi.

Il sistema di connessione è realizzato mediante un tassello chimico M16 di classe 8.8 con resina HIT-RE 500 V4. La profondità di infissione è pari a 150 mm.

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	22,300	24,606	22,300	10,400

Fig.104 Estratto del report di verifica – azioni sul singolo ancorante.

3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	22,300	83,733	27	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	22,300	49,455	46	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	22,300	37,722	60	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

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

3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
125,600	1,500	83,733	22,300

Fig.105 Estratto del report di verifica – verifica di rottura a trazione dell'acciaio.

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,Np} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 \cdot \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}} \right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
202.500	202.500	17,00	450,0	225,0	800,0	16,00
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
0,894	9,84	7,700	7,50	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
74,182	74,182	1,500	49,455	22,300		

ID gruppo ancoranti
1

Fig.106 Estratto del report di verifica – verifica combinata per rottura conica e sfilamento.

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]		
202.500	202.500	225,0	450,0	16,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	z [mm]
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	0,0
$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	
1,000	7,700	56.583	1,500	37,722	22,300	

ID gruppo ancoranti
1

Fig.107 Estratto del report di verifica – rottura conica del calcestruzzo.

4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	24,606	50,240	49	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	24,606	75,444	33	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	24,606	70,448	35	OK

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

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
62,800	1,000	62,800	1,250	50,240	24,606

Fig.108 Estratto del report di verifica – verifica a taglio del tassello.

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot \min \{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
202.500	202.500	225,0	450,0	2,000	16,00	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{Mc,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
7,700	56,583	1,500	75,444	24,606		
ID gruppo ancoranti						
1						

Fig.109 Estratto del report di verifica – verifica di rottura per pryout.

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,c} = k_T \cdot V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.40)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.41)}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right) \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.42)}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.43)}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.44)}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.45)}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.46)}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_v}{3 \cdot c_1}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.47)}$$

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_v)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_v)^2}} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.48)}$$

$$c_1 = \max \left(\frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{h}{1,5}, \frac{s_{2,max}}{3} \right) \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.50)}$$

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_9	α	β	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	c_1 [mm]
150,0	16,00	1,700	0,053	0,050	16,00	800,0
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]	$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$
533,3	800.000	1.280.000	1,000	1,265	0,0	1,000
α_v [°]	$\psi_{\alpha,V}$	$\psi_{re,V}$				
25,00	1,075	1,000				
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	k_T	γ_{Mc}	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
124,390	1,0	1,500	70,448	24,606		
ID gruppo ancoranti						
1						

Fig.110 Estratto del report di verifica – verifica di rottura del bordo in calcestruzzo armato.

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,266	0,490	2,000	32	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,591	0,349	1,500	67	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

Fig.111 Estratto del report di verifica – verifica combinata a taglio-trazione

A seguito dell'esito delle verifiche riportate in precedenza il collegamento risulta essere verificato.

VERIFICA PERNO CENTRALE

La verifica dell'elemento in esame è stata condotta mediante uno schema semplificato.

Il perno è stato considerato alla stregua di una mensola incastrata alla base, con lunghezza pari alla distanza tra l'incastro e la mezzeria della zona di contatto tra il perno e la bronzina, soggetta ad un carico orizzontale corrispondente alla massima reazione derivante dall'impalcato.

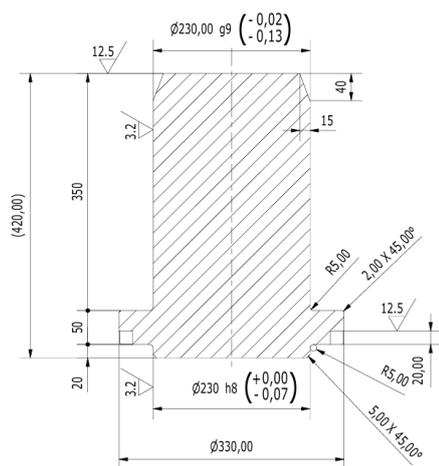


Fig.112 Estratto elaborati grafici – perno centrale.

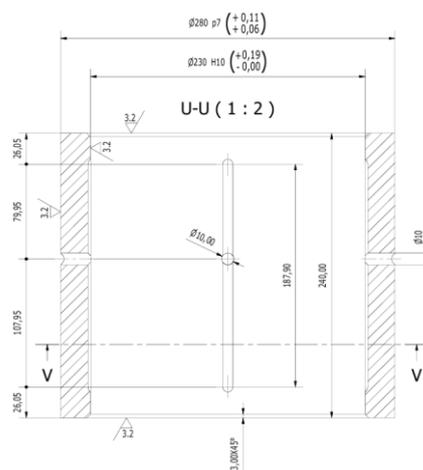


Fig.113 Estratto elaborati grafici – bronzina.

La lunghezza considerata per la mensola risulta essere pari a:

$$l_{\text{mensola}} = h_{\text{perno}} - h_{\text{bronzina}}/2 = 350.00 - 240.00/2 = 230.00 \text{ mm}$$

$$h_{\text{perno}} = 350.00 \text{ mm}$$

$$h_{\text{bronzina}} = 2 \times 26.05 + 107.95 + 79.95 = 240.00 \text{ mm}$$

La forza orizzontale considerata è pari alla risultante delle reazioni massime agenti nel piano ottenute a partire dal modello numerico.

$$R_{x,\text{max}} = -23.7 \text{ kN}$$

$$R_{y,\text{max}} = -21.6 \text{ kN}$$

$$R_{r,\text{max}} = (R_{x,\text{max}}^2 + R_{y,\text{max}}^2)^{0.5} = (23.7^2 + 21.6^2)^{0.5} = 32.07 \text{ kN}$$

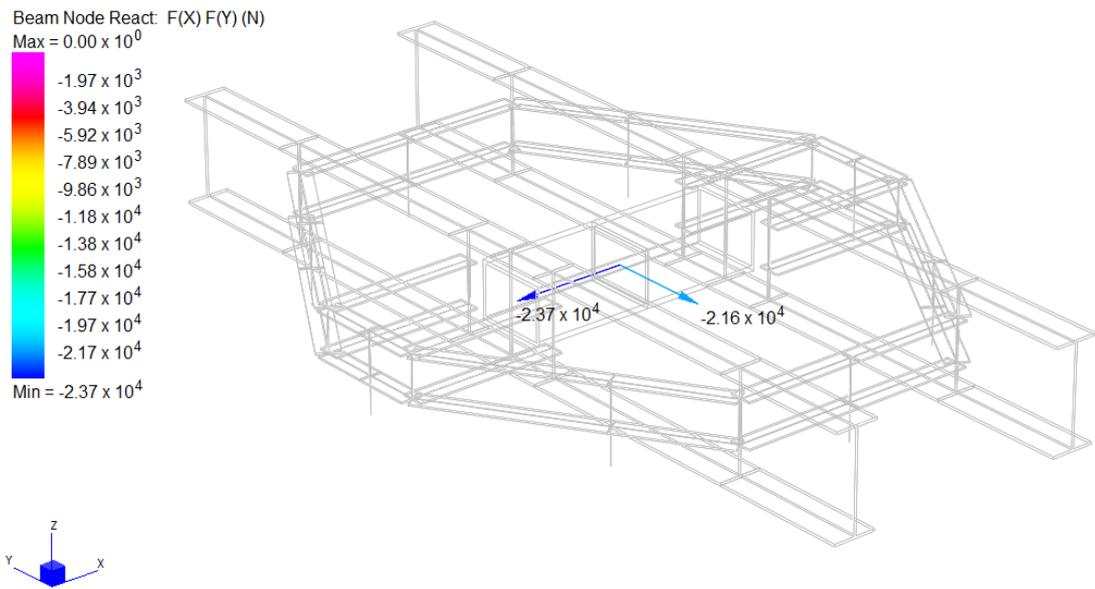


Fig.114 Estratto modello di calcolo – massime reazioni nel piano X-Y.

I valori delle sollecitazioni agenti alla base del perno risultano quindi essere:

$$V_{Ed} = R_{max} = 32.07 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = R_{max} \times l_{mensola} = 32.07 \times 230 / 1000 = 7.38 \text{ kNm}$$

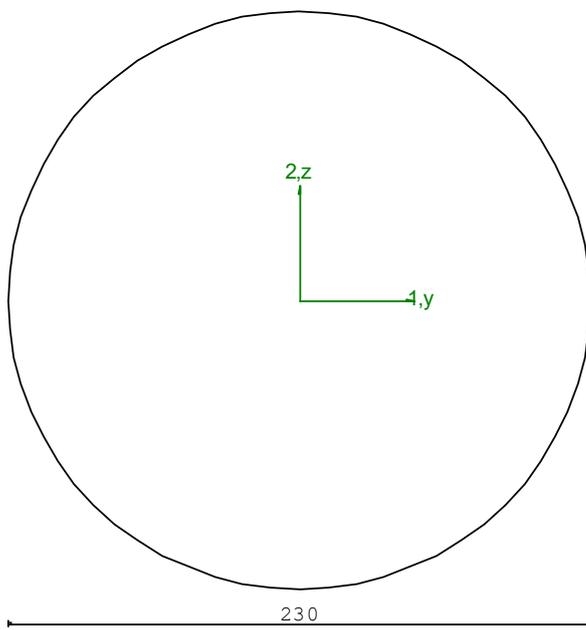
M1 = 0.00	M2 = 7.38e+06
N = 0.00	V1 = 0.00
V2 = 32070.00	MT = 0.00
Circolare D = 230.0	
Area	= 4.15e+04
I11	= 1.37e+08
I22	= 1.37e+08

VERIFICA DI RESISTENZA:

Classe = Classe 3
 σ_{VM} = 6.18
 FR = 0.01

VERIFICA DI STABILITA':

Classe = Classe 3
 F_{inst-N} = 0.00
 F_{inst-PF,y} = 0.01
 F_{inst-PF,z} = 0.01



MATERIALE: NiCrMo3

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Diametro	D	=	230.00	mm
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,el}	=	115.00	mm
	X _{2G,el}	=	115.00	mm
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,pl}	=	115.00	mm
	X _{2G,pl}	=	115.00	mm
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT-X1G}	=	0.00	mm
	X _{2CT-X2G}	=	0.00	mm
Area della sezione	A	=	4.15e+04	mm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I ₁₁	= 1.37e+08	mm ⁴
	asse 2	I ₂₂	= 1.37e+08	mm ⁴
	asse 3	J	= 2.75e+08	mm ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p	=	2.75e+08	mm ⁴
Costante di ingobbamento	I _w	=	0.00	mm ⁶
Raggio giratore	asse 1	i ₁₁	= 57.50	mm
	asse 2	i ₂₂	= 57.50	mm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W _{1 sup,el}	= 1.19e+06	mm ³
	inferiore	W _{1 inf,el}	= 1.19e+06	mm ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W _{2 dx,el}	= 1.19e+06	mm ³
	sinistro	W _{2 sx,el}	= 1.19e+06	mm ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W _{1,pl}	= 2.03e+06	mm ³

Area di taglio	asse 2	$W_{z,pl} =$	2.03e+06	mm ³
	asse 1	$AV_{1,pl} =$	4.15e+04	mm ²
	asse 2	$AV_{z,pl} =$	4.15e+04	mm ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			230.00	mm
Molt. per inflessione	asse 1	$b_1 =$	1.00	
	asse 2	$b_2 =$	1.00	
	asse 3	$b_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	y	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		39NiCrMo3		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	735.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	930.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	635.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	830.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$g_{M0} =$	1.05		
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$g_{M1} =$	1.05		

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	0.00e+00	N
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	0.00e+00	N
	direzione 2	$V2 =$	3.21e+04	N
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	0.00e+00	Nmm
	direzione 2	$M2 =$	7.38e+06	Nmm
Momento torcente		$MT =$	0.00e+00	Nmm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$Cl =$	Classe 3
Punto maggiormente sollecitato		$y =$	0.00 mm
		$z =$	0.00 mm
Tensione da pressoflessione		$s_{pf} =$	-6.18 MPa
Tensione tangenziale massima		$t_{max} =$	1.03 MPa
Tensione ideale	$s_{VM} = \sqrt{(s_{pf}^2 + 3t_{max}^2)}$	$s_{VM} =$	6.18 MPa
	s_{VM}/f_d	$F_R =$	0.01 Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$Cl =$	Classe 3
Sforzo normale		$N_{ED} =$	0.00e+00 N
Momento flettente		$M_{z,ED} =$	7.38e+06 Nmm
		$M_{y,ED} =$	0.00e+00 Nmm

Tabella dei carichi critici	Carico	Lunghezza	Snellezza	Coefficiente	Curva
-----------------------------	--------	-----------	-----------	--------------	-------

Asse	critico	libera	adimensionale	riduttivo	instabilità
	P_{cr} [N]	l_0 [mm]	I^*	c	
y	5.38e+09	230.00	0.07	1.00	c
z	5.38e+09	230.00	0.07	1.00	c
Resistenza assiale		minimo	$N_{b,Rd} =$	2.51e+07 N	
		asse y	$N_{b,y,Rd} =$	2.51e+07 N	
		asse z	$N_{b,z,Rd} =$	2.51e+07 N	
Resistenza flessionale		asse y	$M_{b,y,Rd} =$	7.22e+08 Nmm	
		asse z	$M_{z,Rd} =$	7.22e+08 Nmm	
Coefficiente di interazione			$k_{yy} =$	1.00	
			$k_{yz} =$	1.00	
			$k_{zy} =$	0.80	
			$k_{zz} =$	1.00	
Verifica di Instabilità a Compressione					
$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$			$F_{i-N} =$	0.00	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione					
$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$			$F_{R-PF,y} =$	0.01	(Verificato)
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$			$F_{R-PF,z} =$	0.01	(Verificato)

La verifica risulta soddisfatta.

