DIREZIONE LAVORI PUBBLICI
SETTORE VIABILITA' MOBILITA' TERRAFERMA E MUSEI
SERVIZIO PIANIFICAZIONE E REALIZZAZIONE INFRASTRUTTURE PER LA MOBILITA' E LA SMART CITY

UNIONE EUROPEA
Fondi Strutturali e di Investimento Europei

'PROGETTO COFINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA - FONDI STRUTTURALI E DI INVESTIMENTO EUROPEI | PROGRAMMA OPERATIVO CITTA' METROPOLITANE 2014 -2020 E DAL MINISTERO DELL' AMBIENTE PER IL PROGRAMMA SPERIMENTALE NAZIONALE DI MOBILITA' SOSTENIBILE CASA - SCUOLA E CASA - LAVORO"

PON METRO 2014 - 2020 VE2.2.3.a
PISTA CICLABILE PER VENEZIA: OPERE COMPLEMENTARI DI COLLEGAMENTO CON LA RETE CICLABILE ESISTENTE - (C.I. 13842)

PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE

CITTA' DI VENEZIA

Comune di Venezia
Settore Lavori Pubblici

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
Ing. Roberto Di Bussolo

PROGETTISTA

DUEBARRADUE
STUDI ASSOCIATI DI PROGETTAZIONE

Sede legale - Marcon (VE) via delle industrie 2|2
Sede operativa - Dolo (VE), via benedetto cairoli 113a
T.0415101422 F. 0415128255 e-mail info@duebarradue.com P.I. 03831070275

COPYRIGHT STUDIO DUEBARRADUE. Tutti i diritti sono riservati a norma di legge.

TITOLO

Relazione di calcolo delle strutture

TAVOLA N.

S.R.05

rev_

Scala: —
Data: 28/11/2018
Disegnato da: F.N.

Commessa n.920
Nome File: 920_S.R.05.doc

REVISIONE	DATA	OGGETTO

SOMMARIO

1 PREMESSA ... 7

1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE ... 7
1.1.1 Tratto 1 ... 7
1.1.2 Tratto 2 ... 9

2 CRITERI DI PROGETTAZIONE ... 10

2.1 VITA UTILE, CLASSE DELLA STRUTTURA E PERIODO DI RIFERMENTO ... 11
2.2 CLASSE DI ESECUZIONE ... 12

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO ... 13

3.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI ... 13
3.2 NORME NAZIONALI ... 13
3.3 NORME INTERNAZIONALI ... 13

4 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI ... 14

4.1 CALCESTRUZZO ... 14
4.1.1 Calcestruzzo per pali (tratto 2) ... 14
4.1.2 Calcestruzzo per travi di fondazione e spalle (tratto 2) ... 15
4.1.3 Rinforzi zone attacco mensole (tratto 1) ... 15
4.2 MALTE E MISCELE CEMENTIZIE ... 16
4.2.1 Betoncino strutturale premiscelato a ritiro compensato ... 16
4.2.2 Malta cementizia premiscelata tissotropica a ritiro compensato (miscela tipo M2) ... 17
4.2.3 Miscela per iniezioni di tiranti in roccia, terreno, manufatti esistenti in c.a. (miscela tipo M3) ... 17
4.2.4 Miscela per iniezioni consolidamento terrapieno (miscela tipo M4) ... 18
4.3 ACCIAIO ... 19
4.3.1 Barre in acciaio cave a filettatura continua per tiranti ... 19
4.3.2 Acciaio per armatura delle strutture in calcestruzzo ... 19
4.3.3 Acciaio per carpenteria metallica ... 20
4.3.4 Bulloni ... 20
4.3.5 Unioni saldate ... 21
4.4 APPARECCHI DI APPOGGIO ELASTOMERICI NON ARMATI (TRATTO 1) ... 22
4.5 APPARECCHI DI APPOGGIO ELASTOMERICI ARMATI (TRATTO 2) ... 22
4.6 TERRENO ... 23

5 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO E COMBINAZIONI ... 25

5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI ... 25
5.2 PESI PROPRI ELEMENTI NON STRUTTURALI ... 25
5.3 CARICHI VARIABILI ... 25
5.4 CARICO NEVE ... 26
5.5 AZIONI DEL VENTO ... 26
5.6 AZIONI TERMICHE ... 27

5.7 AZIONE DEL SISMA ... 27
5.7.1 Spettro stato limite di salvaguardia della vita (SLV) ... 31
5.7.2 Spettro stato limite di salvaguardia di danno (SLD) ... 34
5.7.3 Spettro stato limite di operatività (SLO) ... 37
5.8 SPINTE DEL TERRENO E DELL'ACQUA ... 40
5.9 DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO - SLU ... 40
5.10 DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - SLE ... 41
5.11 DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE ... 41
5.12 TABELLE DELLE COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE ... 41
5.12.1 Tratto 1 – passerella Ponte della Libertà ... 41
5.12.2 Tratto 2 – Ponte sul Canal Salso ... 43

6 CODICI DI CALCOLO ... 45

7 TRATTO 1 - ANALISI E VERIFICHE ... 46

7.1 MODELLO DI CALCOLO ... 46
7.2 ANALISI MODALE E CONTROLLO DELLE MASSE ... 54
7.2.1 Segmenti A-B ... 54
7.2.2 Segmento C ... 57
7.2.3 Segmento D ... 61
7.3 DEFORMAZIONI VERTICALI ... 65
7.3.1 Segmenti A-B ... 65
7.3.2 Segmento C ... 67
7.3.3 Segmento D ... 69
7.4 SPOSTAMENTI ORIZZONTALI GIUNTI ... 70
7.5 TIRANTI DI ANCORAGGIO ... 72
7.5.1 Calcolo della capacità portante dei tiranti ... 72
7.6 MENSOLE ... 76
7.6.1 Segmenti A-B ... 76
7.6.2 Segmento C ... 77
7.6.3 Segmento D ... 79
7.7 VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI DI ACCIAIO (SLU – SLV) ... 80
7.7.1 Segmenti A-B ... 83
7.7.1.1 IPE 330 ... 84
7.7.1.2 IPE 330 + piatti 140x10 ... 85
7.7.1.3 IPE 140 ... 86
7.7.1.4 Verifica controventi D=14 mm ... 87
7.7.1.5 Verifica travi secondarie tubo 60x80x3 mm ... 87
7.7.1.6 Verifica travi secondarie omega 80x80x4 mm ... 87
7.7.2 Segmento C ... 88
7.7.2.1 IPE 330 ... 89
7.7.2.2 IPE 330 + piatti 140x10 ... 90
7.7.2.3 IPE 330 + piatti 140x20 ... 91