12.3.1 VERIFICA DELLE TENSIONI DI CONTATTO

La verifica della pista di rotolamento su cui scorrono le ruote solidali all'impalcato e delle ruote stesse è stata condotta confrontando le tensioni derivanti dal contatto, determinate in accordo con la teoria di Hertz, con i limiti di resistenza del materiale.

Nel caso in esame si è considerato il caso particolare di contatto hertziano tra cilindro pieno e piano.

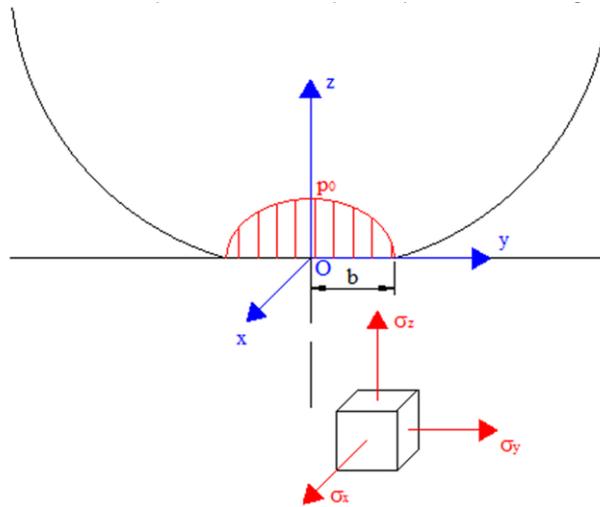


Fig.115 Sistema di riferimento adottato per la determinazione delle tensioni di contatto.

La reazione massima determinata a partire dal modello numerico è pari a:

$F_{Z,max}$ 164.00 kN

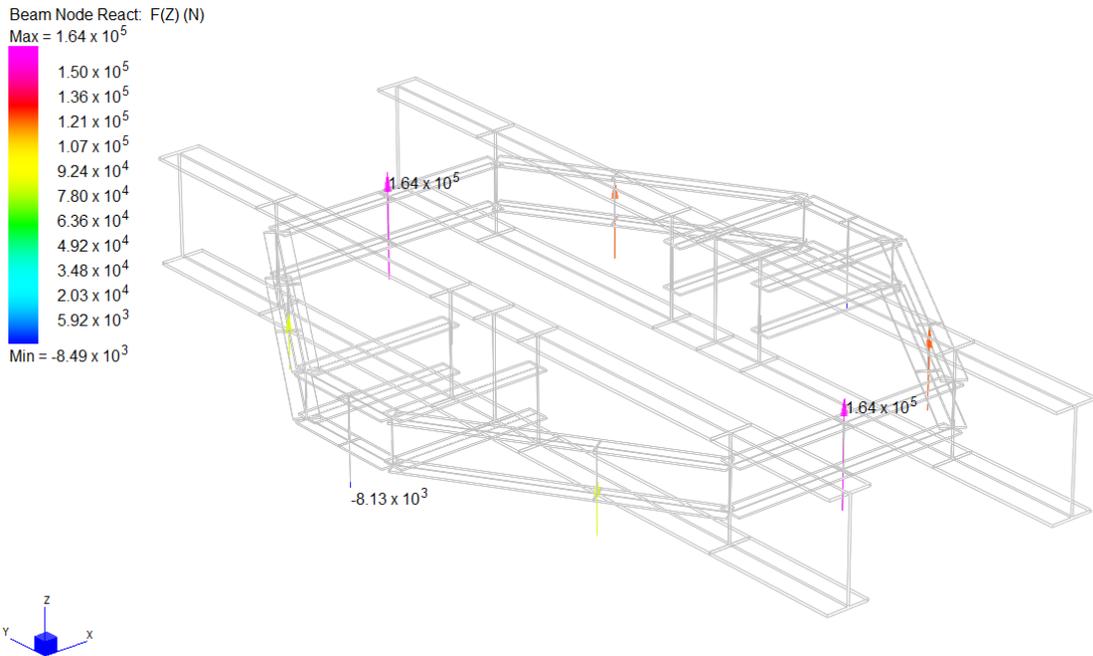


Fig.116 Modello numerico – massima reazione verticale sulle ruote.

I dati considerati ai fini delle verifiche in oggetto sono stati ottenuti a partire dagli elaborati progettuali:

- Diametro ruota.....320 mm
- Larghezza ruota100 mm

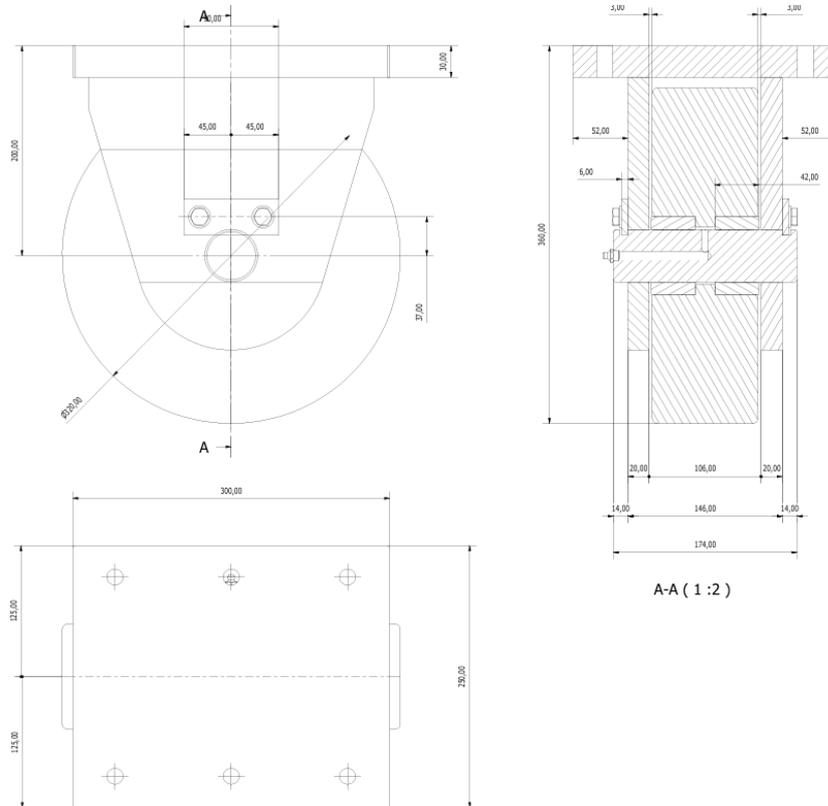


Fig.117 Estratto elaborati progettuali – caratteristiche geometriche ruote.

Il materiale con cui sono realizzate le ruote in esame è un acciaio bonificato 39NiCrMo3.

La pista di rotolamento è costituita da un profilo di sezione rettangolare 120×50 mm in acciaio S355J2.

Si riportano nella seguente immagine le tensioni di contatto ottenute.

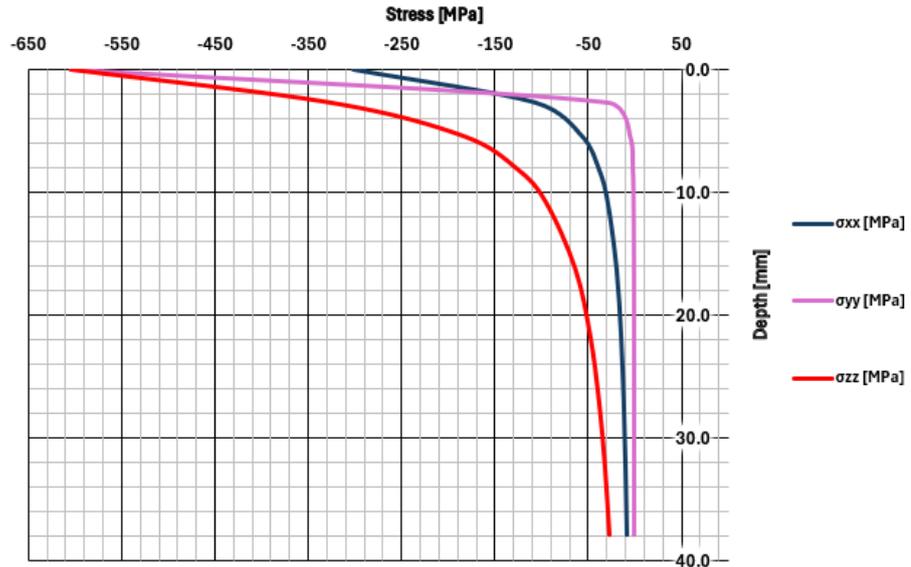


Fig.118 Andamento tensioni di contatto nella ruota al variare della profondità.

Come riscontrabile dal grafico appena riportato, le massime tensioni di contatto ottenute mediante l'approccio riportato in precedenza sono:

σ_{xx}	302.07	MPa
σ_{yy}	604.50	MPa
σ_{zz}	604.50	MPa

La verifica di resistenza è condotta in accordo con il §5.6.2 delle CNR-UNI 10011, le quali impongono come valori di tensione resistente:

$$\sigma_{Rd,ruota} = 4 \times f_{yk, 39NiCrMo3} = 4 \times 635 = 2540.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Rd,binario} = 4 \times f_{yk, S355} = 4 \times 335 = 1340.00 \text{ MPa}$$

Le verifiche risultano quindi essere:

$\sigma_{Ed,max} = 604.50 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd,ruota} = 2540.00 \text{ MPa}$	Verificato
$\sigma_{Ed,max} = 604.50 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd,ruota} = 1340.00 \text{ MPa}$	Verificato

13. VERIFICA PONTE IN FASE DI ROTAZIONE

La rotazione dell'impalcato comporta la variazione temporanea dello schema statico in quanto vengono a mancare tutte le condizioni di vincolo alle estremità.

La verifica dell'impalcato in rotazione è stata condotta in termini tensionali, confrontando le sollecitazioni ottenute dal modello di calcolo con i limiti di resistenza dei materiali. Il modello utilizzato è analogo a quello descritto al capitolo §9 del presente documento, con l'unica differenza dell'eliminazione dei vincoli in corrispondenza delle spalle.

Ai fini della presente verifica sono stati considerati soltanto i carichi permanenti dovuti al peso proprio dell'impalcato, alle componenti lignee e alla zavorra in calcestruzzo armato.

13.1 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO E VERIFICHE

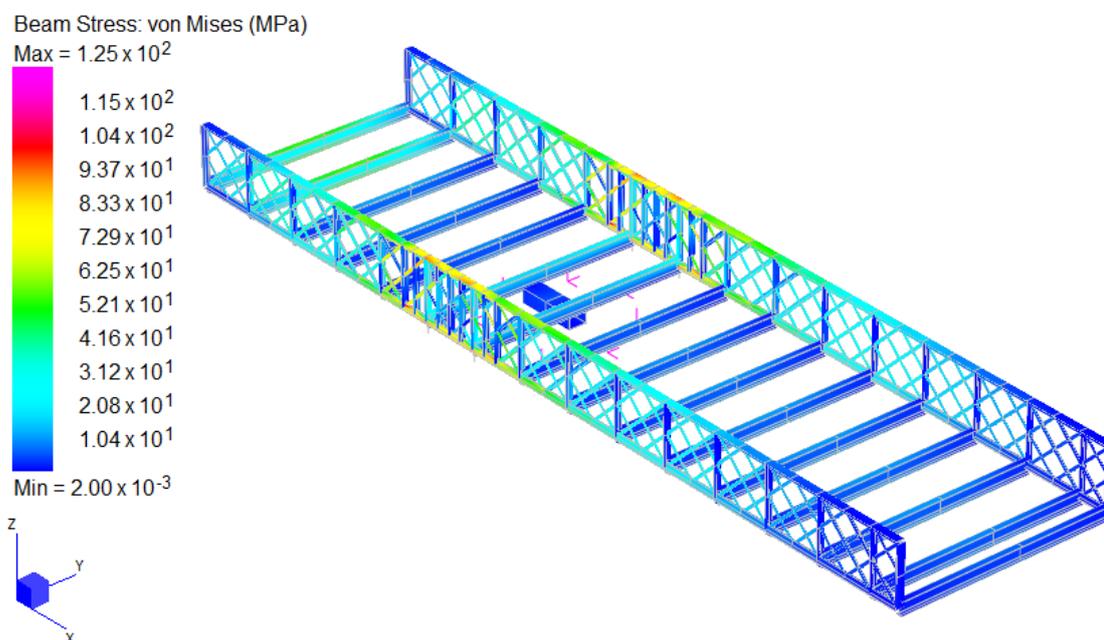


Fig.119 Modello di calcolo – contour delle tensioni di Von Mises.

La verifica risulta essere:

$$\sigma_{Ed} = 125.00 \text{ MPa} \leq f_{yd} = 214.11 \text{ MPa} \quad \text{Verificato}$$

14. VERIFICHE TRAVE IN LEGNO 15×18

Per le verifiche dell'impalcato ligneo è stato realizzato un modello locale di una singola trave di lunghezza 8.70 m (6 campate da 1.45 m), dove sono stati applicati sia la condizione di carico distribuito, che la condizione di carico concentrato corrispondente alle limitazioni di 3.5 t.

14.1 MODELLO DI CALCOLO

Nel seguito sono descritte le ipotesi adottate nel modello numerico: vincoli esterni, rilascio dei vincoli interni, proprietà e sezioni.

Per l'analisi delle sollecitazioni agenti sulle travi dell'impalcato ligneo del ponte è stato realizzato un modello ad elementi finiti. L'analisi eseguita per lo studio di tale elemento è un'analisi statica lineare.