7.7.2.4 IPE 140 ... 92
7.7.2.5 Verifica controventi D=14 mm ... 93
7.7.3 Segmento D ... 93
7.7.3.1 IPE 330 ... 95
7.7.3.2 IPE 330 + piatti 140x10 ... 96
7.7.3.3 IPE 330 + piatti 140x20 ... 97
7.7.3.4 IPE 140 ... 98
7.7.3.5 IPE 200 ... 99
7.7.3.6 Tubo 60x80x3 mm ... 100
7.7.3.7 Verifica controventi D=14 mm ... 101
7.8 NODI PRINCIPALI ... 101
7.8.1 Ancoranti mensola tipo M1 ... 101
7.8.2 Ancoranti mensola tipo M1 filo 1 e mensole tipo M2 ... 104
7.8.3 Ancoranti mensola tipo M3 ... 106
7.8.4 Appoggio travi IPE 330 su mensole ... 108
7.8.5 Giunto travi IPE 140 su travi IPE 330 tipico ... 110
7.8.6 Giunto travi IPE 140 in asse mensole su travi IPE 330 ... 112
7.8.7 Giunto travi IPE 140 su travi IPE 330 incastro ... 113
7.8.8 Giunto travi IPE 330 longitudinali su travi IPE 330 di estremità ... 115
7.8.9 Giunto travi IPE 330 in corrispondenza delle mensole ... 116
7.8.10 Giunto travi IPE 330 in corrispondenza delle selle Gerber ... 118
7.8.11 Giunto controventi - travi IPE 330 ... 119
7.8.12 Giunto di collegamento baggiolo - mensole ... 120
7.9 PARAPETTO ... 121
8 TRATTO 2 – ANALISI E VERIFICHE ... 123
8.1 MODELLO DI CALCOLO ... 123
8.2 ANALISI MODALE E CONTROLLO DELLE MASSE ... 130
8.3 DEFORMAZIONI VERTICALI ... 133
8.4 DEFORMAZIONI IN CORRISPONEDENZA DEI GIUNTI ... 134
8.5 FONDAZIONI ... 136
8.5.1 Calcolo della capacità portante dei pali – carico verticale ... 136
8.5.2 Calcolo della capacità portante dei pali – carico orizzontale ... 139
8.5.3 Verifiche di capacità portante dei pali e verifiche strutturali dei pali ... 140
8.5.4 Verifiche strutturali delle fondazioni delle spalle ... 144
8.5.4.1 Verifiche di resistenza agli SLU e SLV ... 145
8.5.4.2 Verifica a punzonamento travi di fondazione ... 146
8.5.4.3 Verifiche di tensionali e a fessurazione agli SLE ... 148
8.6 SETTI SPALLI E CONTRAFFORTI ... 151
8.6.1 Verifiche di resistenza agli SLU ed SLV ... 152
8.7 VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI DI ACCIAIO (SLU – SLV) ... 153
8.7.1 Profili HEB 260 zona appoggi ... 157

8.7.2 Travi HEB 240 – briglia inferiore ... 158
8.7.3 Travi HEB 450 + piatti 12x300mm - briglia superiore ... 159
8.7.4 Travi HEB 450 - briglia superiore ... 160
8.7.5 Travi HEA 400 – briglia superiore ... 161
8.7.6 Montanti travi reticolari HEA 160 ... 162
8.7.7 Montanti travi reticolari HEB 160 ... 163
8.7.8 Diagonali travi reticolari HEA 140 ... 164
8.7.9 Diagonali travi reticolari HEA 120 ... 165
8.7.10 Travi HEA 160 impalcato ... 166
8.7.11 Controventi di piano - Tubi 60x60x5 ... 167
8.7.12 Travi secondarie impalcato – tubo 60x100x4 ... 168
8.8 NODI PRINCIPALI ... 169
8.8.1 Appoggi ponte su spalla ... 169
8.8.2 Appoggi ponte su contrafforti ... 172
8.8.3 Collegamento travi impalcato HEA 160 – briglia inferiore HEB 240 ... 173
8.8.4 Collegamento travi impalcato HEA 160 – briglia inferiore HEB 260 ... 174
8.8.5 Collegamento controventi ... 176
8.8.6 Giunto continuità briglia inferiore HEB 240 ... 176
8.8.7 Giunto continuità briglia superiore HEB 450 ... 177
8.8.8 Giunto continuità diagonale HEA 140 ... 178
9 STRUTTURE SECONDARIE ... 180
9.1 STRUTTURA SOTTO PONTE PER SOSTEGNO FINITURA ... 180
9.1.1 Modello di calcolo ... 180
9.1.2 Analisi dei risultati e verifiche ... 181
9.1.2.1 Montante 120x120x3 ... 183
9.1.2.2 Traversi 80x80x3 ... 184
9.1.2.3 Nodi di base ... 185
9.1.2.4 Verifica di capacità portante ... 185
9.2 TERMINALE PARAPETTO DESTRA IDRAULICA ... 186
9.2.1 Modello di calcolo ... 186
9.2.2 Analisi dei risultati e verifiche ... 187
9.2.2.1 Montante 60x60x3 ... 189
9.2.2.2 Traversi 60x60x3 ... 190
9.2.2.3 Nodi di base ... 191
9.2.2.4 Verifica di capacità portante ... 191
9.3 TERMINALE PARAPETTO SINISTRA IDRAULICA ... 192
9.3.1 Modello di calcolo ... 192
9.3.2 Analisi dei risultati e verifiche ... 193
9.3.2.1 Montante 60x60x3 ... 195
9.3.2.2 Traversi 60x60x3 ... 196
9.3.2.3 Nodi di base ... 197

9.3.2.4 Verifica di capacità portante 197

10 CONCLUSIONI 199

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo delle strutture, riporta i criteri di progettazione e le verifiche delle strutture delle opere complementari e di collegamento con la rete ciclabile esistente nell'ambito del progetto "Pista ciclabile per Venezia".
In particolare si trattano le strutture del nuovo ponte ciclo pedonale sul Canal Salso e del tratto di completamento della passerella a sbalzo sul Ponte della Libertà.