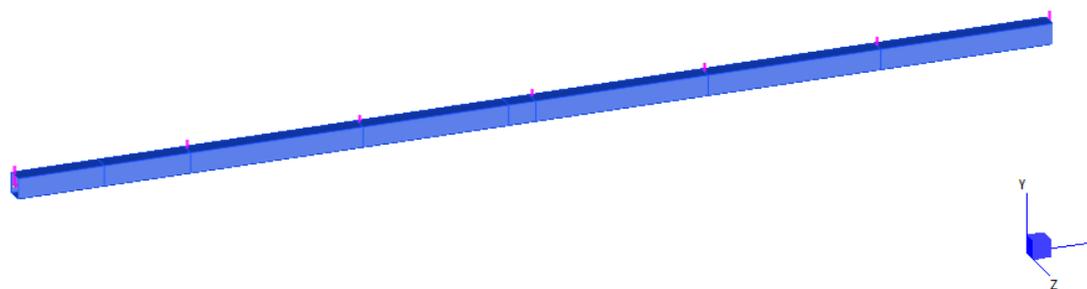


Fig.120 Modello di calcolo della trave in legno

Tale elemento strutturale è stato schematizzato come elementi 'trave' opportunamente partizionati al fine di inserire le corrette condizioni di vincolo e di carico.

14.1.1 CASI ELEMENTARI DI CARICO

LC1: PESO PROPRIO

Il peso proprio della trave è stato considerato in modo automatico dal software di calcolo.

LC2: SOVRACCARICHI PERMANENTI

Il carico permanente portato dalla trave in esame è il tavolato ligneo. Tale azione è stata introdotta come carico uniformemente distribuito.

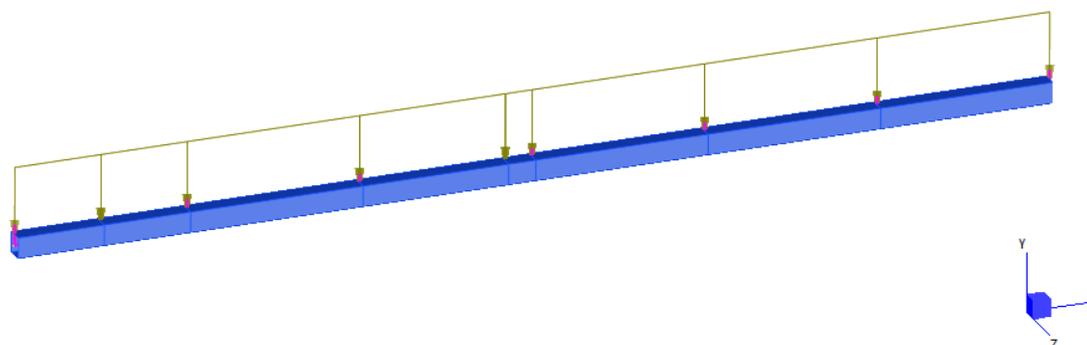


Fig.121 Carico uniformemente distribuito – 0.086 kN/m

LC3: SOVRACCARICO ACCIDENTALE – FOLLA

L'azione accidentale dovuta alla folla è stata applicata come carico uniformemente distribuito.

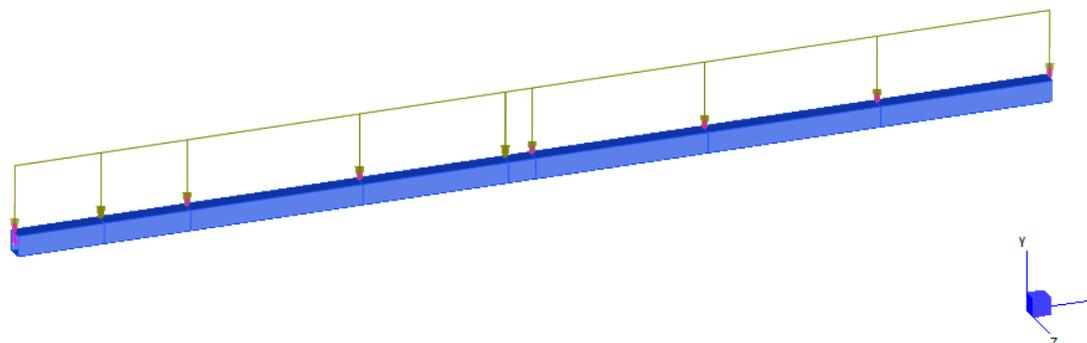


Fig.122 Carico uniformemente distribuito – 2 kN/m

LC4: SOVRACCARICO ACCIDENTALE – TRAFFICO

L'azione accidentale dovuta al traffico è stata introdotta come carico concentrato. La valutazione dell'entità dell'azione è riportata al §6.5 del presente documento.

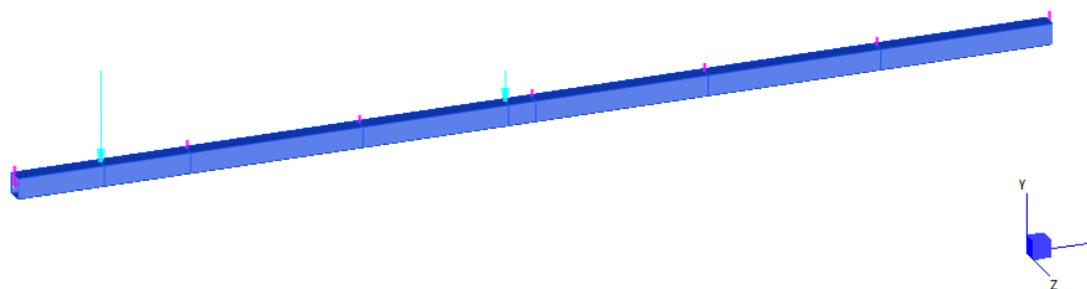


Fig.123 Carico concentrato da traffico – 15.625 kN e 6.25 kN

14.1.2 VINCOLI

La trave in legno si trova nella configurazione di trave continua su più appoggi; il comportamento è stato riprodotto applicando vincoli alla traslazione verticale (DY) a tutti gli appoggi e il vincolo di traslazione longitudinale (DX) al primo appoggio. Trattandosi di una trave che lavora nel piano XY, sono stati bloccati per tutti i nodi i gradi di libertà DZ, RX e RY.

14.1.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Nel caso delle verifiche in condizioni di transitabilità le condizioni elementari di carico sono fattorizzate come di seguito specificato:

Condizioni elementari	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3
	SLU	SLU	SLU
1	1.26	1.26	1.26
2	1.26	1.26	1.26
3		1.60	
4	1.6		

14.2 VERIFICHE

La trave ha sezione rettangolare 15×18 cm ed è in legno massiccio di classe C24. Tale elemento strutturale scarica sui traversi metallici posti ad un interasse pari a 1.450 m.

Le proprietà geometriche della sezione e quelle meccaniche del materiale vengono riportate nel seguito.

Dati geometrici della sezione

Larghezza (B).....	150.00	mm
Altezza (H).....	180.00	mm
Area della sezione (A=B×H)	27000.00	mm ²
Momento d'inerzia principale ($J_{xx}=B×H^3/12$)	72900000.00	mm ⁴
Modulo di resistenza elastico ($W_{xx}= B×H^2/6$)	810000.00	mm ³

In accordo con quanto riportato in tabella 4.4.II al §4.4.5 delle NTC18, essendo il ponte ubicato in zona marina è stata assunta la classe di servizio 3.

Le classi di durata per i carichi agenti, determinate in accordo con la tabella 4.4.I delle NTC18, sono pari a:

Carichi permanenti.....	Durata del carico: permanente
Carichi da folla.....	Durata del carico: istantaneo
Carichi da traffico.....	Durata del carico: istantaneo

In accordo con tali assunzioni si ottengono a partire dalla tabella 4.4.IV delle NTC18 dei coefficienti correttivi k_{mod} pari a:

Carichi permanenti.....	$k_{mod}=0.6$
Carichi da folla.....	$k_{mod}=0.9$
Carichi da traffico.....	$k_{mod}=0.9$

14.2.1 VERIFICHE SLU

La verifica della trave è stata condotta sia in presenza dei carichi accidentali (combinazioni 1 e 2), con coefficiente correttivo $k_{mod}=0.9$, che in assenza dei carichi accidentali (combinazione 3), con coefficiente correttivo $k_{mod}=0.6$.

$$\text{Combinazione 1-2: } F = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k$$

$$\text{Combinazione 3: } F = \gamma_g \cdot G_k$$

Essendo le zone destinate al passaggio dei pedoni e dei veicoli separate tra loro, si sono considerate due combinazioni distinte (1 e 2). Nella prima si è considerata l'azione da traffico applicata come carico concentrato, nella seconda il carico da folla applicato come carico distribuito. La condizione con carico da traffico distribuito non è stata considerata in quanto il valore unitario di tale azione risulta essere inferiore al carico da folla.

VERIFICA A FLESSIONE – COMBINAZIONE 1

La verifica in esame è stata condotta in accordo con il paragrafo §4.4.8.1.6 delle NTC18.

	MIN	MAX
BM2 (N·mm)	-3.38×10^6	6.86×10^6
	[Bm:2]	[Bm:7]

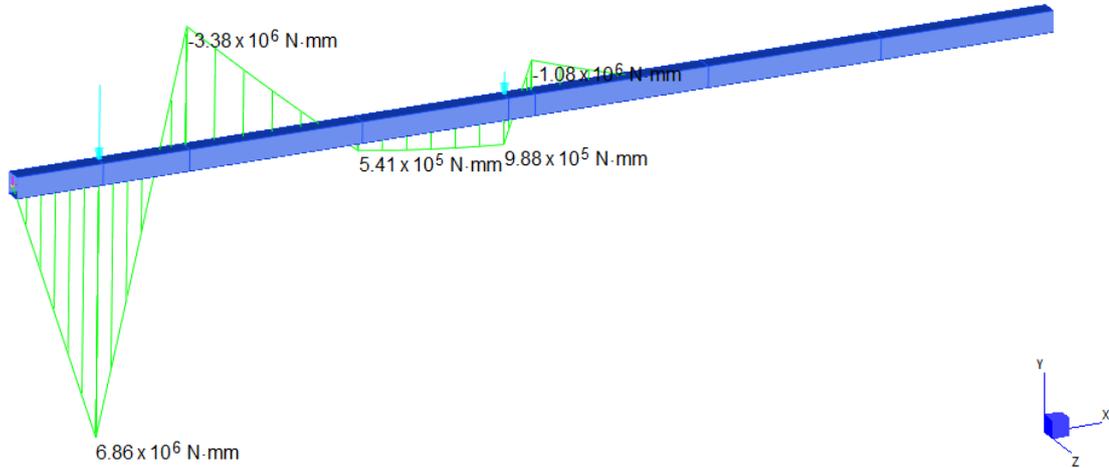


Fig.124 Diagramma momento flettente – combinazione 1

Come riscontrabile dalle immagini appena riportate i valori massimi di momento flettente ottenuto è pari a:

Massimo momento flettente – combinazione 1 ($M_{Ed,1}$)..... 6.86×10^6 N mm

La verifica risulta quindi essere:

$$\sigma_{m,d} = M_{Ed,1} / W_{,xx} = 6.86 \times 10^6 / 810000.00 = 8.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} = 8.47 \text{ MPa} < f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_m = 0.9 \times 24 / 1.5 = 14.40 \text{ MPa} \quad \text{Verificata}$$

VERIFICA A TAGLIO – COMBINAZIONE 1

La verifica in esame è stata condotta in accordo con il paragrafo §4.4.8.1.9 delle NTC18.

	MIN	MAX
SF2 (N)	-1.42×10^4	9.55×10^3
	[Bm:1]	[Bm:7]

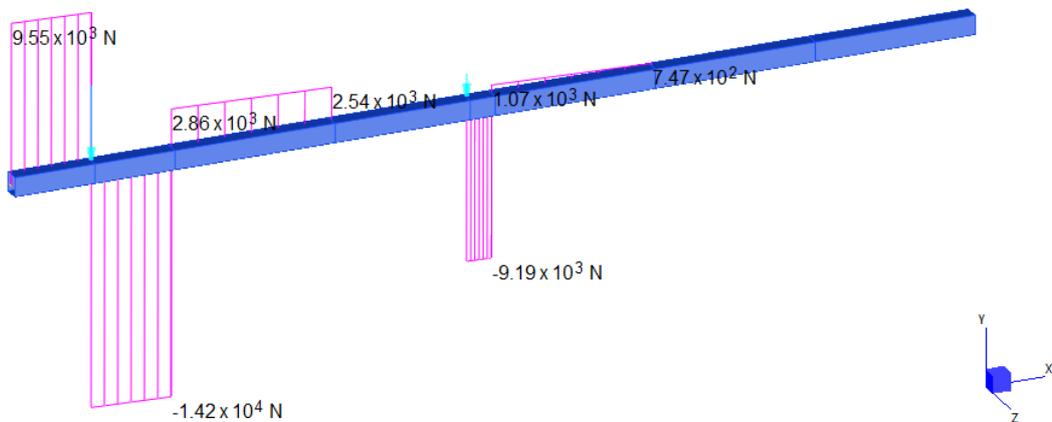


Fig.125 Diagramma taglio – combinazione 1

Come riscontrabile dalle immagini appena riportate il valore massimo di taglio ottenuto è pari a:

Massimo taglio – combinazione 1 ($V_{Ed,1}$)..... 1.42×10^4 N

La verifica risulta quindi essere:

$$\tau_d = 1.5 \times V_{Ed,1} / A = 1.5 \times 1.42 \cdot 10^4 / (150.00 \times 180.00) = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = 0.79 \text{ MPa} < f_{v,d} = k_{mod} \times f_{v,k} / \gamma_m = 0.9 \times 4.0 / 1.5 = 2.40 \text{ MPa}$$

Verificata

VERIFICA FLESSIONE – COMBINAZIONE 2

La verifica in esame è stata condotta in accordo con il paragrafo §4.4.8.1.6 delle NTC18.

	MIN	MAX
BM2 (N·mm)	-7.59×10^5	5.58×10^5
	[Bm:1]	[Bm:6]

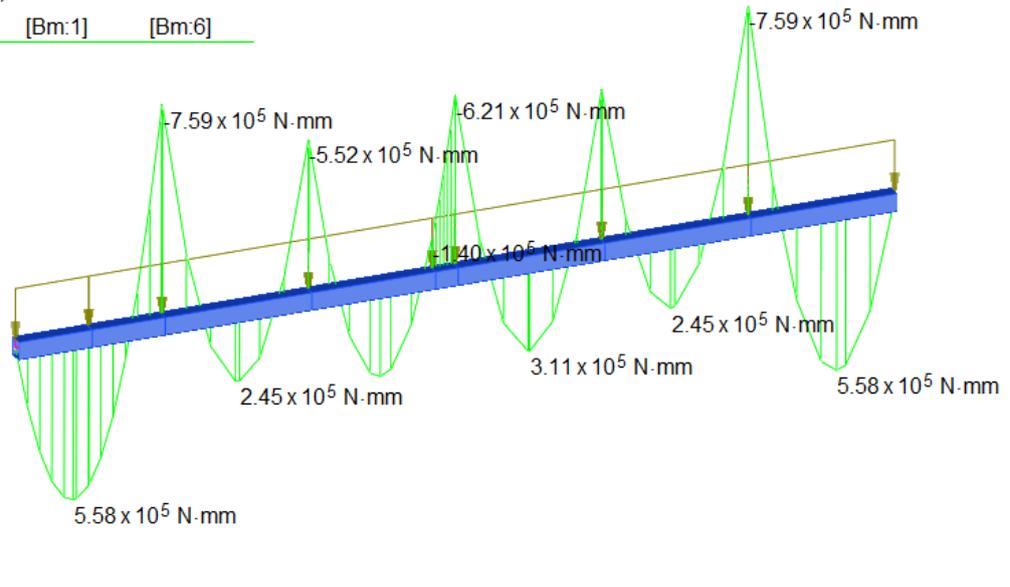


Fig.126 Diagramma momento flettente – combinazione 2

Come riscontrabile dalle immagini appena riportate i valori massimi di momento flettente ottenuto è pari a:

Massimo momento flettente – combinazione 2 ($M_{Ed,2}$)..... -7.59×10^5 Nmm

La verifica risulta quindi essere:

$$\sigma_{m,d} = M_{Ed,2} / W_{,xx} = 7.59 \times 10^5 / 810000.00 = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} = 0.94 \text{ MPa} < f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_m = 0.9 \times 24 / 1.5 = 14.40 \text{ MPa}$$

Verificata

VERIFICA A TAGLIO – COMBINAZIONE 2

La verifica in esame è stata condotta in accordo con il paragrafo §4.4.8.1.9 delle NTC18.

	MIN	MAX
SF2 (N)	-3.00×10^3	3.00×10^3
	[Bm:1]	[Bm:6]

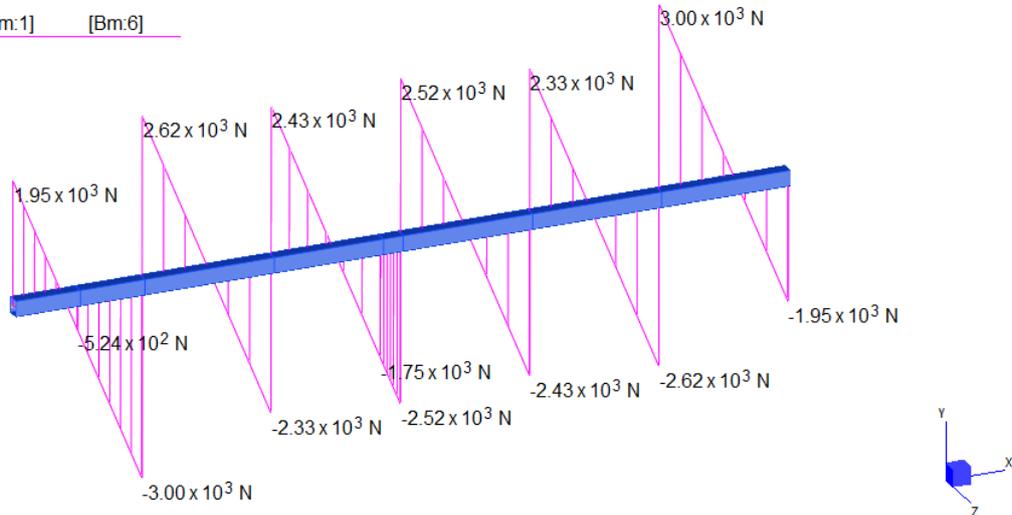


Fig.127 Diagramma taglio – combinazione 2

Come riscontrabile dalle immagini appena riportate il valore massimo di taglio ottenuto è pari a:
 Massimo taglio – combinazione 2 ($V_{Ed,2}$)..... 3.00×10^3 N

La verifica risulta quindi essere:

$$\tau_d = 1.5 \cdot V_{Ed,2} / A = 1.5 \times 3.00 \times 10^3 / (150.00 \times 180.00) = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = 0.79 \text{ MPa} < f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m = 0.9 \times 4.0 / 1.5 = 2.40 \quad \text{Verificata}$$

VERIFICA FLESSIONE – COMBINAZIONE 3

La verifica in esame è stata condotta in accordo con il paragrafo §4.4.8.1.6 delle NTC18.

	MIN	MAX
BM2 (N·mm)	-4.91×10^4	3.60×10^4
	[Bm:2]	[Bm:6]

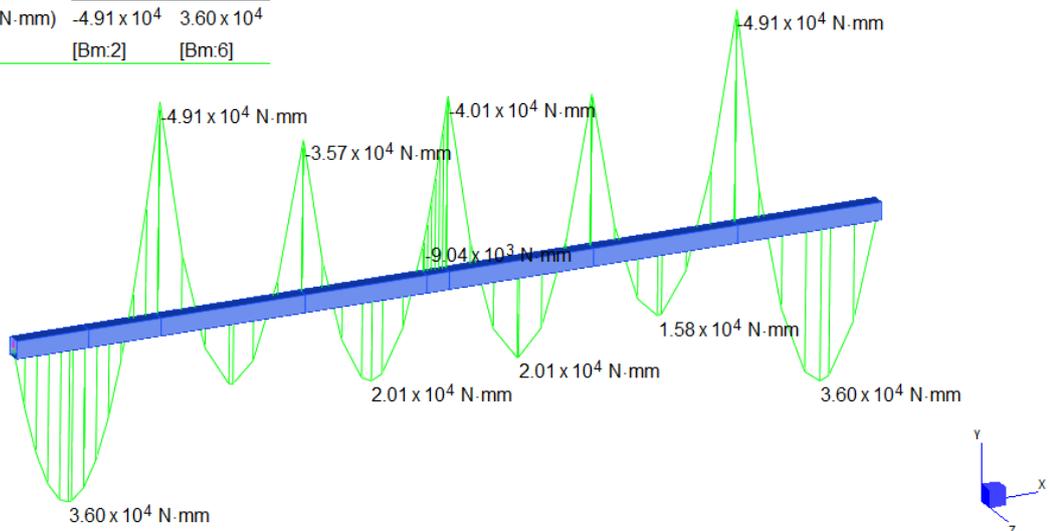


Fig.128 Diagramma momento flettente – combinazione 2

Come riscontrabile dalle immagini appena riportate i valori massimi di momento flettente ottenuto è pari a:

Massimo momento flettente – combinazione 3 ($M_{Ed,3}$)..... 3.60×10^4 Nmm

La verifica risulta quindi essere:

$$\sigma_{m,d} = M_{Ed,3} / W_{,xx} = 3.60 \times 10^4 / 810000.00 = 0.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} = 0.04 \text{ MPa} < f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_m = 0.6 \times 24 / 1.5 = 9.60 \text{ MPa} \quad \text{Verificata}$$

VERIFICA A TAGLIO – COMBINAZIONE 3

La verifica in esame è stata condotta in accordo con il paragrafo §4.4.8.1.9 delle NTC18.

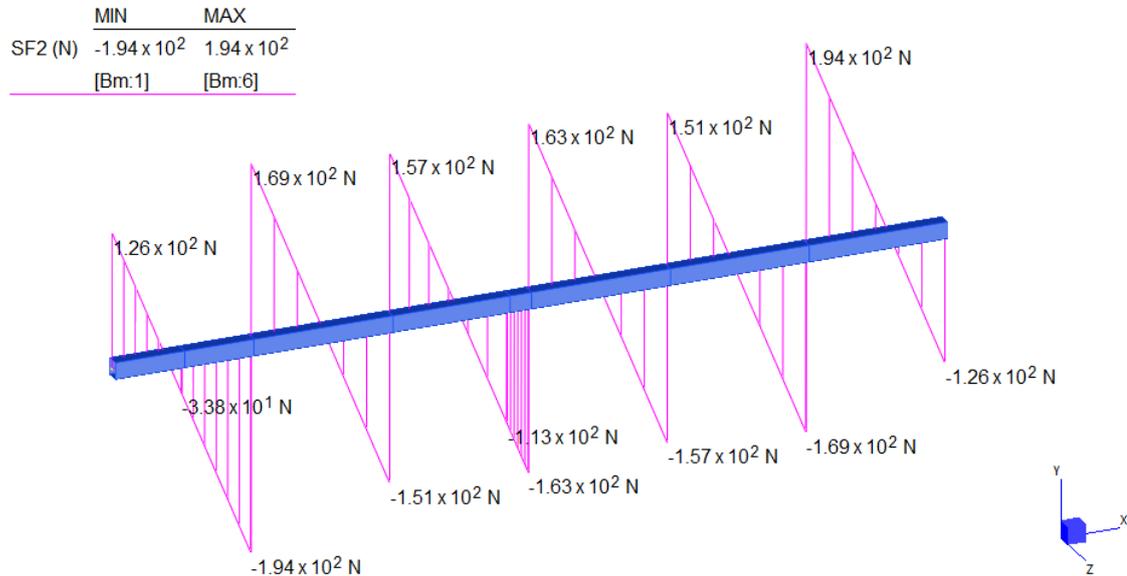


Fig.129 Diagramma taglio – combinazione 2

Come riscontrabile dalle immagini appena riportate il valore massimo di taglio ottenuto è pari a:
 Massimo taglio – combinazione 3 ($V_{Ed,3}$) 1.94×10^2 N

La verifica risulta quindi essere:

$$\tau_d = 1.5 \times V_{Ed,3} / A = 1.5 \times 1.94 \cdot 10^2 / (150.00 \times 180.00) = 0.01 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = 0.01 \text{ MPa} < f_{v,d} = k_{mod} \times f_{v,k} / \gamma_m = 0.6 \times 4.0 / 1.5 = 1.60 \text{ MPa} \quad \text{Verificata}$$

14.2.2 VERIFICHE SLE

La verifica in esame è stata condotta in accordo con il paragrafo §4.4.7 delle NTC18.

Mediante la tabella 4.4.V delle NTC18 si è determinato il coefficiente k_{def} necessario a tenere in considerazione l'aumento di deformabilità legato ai fenomeni reologici che caratterizzano il legno.

Data la classe di servizio assunta (classe 3) ed il materiale (legno massiccio) si ottiene un coefficiente pari a:

$$k_{def} = 2.00$$

Come riportato nella Circolare Applicativa delle NTC18 al §C4.4.7, in via semplificata, la deformazione totale a tempo infinito si può valutare come:

$$u_{tot,fin} = u_{1,inst}(1+k_{def}) + u_{21,inst}(1+\psi_{21} \cdot k_{def}) + \sum_{(i=1,\dots,n)} [u_{2i,inst} \cdot (\psi_{0i} + \psi_{21} \cdot k_{def})]$$

dove:

- $u_{1,inst}$ deformazione istantanea del carico permanente
- $u_{21,inst}$ deformazione istantanea del carico variabile prevalente
- $u_{2i,inst}$ deformazione istantanea dell'i-esimo carico variabile della combinazione desiderata

Essendo le zone destinate al passaggio dei pedoni e dei veicoli separate tra loro, si sono considerate due combinazioni distinte (1 e 2). Nella prima si è considerata l'azione da traffico applicata come carico concentrato, nella seconda il carico da folla applicato come carico distribuito. La condizione

con carico da traffico distribuito non è stata considerata in quanto il valore unitario di tale azione risulta essere inferiore al carico da folla.

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ – COMBINAZIONE 1

A partire dal modello di calcolo si sono ottenuti i valori di abbassamento per ogni caso di carico di interesse.