1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Per agevolare la lettura del progetto e la sua comprensione, l'intervento viene suddiviso in due tratti, denominati TRATTO 1 e TRATTO 2, rispettivamente comprendenti il tratto di passerella sospeso a lato del Ponte della Libertà, in ingresso a Venezia, e un tratto interno che unisce la rotatoria di via Torino (est) con viale San Marco (ovest) e al vicino ponte strallato di collegamento con Parco San Giuliano.

1.1.1 Tratto 1

Tale tratto di pista ciclabile è previsto in totale continuità estetica e funzionale con il tratto già esistente. L'impalcato e le mensole rimangono sostanzialmente invariati rispetto al tratto già realizzato mentre gli ancoraggi sono stati dimensionati in funzione dei sondaggi effettuati sia sul terrapieno che sulle fondazione delle arcate del ponte. Le indagini e sondaggi integrativi hanno permesso di calibrare la corretta soluzione tecnica da adottare nel massimo rispetto del manufatto vincolato, ovvero il Ponte della Libertà.
Il nuovo tratto di passerella è lungo circa 170 m e consente di sorpassare un tratto di pista che attualmente risulta particolarmente stretto per ospitare in sicurezza pedoni e ciclisti.
La struttura è composta da un impalcato metallico, con una larghezza netta di 2,50 m tra i parapetti ed un ingombro totale di circa 3,40-4.00 m, sostenuto da mensole realizzate con profilo rastremato e composte da piatti saldati.

L'impalcato è composto da due travi di bordo IPE330 ad interasse 2,69 m collegate trasversalmente da profili IPE140 con passo variabile e da barre Ø14 per il controventamento del piano orizzontale.
In alcuni tratti le IPE 330 sono rinforzate mediante piatti saldati alle ali inferiore e superiore di dimensioni 140x10 mm e 140x20 mm.
Le travi principali IPE330 dell'impalcato sono supportate da mensole ancorate al Ponte della Libertà. La connessione travi – mensole è garantita da baggioli di altezza variabile composti da due piatti verticali ed un piatto orizzontale di spessore 15mm. Tra i baggioli e le travi principali si interpone uno strato in neoprene di spessore pari a 1 cm.
Le mensole su cui poggia l'impalcato, consistono in strutture composte da piatti sagomati e saldati a profilo rastremato. In funzione delle sollecitazioni a cui sono soggette le mensole sono suddivise in 3 tipologie, denominate M1, M2 e M3, per tali tipologie varia lo spessore dei piatti principali che compongono la mensola. Le tre tipologie di mensola presentano lunghezze variabili per adattarsi allo sviluppo del ponte.
In generale la sezione delle suddette mensole è composta da una piattabanda superiore di larghezza 300 mm e spessore 15-20 mm, due anime rastremate di spessore variabile 12 - 15 – 18 mm e distanti 100 mm una dall'altra, un piatto di chiusura inferiore di larghezza 100 mm e spessore 12 mm che funge da collegamento inferiore tra le anime. La mensola è completata dalla piastra di contatto con le strutture portanti del ponte la piastra presenta forma a T con larghezza di base 400 mm e larghezza in sommità 600 mm, in corrispondenza dei tiranti di ancoraggio, l'altezza della piastra è 1240 mm e lo spessore è variabile 25-30 mm.
La passerella è suddivisibile in due segmenti tipologici, che si caratterizzano per lo schema strutturale dell'impalcato, per la posizione delle mensole e per la differente tipologia di collegamento delle mensole di appoggio dell'impalcato al Ponte della Libertà:

- *Segmento 1 – zona con le arcate;*
- *Segmento 2 – zona con terrapieno;*

Nel segmento 1 si prevede l'installazione di coppie di mensole in corrispondenza di ciascuna pila, ad una distanza di circa 1,30 m, al fine di non intaccare le lesene in muratura in corrispondenza dell'asse delle pile. L'impalcato metallico è composto da tratti lunghi 5,3 m in corrispondenza delle pile, e da tratti centrali lunghi circa 6.9 mm e 8.9 m appoggiati sui primi mediante selle tipo Gerber. Le campate lunghe 8.9 m sono collocate nelle arcate di estremità verso i due terrapieni presenti.
Lo schema statico tipico dell'impalcato, nella zona delle arcate del ponte, consiste in un tratto di impalcato in appoggio sulle mensole in corrispondenza delle pile, che sostiene a sua volta tramite selle Gerber una campata centrale di dimensioni variabili.
Le selle Gerber garantiscono, oltre alla semplicità di posa, un gioco in grado di assorbire le deformazioni termiche ottenuto tramite foro asolato, accompagnato da uno strato di separazione in neoprene.
In corrispondenza dei nuclei in c.a. delle spalle si prevede il fissaggio delle mensole mediante due tiranti di ancoraggio composti da barre di acciaio laminato a caldo a sezione cava e a filettatura continua e da un copro d'iniezione di diametro reso 90 mm. Le barre sono del tipo Titan di Ischebeck con diametro 40/16 e 40/20 (rispettivamente diametro esterno/diametro interno della barra cava)e la lunghezza complessiva dei tiranti è compresa tra 7 e 8.5 m in funzione dello sforzo di trazione.
La piastra di testa è collegata l supporto in calcestruzzo anche con 8 barre M20 o M24 tipo hilti HIT-Z o equivalente, inghisati con ancorante chimico epossidico e lunghezza di ancoraggio 210-240 mm.

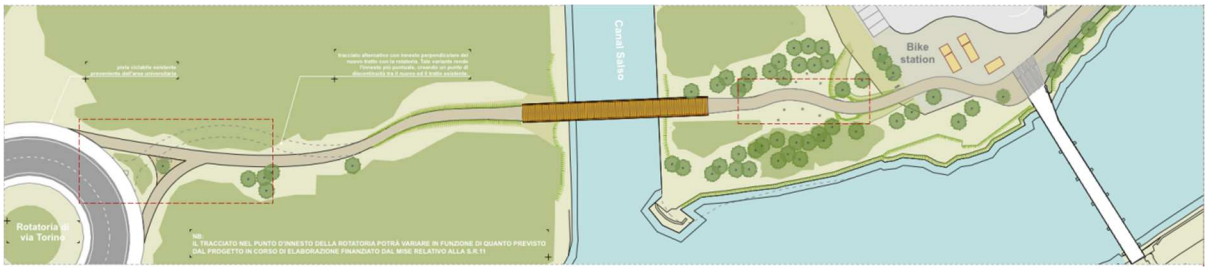
La presenza del calcestruzzo, rilevata con la realizzazione del primo tratto, è stata confermata anche sulle pile di questo tratto dai sondaggi effettuati. In ogni caso visti i valori molto scarsi della resistenza del calcestruzzo esistente, è stato previsto un nuovo elemento in c.a. su cui incastrare le mensole.