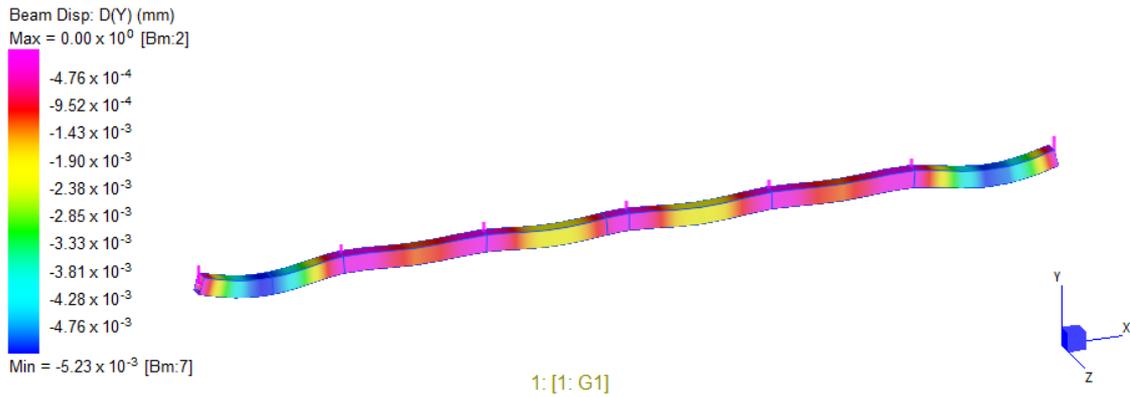


Fig.130 Contour spostamenti dy – peso proprio

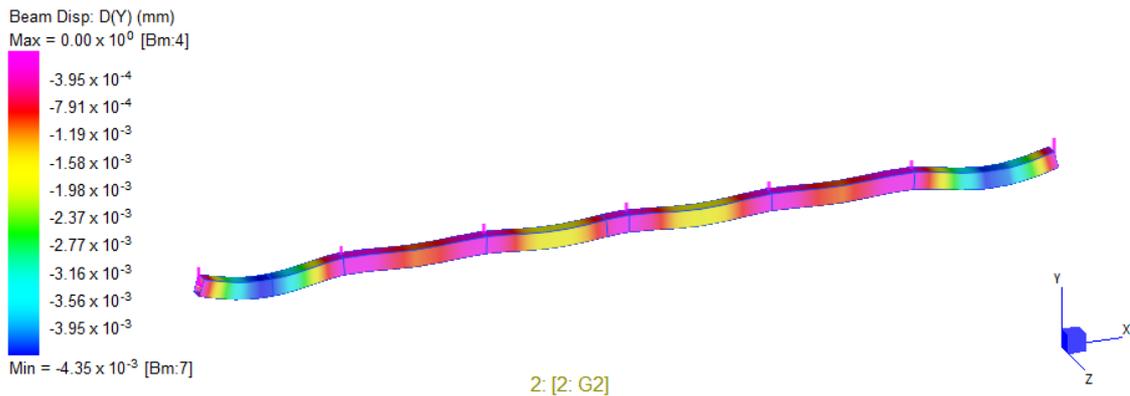


Fig.131 Contour spostamento dy – sovraccarichi permanenti

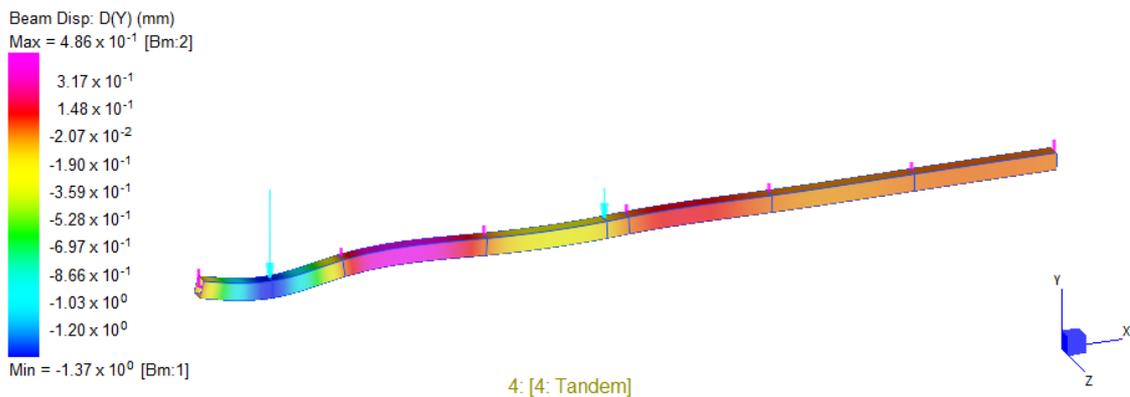


Fig.132 Contour spostamenti dy – sovraccarico accidentale traffico

Utilizzando i valori di abbassamento all'interno della relazione precedentemente riportata si ottiene:

$$u_{tot,fin} = (5.23 \times 10^{-3} + 4.35 \times 10^{-3}) \times (1 + 2) + 1.37 \times (1 + 0 \times 2) = 1.40 \text{ mm}$$

La verifica di deformabilità istantanea legata ai soli carichi accidentali è pari a:

$$u_{tot,fin} = 1.37 \text{ mm} < L/300 = 1450 / 300 = 4.83 \text{ mm}$$

Verificata

La verifica di deformabilità a tempo infinito è pari a:

$$u_{tot,fin} = 1.40 \text{ mm} < L/200 = 1450 / 200 = 7.25 \text{ mm}$$

Verificata

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ – COMBINAZIONE 2

A partire dal modello di calcolo si sono ottenuti i valori di abbassamento per ogni caso di carico di interesse.

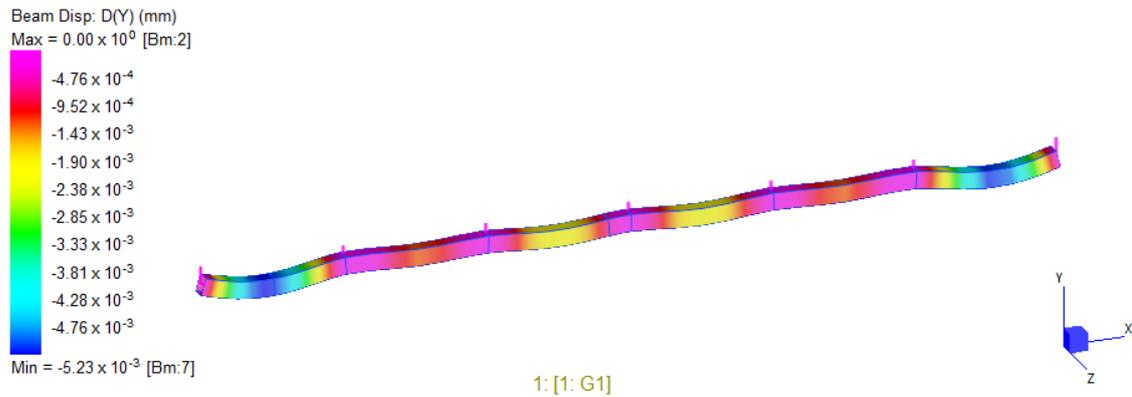


Fig.133 Contour spostamenti dy – peso proprio

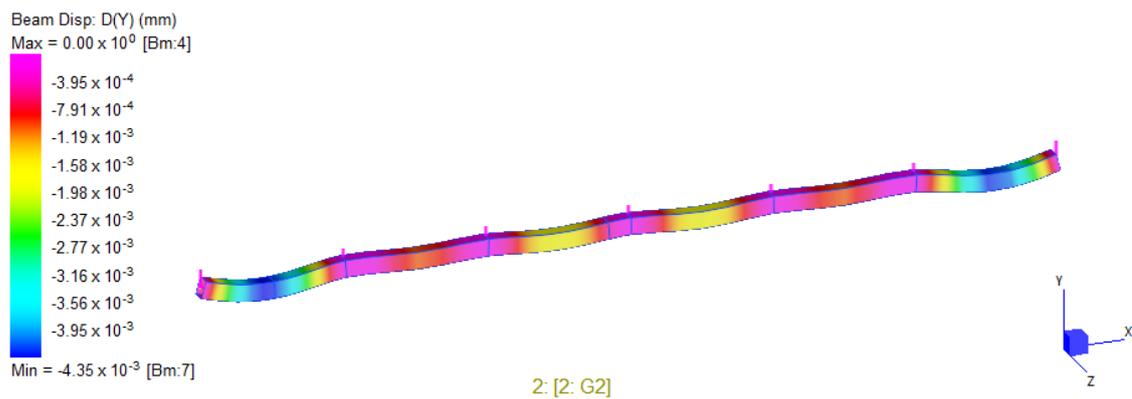


Fig.134 Contour spostamento dy – sovraccarichi permanenti

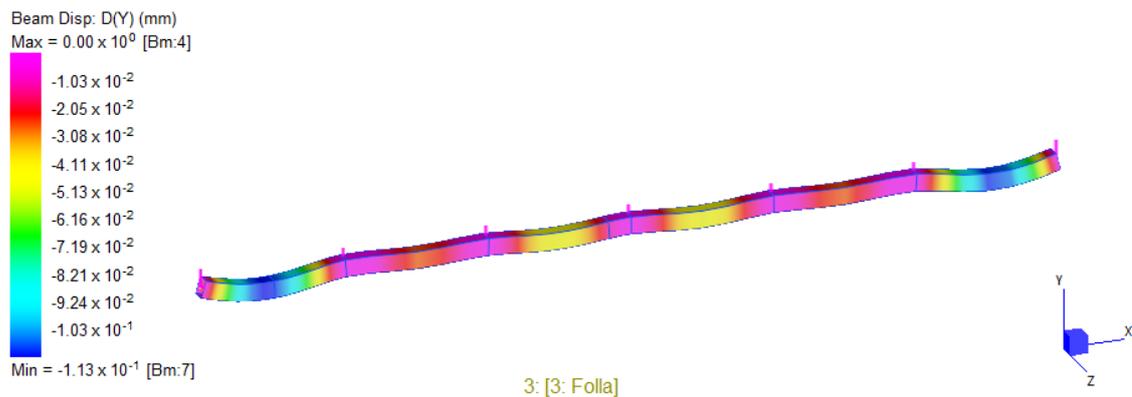


Fig.135 Contour spostamento dy – sovraccarichi accidentali da folla

Utilizzando i valori di abbassamento all'interno della relazione precedentemente riportata si ottiene:

$$u_{tot,fin} = (5.23 \cdot 10^{-3} + 4.35 \cdot 10^{-3}) \cdot (1 + 2) + 1.13 \cdot 10^{-1} \cdot (1 + 0 \cdot 2) = 0.14 \text{ mm}$$

La verifica di deformabilità istantanea legata ai soli carichi accidentali è pari a:

$$u_{tot,fin} = 0.113 \text{ mm} < L/300 = 1450 / 300 = 4.83 \text{ mm}$$

Verificata

La verifica di deformabilità a tempo infinito è pari a:

$$u_{tot,fin} = 0.140 \text{ mm} < L/200 = 1450 / 200 = 7.25 \text{ mm}$$

Verificata

15. VERIFICA TAVOLATO LIGNEO

Per la verifica del tavolato ligneo è stato realizzato un modello locale, dove è stato applicato un carico concentrato come previsto per le verifiche locali riportate al 5.1.3.3.3 delle NTC18.

Il tavolato in esame è costituito da listelle in legno C24 di sezione 15.5×5 cm che poggiano su travi in legno di sezione 15×18 cm poste ad un interasse di 40 cm.

15.1 MODELLO DI CALCOLO

Si riporta una rappresentazione del modello locale di calcolo.

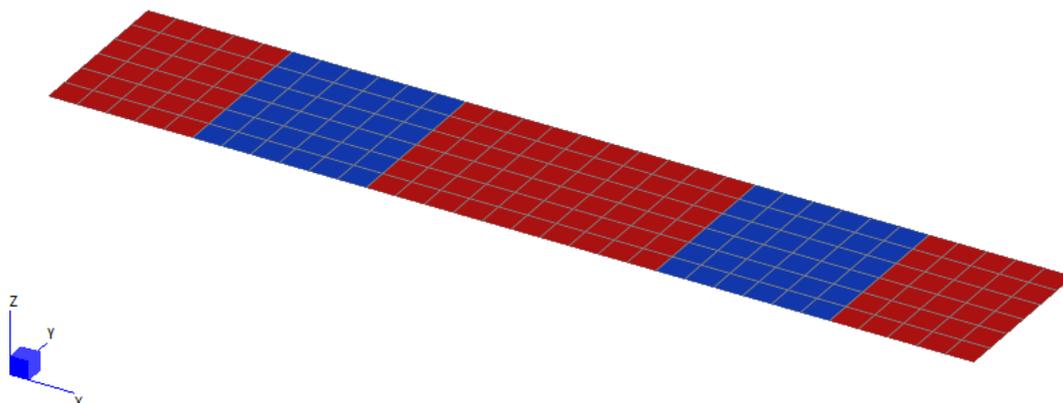


Fig.136 Modello locale di calcolo

15.1.1 CASI ELEMENTARI DI CARICO

LC1: PESO PROPRIO

Il peso proprio del tavolato è stato considerato in modo automatico dal software di calcolo.

LC2: CARICO ACCIDENTALE - CENTRATO

Al modello è stato applicato un carico di 10 kN su un'impronta di 0.10×0.10 m, come previsto dallo schema di carico 4 per le verifiche locali.

Il carico è stato applicato in modo centrato rispetto alla listella.

Plate Global Pressure Axis 3 -z [MPa]

Max = 0.00 [Pt:1]

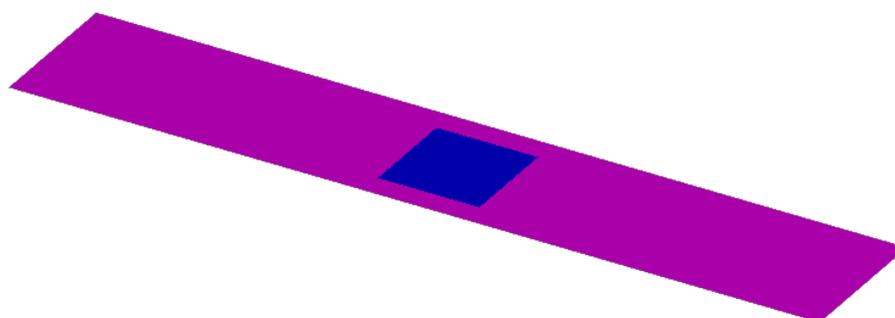
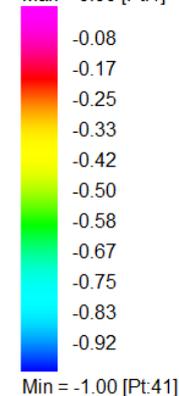


Fig.137 Applicazione del carico – centrato

LC3: CARICO ACCIDENTALE – ECCENTRICO

Al modello è stato applicato un carico di 10 kN su un'impronta di 0.10×0.10 m, come previsto dallo schema di carico 4 per le verifiche locali.