Nel segmento 2, che comprende il terrapieno piccolo dove la pista si connette al ponte e il terrapieno lungo 95 m circa, adiacente al tratto terminale della porzione già realizzata, le mensole sono disposte ad una distanza costante di circa 4,4-4.5 m e le travi principali sono poggiate sopra le mensole. In corrispondenza del terrapieno piccolo le travi principali presentano sbalzi lunghi circa 2.15 m rispetto alla mensole di appoggio n°30.
In corrispondenza del terrapieno lungo le travi principali poggiano sulle mensole disposte ad interasse di circa 4.50 m. Tale scelta è legata alla scarsa resistenza del terrapieno per cui è stato preferibile ripartire in modo più diffuso il carico trasmesso dai tiranti con cui sono ancorate le mensole.
Lo schema statico tipico, nelle zone con terrapieno, consiste in mensole di appoggio disposte ad interasse quasi costante, pari a circa 4.50 m, e travi principali collegate alle mensole attraverso il baggiolo e collegate tra loro con giunti bullonati in corrispondenza delle mensole ogni 9 m circa.
I carotaggi effettuati nel tratto di terrapieno lungo confermano la presenza di un riempimento con materiale di origine antropica alternato a strati di terreno sabbioso e argilloso. In tale contesto, risulta dunque necessaria l'esecuzione di un consolidamento preventivo del terreno, nel tratto iniziale del tirante, eseguito mediante iniezioni verticali di cemento con canne tipo "manchette" su maglia triangolare lato 80 cm, profondità foro ≈180 cm dal piano stradale, effettuate dal marciapiede e dal piano stradale. Tale intervento ha lo scopo di consolidare il terreno a tergo del paramento murario esistente e nel tratto più superficiale dei tiranti, in tal modo si può realizzare in sicurezza il dado di fondazione su cui incastrare le mensole.
L'ancoraggio di ciascuna mensola è ottenuto mediante due tiranti di ancoraggio composti da barre di acciaio laminato a caldo a sezione cava e a filettatura continua e da un copro d'iniezione di diametro reso 135-150 mm. Le barre sono del tipo Titan di Ischebeck con diametro 40/16, 40/20 e 52/26 (rispettivamente diametro esterno/diametro interno della barra cava) e la lunghezza complessiva dei tiranti è compresa tra 7.5 e 14.5 m in funzione dello sforzo di trazione.
La piastra di testa è collegata al supporto in calcestruzzo anche con 8 barre M20 o M24 tipo hilti HIT-Z o equivalente, inghisati con ancorante chimico epossidico e lunghezza di ancoraggio 210-240 mm.

Sulle travi longitudinali IPE330 e IPE 330 rinforzate, di entrambi i segmenti dell'impalcato si prevede l'installazione dei montanti dei parapetti, costituiti da piatti verticali sagomati a cui sono fissati tubolari d=21x3 orizzontali a passo 108 mm e corrimano costituito da tubolare 60x3. L'altezza del parapetto rispetto alle travi longitudinali principali dell'impalcato risulta essere sempre superiore ai 110 cm.

1.1.2 Tratto 2

Il tratto 2 collega il vicino distretto universitario di via Torino con forte Marghera, è caratterizzato da una passerella ciclopedonale che consente il superamento del Canal Salso.



Il nuovo ponte ciclo pedonale sul Canal Salso è lungo 36.8 m e la larghezza utile è 4.0 m, presenta una forma ad arco con raggio di curvatura circa 130 m nel tratto centrale mentre nei due imbocchi, per una lunghezza di circa 7 m, l'impalcato è in pendenza ma rettilineo.
In corrispondenza del punto più alto è garantita un'altezza sotto trave di 5.5 m dal pelo libero dell'acqua, lo zero assunto coincide con lo zero mareografico di punta della salute (ZMPS).
Le strutture del ponte si compongono di due travi reticolari principali il cui rivestimento funge anche da parapetto.
Il corrente inferiore è costituito da elementi HEB 240 e HEB 260 in parte rettilinei ed in parte calandrati con raggio di curvatura circa 129.6 m.
I montanti sono profili HEA 160 mentre gli elementi diagonali sono profili HEA 120 nella porzione centrale e HEA 140 verso gli appoggi.
Il corrente superiore è realizzato con profili HEA 400, HEB 450 e HEB 450 rinforzato con piatti saldati alle ali. I profili del corrente superiore sono disposti orizzontalmente per contrastare lo sbandamento laterale, i profili più grossi sono in mezzeria della campata. In corrispondenza degli appoggi sulle spalle e sui contrafforti è previsto un triangolo di chiusura delle travi reticolari composto da profili HEB 260 saldati tra loro che servono per incastrare il ponte sulle spalle.
L'impalcato è formato da una doppia orditura di travi, la principale formata da HEA 160 ad interasse circa 1.65 m e la secondaria formata da 4 profili tubolari 60x100x4 che sostengono la finitura in doghe metalliche larghe 250m e alte 58 mm di lamiera presso piegata spessa 2 mm.
Le spalle del ponte in calcestruzzo sono alte 1.5 m e spesse 45 cm e presentano due contrafforti in corrispondenza delle due travi reticolari principali spessi 50 cm.
La fondazione è una trave 8.0x3.4x0.8 m su 12+12 pali tipo FDP di diametro 420 mm e lunghezza 16 m.
Lo schema statico del ponte è ad arco ribassato incastrato a spinta contrastata.