Il carico è stato applicato in posizione eccentrica.

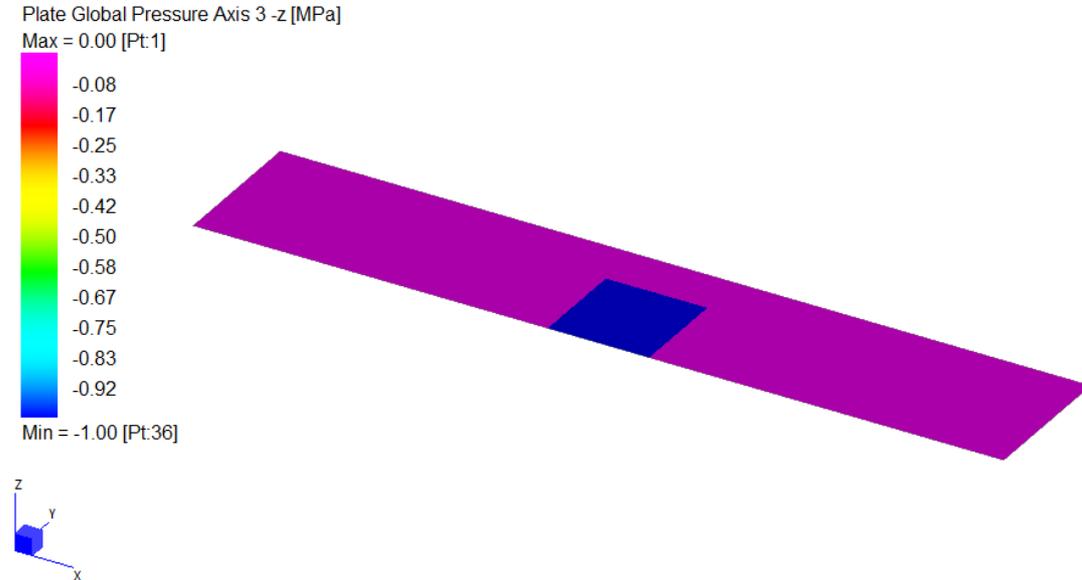


Fig.138 Applicazione del carico – eccentrico

15.1.2 VINCOLI

Il tavolato ligneo poggia su travi in legno di dimensione 150×180 mm, poste ad interasse di 40 cm. In corrispondenza dell'appoggio sulle travi è stato applicato un vincolo di appoggio distribuito, dotato di rigidità calibrata a partire dalle caratteristiche della trave in legno.

Modulo elastico medio parallelo alle fibre ($E_{0,mean}$).....	11000.00	MPa
Altezza della trave (h).....	180	mm
Rigidezza supporto ($E_{0,mean}/h$).....	61.11	MPa/mm

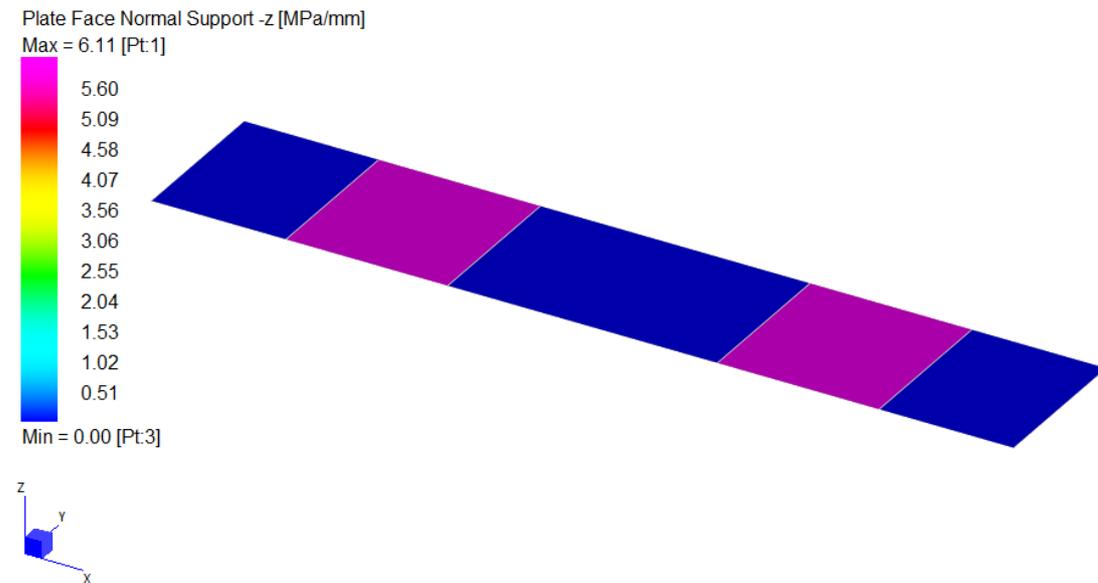


Fig.139 Appoggio distribuito in corrispondenza delle travi

Essendo il tavolato un elemento continuo, alle due estremità sono stati previsti dei vincoli di simmetria nel piano ZY.

15.1.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Nel caso delle verifiche in condizioni di transitabilità le condizioni elementari di carico sono fattorizzate come di seguito specificato:

Condizioni elementari	Comb. 1	Comb. 2
	SLU	SLU
1	1.26	1.26
2	1.60	
3		1.60

15.2 RISULTATI DELL'ANALISI

Si riportano i risultati dell'analisi nella condizione di carico eccentrico, in quanto è risultata essere la più gravosa.

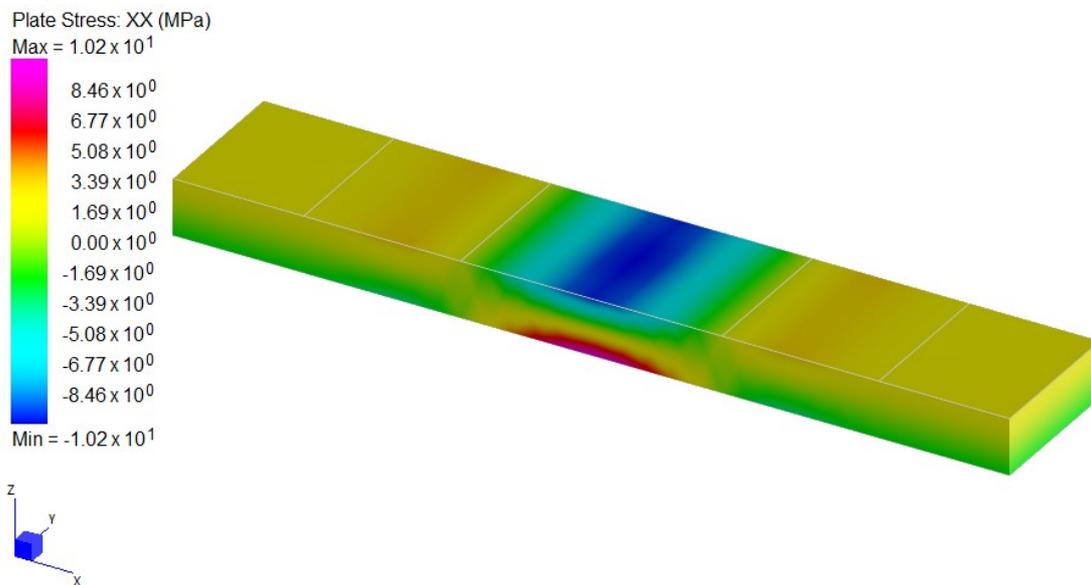


Fig.140 Tensione σ_{xx} – combinazione 1

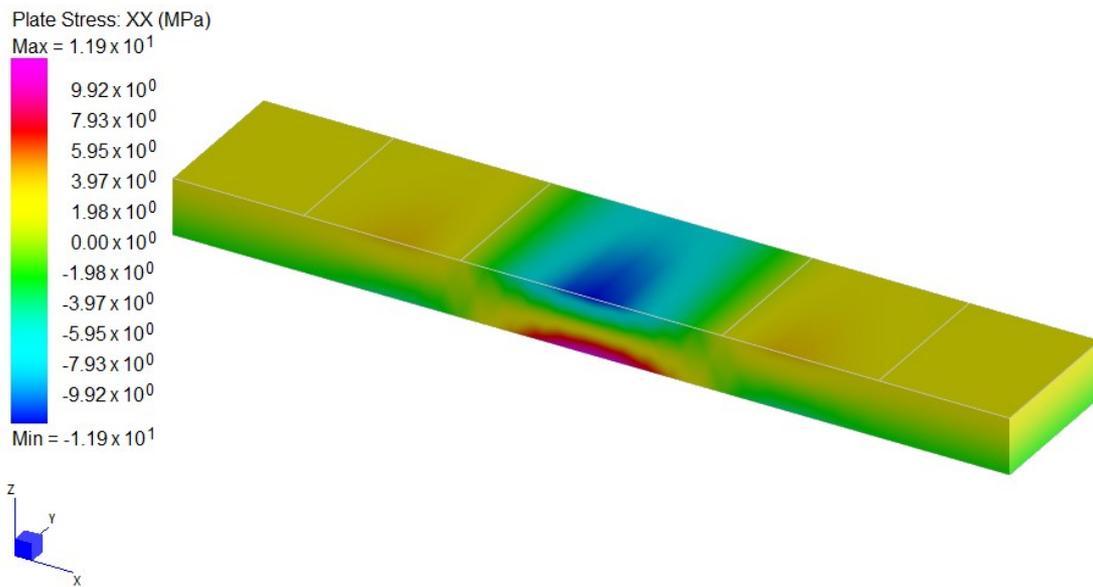


Fig.141 Tensione σ_{xx} – combinazione 2

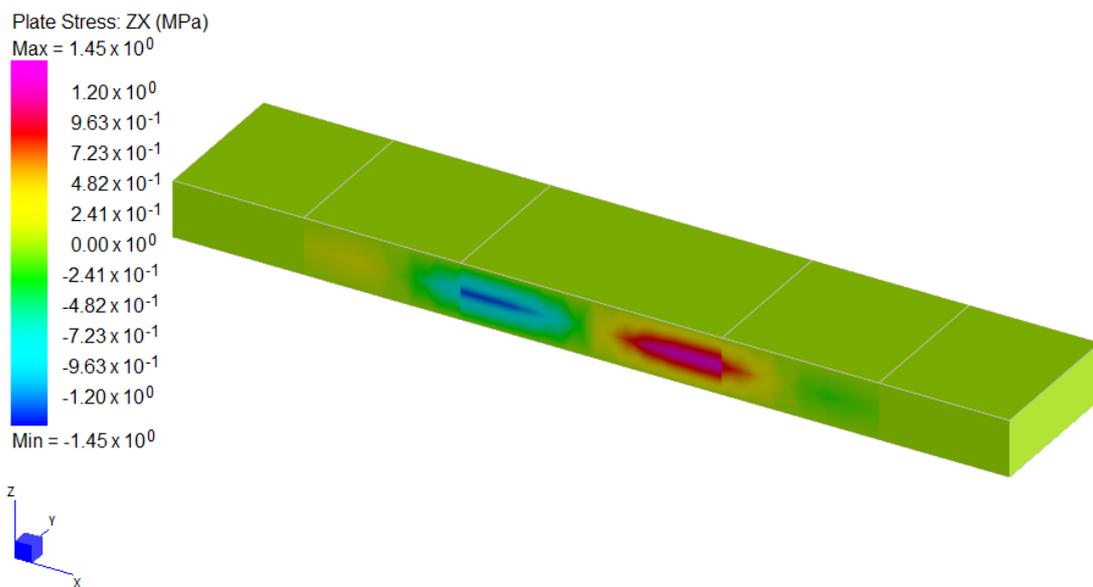


Fig.142 Tensione τ_{xz} – combinazione 1

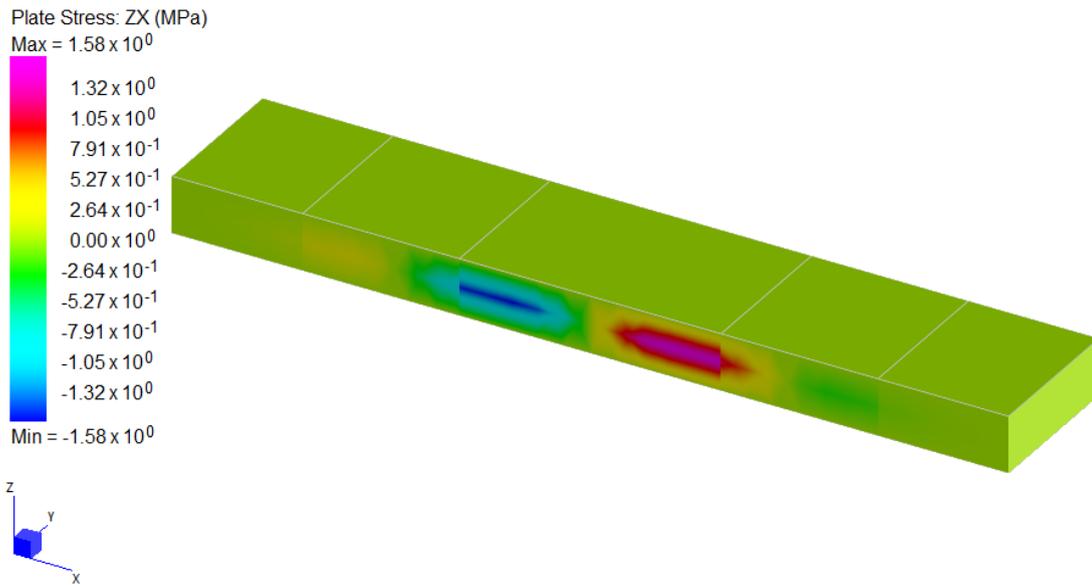


Fig.143 Tensione τ_{xz} – combinazione 2

15.3 VERIFICHE

Si riportano le verifiche tensionali a flessione e taglio per il singolo listello di tavolato.

Dati geometrici della sezione

Larghezza (B).....	150.00	mm
Altezza (H).....	55.00	mm
Area della sezione (B×H)	8250.00	mm ²
Momento d'inerzia principale ($J_{xx}=B \times H^3/12$)	2079687.50	mm ⁴
Modulo di resistenza elastico ($W_{xx}= B \times H^2/6$)	75625.00	mm ³

In accordo con quanto riportato in tabella 4.4.II al §4.4.5 delle NTC18, essendo il ponte ubicato in zona marina è stata assunta la classe di servizio 3.

Le classi di durata per i carichi agenti, determinate in accordo con la tabella 4.4.I delle NTC18, sono pari a:

Carichi permanenti.....	Durata del carico: permanente
Carichi accidentale	Durata del carico: istantaneo

In accordo con tali assunzioni si ottengono, a partire dalla tabella 4.4.IV delle NTC18, i coefficienti correttivi k_{mod} :

Carichi permanenti.....	$k_{mod}=0.6$
Carichi accidentale	$k_{mod}=0.9$

La verifica del tavolato è stata condotta in presenza dei carichi accidentali (combinazioni 1 e 2), con coefficiente correttivo $k_{mod}=0.9$. Il caso di carico in assenza di azioni accidentali è stato trascurato data la modesta entità dei carichi permanenti.

15.3.1 VERIFICA A FLESSIONE

La massima tensione di flessione ottenuta dal modello di calcolo è pari a:

$\sigma_{Ed,xx}$	11.19	MPa
------------------------	-------	-----

La verifica risulta essere:

$$f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_m = 0.9 \times 24 / 1.5 = 14.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Ed,xx} = 11.19 \text{ MPa} < f_{m,d} = 14.40 \text{ MPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

15.3.2 VERIFICA A TAGLIO

La massima tensione di taglio ottenuta dal modello di calcolo è pari a:

$$\tau_{Ed,xz} \dots\dots\dots 1.58 \text{ MPa}$$

La verifica risulta essere:

$$\tau_{Ed,xz} = 1.58 \text{ MPa} < f_{v,d} = k_{mod} \times f_{v,k} / \gamma_m = 0.9 \times 4.0 / 1.5 = 2.40 \text{ MPa}$$

La verifica risulta essere soddisfatta.

16. VERIFICA PONTE IN FASE DI SOLLEVAMENTO

Si riportano le verifiche dell'impalcato metallico durante le fasi di sollevamento e successivo riposizionamento tramite autogrù.

16.1 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo corrisponde al modello globale di partenza, privato del sistema di rotazione e di tutti i carichi portati.

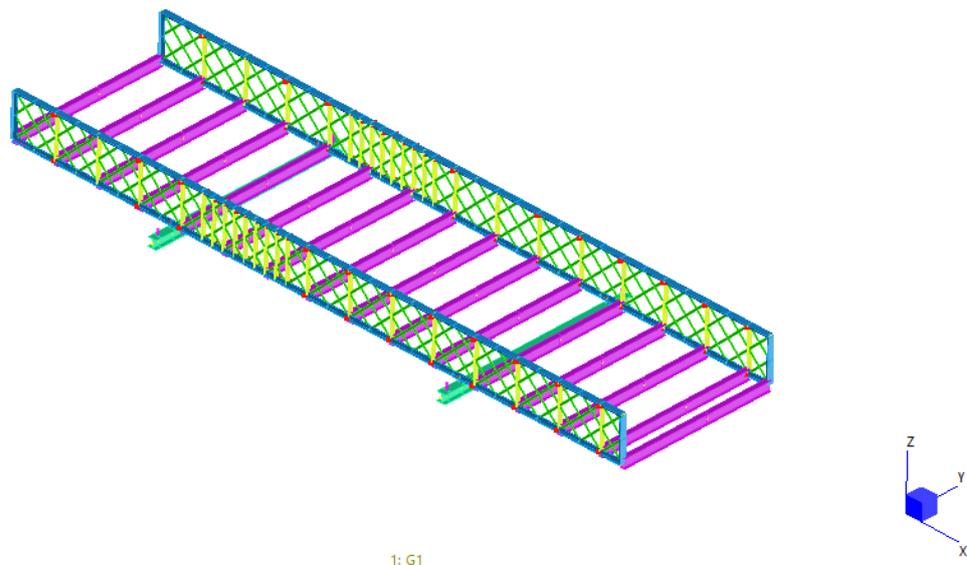


Fig.144 Modello di calcolo

16.1.1 CARICHI

Durante le fasi di sollevamento e successivo riposizionamento l'unico caso di carico agente è il peso proprio della struttura metallica. Come indicato al §5.1 della presente relazione, nel peso delle strutture metalliche si considera un incremento del 10% per includere la massa di fazzoletti e quant'altro non direttamente computato.

16.1.2 VINCOLI

Durante la fase di movimentazione il ponte è sostenuto in 4 punti tramite due profili HEB300 passanti all'intradosso dei correnti inferiori della reticolare. Nel modello sono stati introdotti i profili HEB, ai quali sono stati applicati vincoli DZ. L'appoggio del corrente inferiore sul profilo HEB è stato riprodotto tramite un elemento trave rigido al quale è stata rilasciata la rotazione nel piano della reticolare.

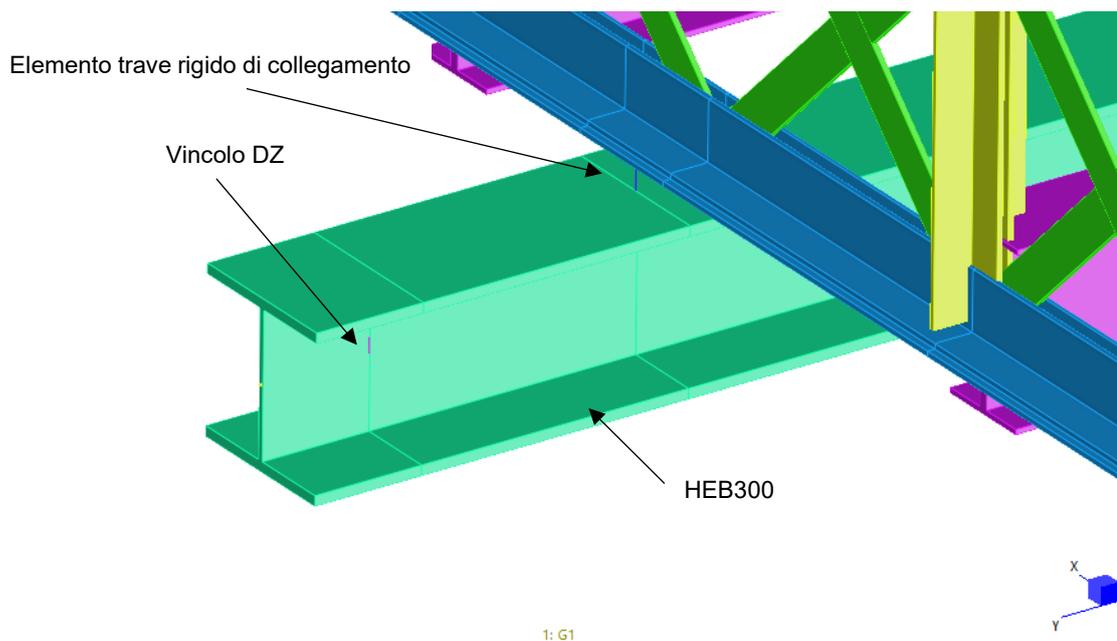


Fig.145 Vincolo su profilo HEB300

16.2 RISULTATI DELL'ANALISI

Si riportano i principali risultati ottenuti nella condizione di sollevamento dell'impalcato.

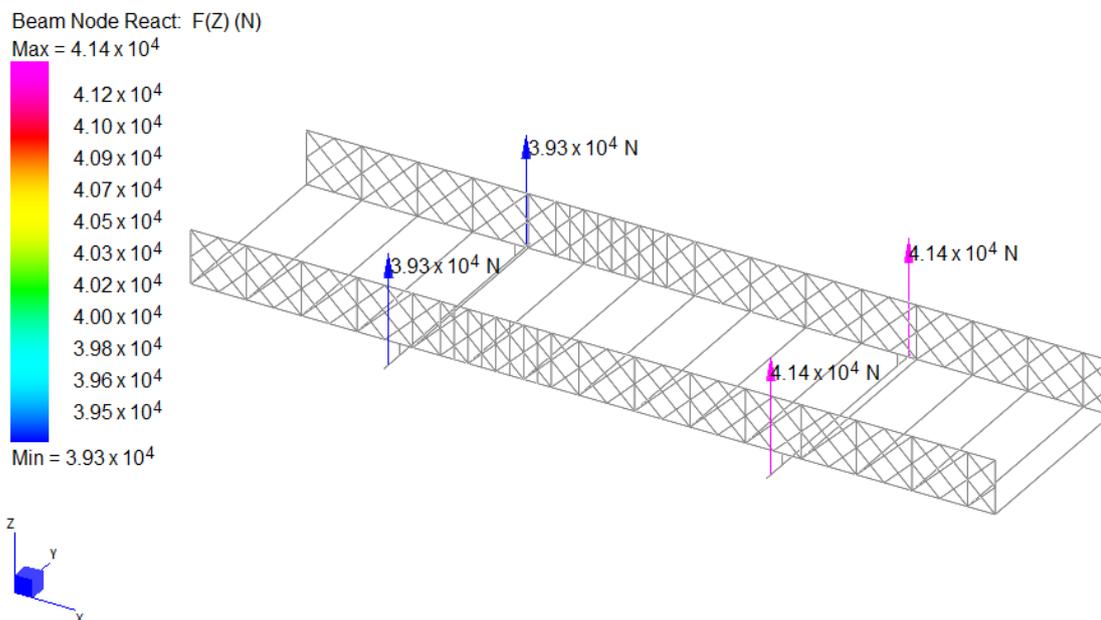


Fig.146 Reazioni ai 4 punti di ancoraggio per il sollevamento

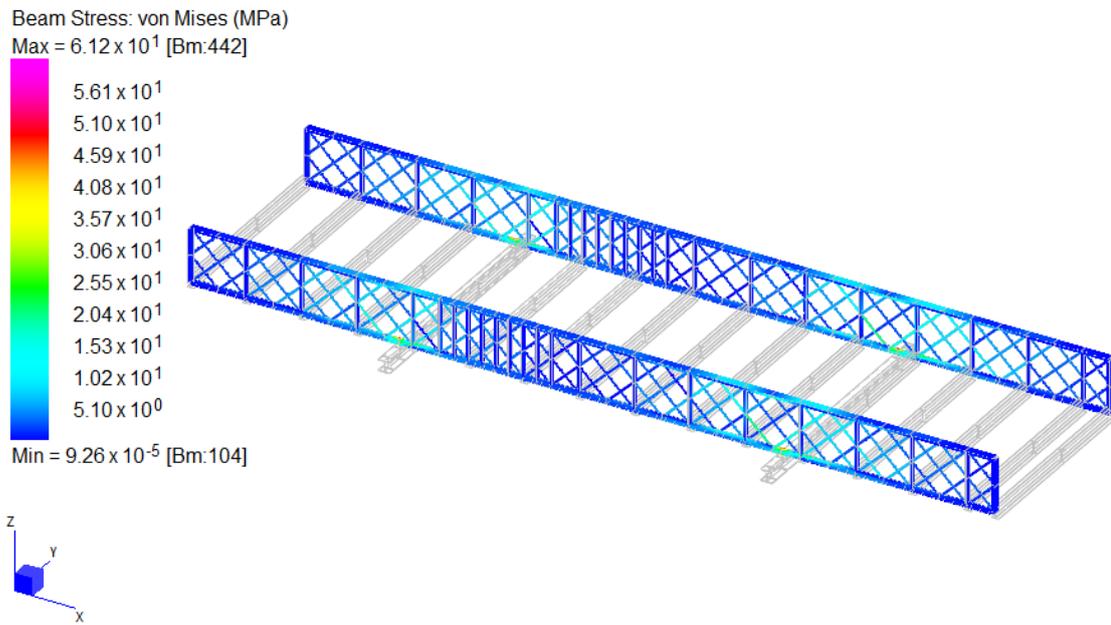


Fig.147 Tensioni di Von Mises sull'impalcato

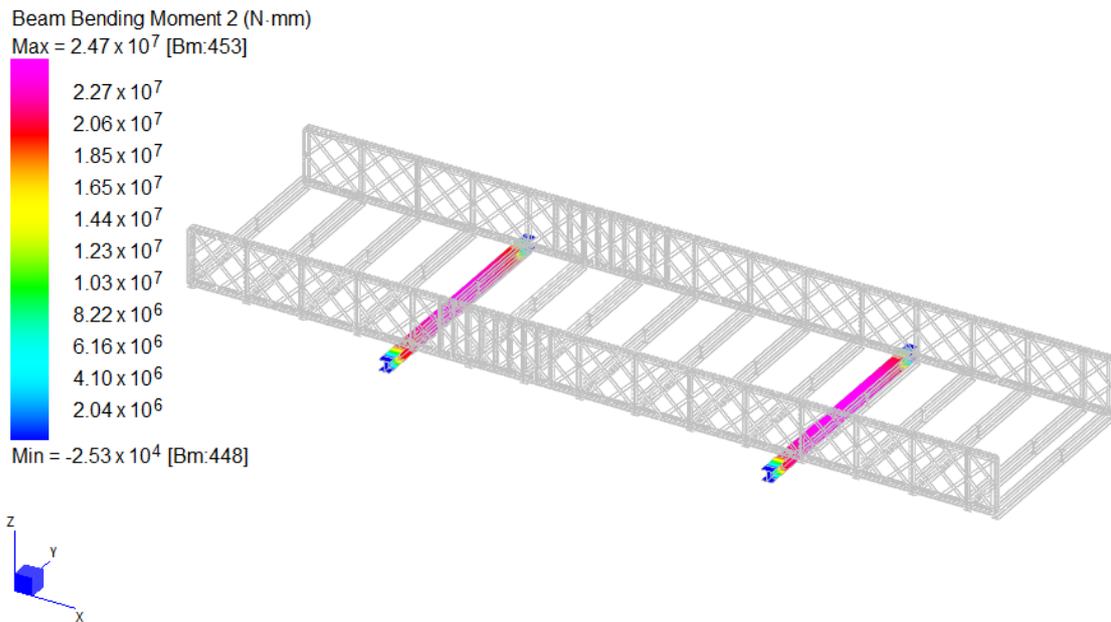


Fig.148 Momento flettente su HEB300

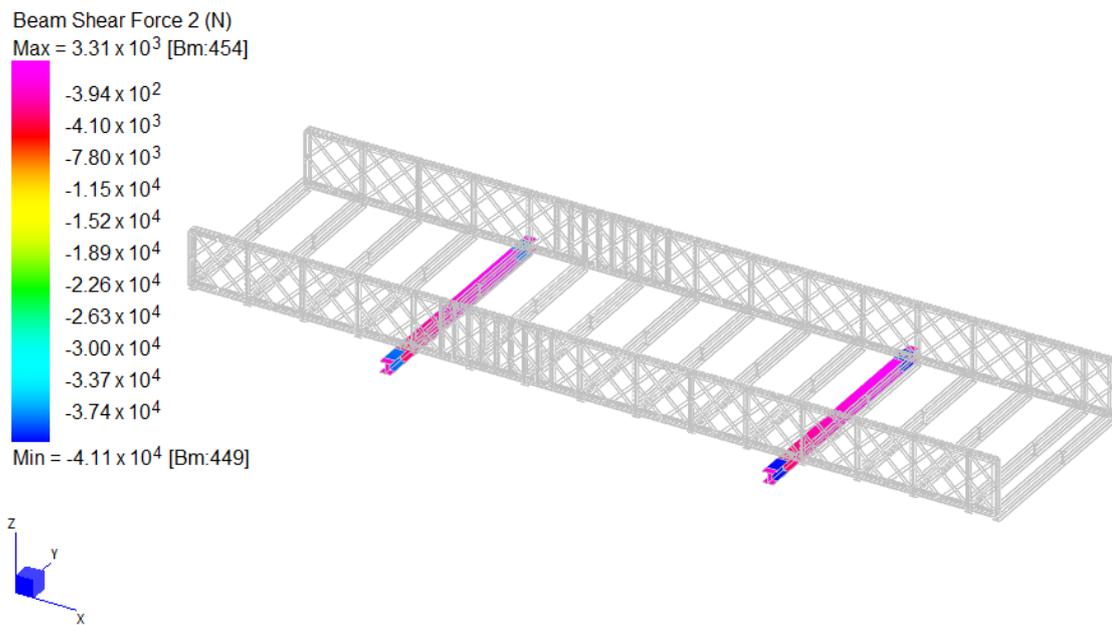


Fig.149 Taglio agente su HEB300

16.3 VERIFICHE

16.3.1 VERIFICA DELL'IMPALCATO METALLICO

Durante la movimentazione, le tensioni sull'impalcato sono molto contenute e i valori più elevati si presentano in corrispondenza dell'appoggio sull'HEB300. Nella figura seguente si riporta una visualizzazione di dettaglio delle tensioni in tale zona.

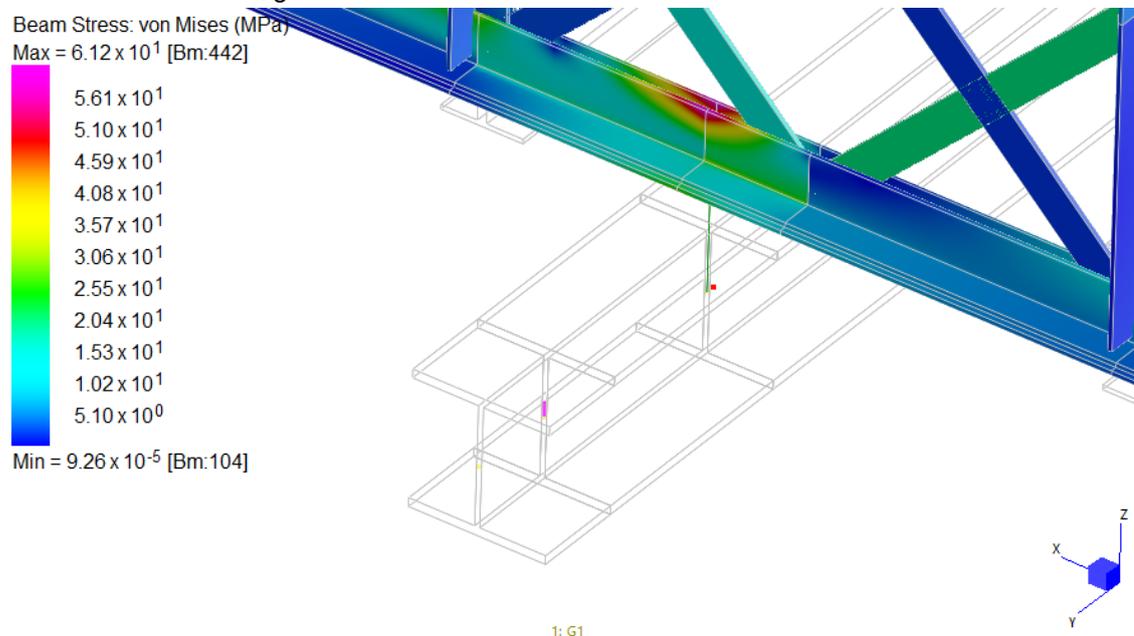


Fig.150 Tensioni di Von Mises in corrispondenza dell'appoggio sull'HEB300

La verifica risulta essere:

$$\sigma_{VM} = 61.20 \text{ MPa} < f_{yd} = 214.11 \text{ MPa}$$

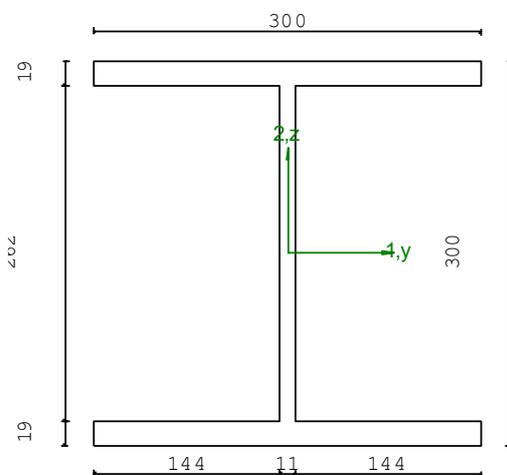
La verifica è soddisfatta.

16.3.2 VERIFICA HEB300

M1 = 0.000e+00	M2 = 2.470e+07
N = 0.000e+00	V1 = 0.000e+00
V2 = 4.110e+04	MT = 0.000e+00
Sezione a I	
D = 300.0	B1 = 300.0
T1 = 19.0	T2 = 19.0
T3 = 11.0	B2 = 300.0
Area	= 1.49e+04
I11	= 2.52e+08
I22	= 8.56e+07

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe	= Classe 1
FR-PF	= 0.04
FR-v	= 0.04
FR-T	= 0.00
FR-τ	= 0.07



VERIFICA DI STABILITA'

Classe	= Classe 1
FI-N	= 0.00
FPP,y	= 0.05
FPP,z	= 0.05

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D =	300.00	mm
Base inferiore	B1 =	300.00	mm
Spessore flangia inferiore	T1 =	19.00	mm
Spessore flangia superiore	T2 =	19.00	mm
Spessore anima	T3 =	11.00	mm
Base superiore	B2 =	300.00	mm
Raccordo / Saldatura	R =	27.0	mm
Posizione del baricentro elastico	X1G,el	= 150.00	mm
	X2G,el	= 150.00	mm
Posizione del baricentro plastico	X1G,pl	= 150.00	mm
	X2G,pl	= 150.00	mm
Distanza baricentro - centro di taglio	X1CT-X1G	= 0.00	mm
	X2CT-X2G	= 0.00	mm
Area della sezione	A =	1.49e+04	mm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I11 =	2.52e+08
	asse 2	I22 =	8.56e+07
	asse 3	J =	1.49e+06
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p =	3.27e+08	mm ⁴
Costante di ingobbamento	I _ω =	1.69e+12	mm ⁶
Raggio giratore	asse 1	i11 =	129.93
	asse 2	i22 =	75.78

Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1, \text{sup,el}} =$	1.68e+06	mm ³
	inferiore	$W_{1, \text{inf,el}} =$	1.68e+06	mm ³
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2, \text{dx,el}} =$	5.71e+05	mm ³
	sinistro	$W_{2, \text{sx,el}} =$	5.71e+05	mm ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1, \text{pl}} =$	1.79e+06	mm ³
	asse 2	$W_{2, \text{pl}} =$	8.63e+05	mm ³
Area di taglio	asse 1	$A_{V1, \text{pl}} =$	1.14e+04	mm ²
	asse 2	$A_{V2, \text{pl}} =$	4.74e+03	mm ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			5240.00	mm
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	1.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		$\gamma_{M0} =$	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		$\gamma_{M1} =$	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	0.00e+00	N
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	0.00e+00	N
	direzione 2	$V2 =$	4.11e+04	N
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	0.00e+00	Nmm
	direzione 2	$M2 =$	2.47e+07	Nmm
Momento torcente		$MT =$	0.00e+00	Nmm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$Cl =$	Classe 1
Asse con inerzia maggiore		$y-y =$	1-1
Asse con inerzia minore		$z-z =$	2-2
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	5.04e+06 N
Resistenza tagliante	asse y	$V_{ply,Rd} =$	9.26e+05 N
riduzione per la torsione		coeff =	1.00
		$V_{ply,T,Rd} =$	9.26e+05 N
Resistenza tagliante	asse z	$V_{plz,Rd} =$	2.23e+06 N
riduzione per la torsione		coeff =	1.00
		$V_{plz,T,Rd} =$	2.23e+06 N
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd} =$	6.05e+08 Nmm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00
		$M_{y,V,Rd} =$	6.05e+08 Nmm

Resistenza flessionale asse z $M_{z,Rd} = 2.92e+08$ Nmm
 riduzione per il taglio coeff = 1.00
 $M_{z,V,Rd} = 2.92e+08$ Nmm

Resistenza torsionale elastica $T_{Rd} = 1.53e+07$ Nmm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione

$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$ $F_{R,PF} = 0.04$ Verificato
 $|M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd}|^\alpha + |M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd}|^\beta \leq 1$ $F_{R-exp} = 1.66e-03$
 $\alpha = 2.00, \beta = 1.00$

Verifica di Resistenza plastica a Taglio

$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-V} = 0.04$ Verificato

Verifica di Resistenza elastica a Torsione

$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$ $F_{R-T} = 0.00$ Verificato

Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali

$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3) \cdot \gamma_{M0}} / f_y \leq 1$ $F_{R-\tau} = 0.07$ Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Cl = Classe 1

Sforzo normale

$N_{ED} = 0.00e+00$ N

Momento flettente

$M_{z,ED} = 0.00e+00$ Nmm

$M_{y,ED} = 2.47e+07$ Nmm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	P_{cr} [N]	l_0 [mm]	λ^*	χ
y	1.90e+07	5240.00	0.53	0.87
z	6.46e+06	5240.00	0.90	0.60
θ	1.13e+07	5240.00	0.68	0.73
min	6.46e+06		0.90	0.60
	M_{cr} [Nmm]	l_0 [mm]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	1.27e+09	5240.00	0.71	0.84

Resistenza assiale minimo $N_{b,Rd} = 3.01e+06$ N
 asse y $N_{b,y,Rd} = 4.39e+06$ N
 asse z $N_{b,z,Rd} = 3.01e+06$ N

Resistenza flessionale asse y $M_{b,y,Rd} = 5.11e+08$ Nmm
 asse z $M_{z,Rd} = 2.92e+08$ Nmm

Coefficiente di interazione $k_{yy} = 1.00$
 $k_{yz} = 0.60$
 $k_{zy} = 1.00$
 $k_{zz} = 1.00$

Verifica di Instabilità a Compressione

$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ $F_{I-N} = 0.00$ (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,y} = 0.05$ (Verificato)

$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,z} = 0.05$ (Verificato)

La verifica è soddisfatta.