2 CRITERI DI PROGETTAZIONE

La verifica di tutti gli elementi strutturali che compongono il ponte sul Canal Salso e la passerella a sbalzo dal Ponte della Libertà è condotta secondo i fondamenti della scienza e della tecnica delle costruzioni nel pieno rispetto delle normative vigenti. In particolare il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite, con riferimento al D.M. 17.01.2018, sarà criterio di verifica di sicurezza strutturale. I criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite sono basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.
Saranno condotte verifiche di tipo statico agli stati limite ultimi SLU e agli stati limite di esercizio SLE e verifiche di tipo sismico agli stati limite di salvaguardia della vita SLV, agli stati limite di danno SLD e agli stati limite di operatività SLO.
Ai fini delle verifiche sismiche si considerano tutte strutture in classe di duttilità bassa CDB.

L'analisi sismica è condotta mediante analisi lineare dinamica come previsto dal capitolo 7 del DM 17.01.2018. Tale metodo prevede la determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale) e degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascun modo di vibrare. Gli effetti singoli vengono poi combinati utilizzando la combinazione quadratica completa.
Le verifiche agli stati limite di danno in questo caso sono costituite anch'esse da verifiche di resistenza ma sono meno significative di quelle condotte per gli SLV ed SLU in quanto devono essere condotte con coefficienti di sicurezza unitari per i materiali e quindi considerando dei limiti di resistenza molto alti a fronte di sollecitazioni paragonabili a quelle determinate agli stati limite di salvaguardia della vita.
Il DM 17.01.18 fornisce per tutti i siti e per ogni probabilità di superamento del periodo di riferimento, a cui corrisponde ciascuno degli stati limite, i valori di a_g (accelerazione orizzontale massima del sito), F_o (fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e di T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale).

2.1 VITA UTILE, CLASSE DELLA STRUTTURA E PERIODO DI RIFERMENTO

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella Tab. 2.4.I delle Norme Tecniche per le Costruzioni e deve essere precisata nei documenti di progetto.

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

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

La costruzione oggetto delle presenti verifiche rientra nel tipo 2:
A tali costruzioni corrisponde una vita nominale $v_N \geq 50$ anni. Tale rappresenta la durata da considerare in sede progettuale con riferimento alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità.

La classe d'uso della struttura è fornita con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azione sismica.
Le strutture in esame rientrano in classe d'uso III "*Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso*".

Il periodo di riferimento rappresenta il tempo in relazione al quale sono valutate le azioni sismiche e risulta dal prodotto della vita nominale per il coefficiente d'uso che per la classe d'uso III vale 1.5.

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

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

Nel caso in esame quindi il periodo di riferimento vale: $v_R = v_N x c_U$ = 50*1.5 =75 anni.

2.2 CLASSE DI ESECUZIONE

Secondo la norma UNI EN 1090-1:2011 la classe di esecuzione di una struttura in acciaio è determinata dall'affidabilità e dai rischi potenziali a cui tale struttura è soggetta. L'affidabilità è definita dal parametro CC (Classe di conseguenza) che tiene conto delle eventuali conseguenze dovute a un fallimento delle strutture, mentre i rischi potenziali sono definiti dai parametri SC (Categoria di servizio) e PC (Categoria di produzione), riguardanti le finalità e le caratteristiche progettuali degli elementi in acciaio impiegati.
Il ponte sul Canal Salso e la pista a sbalzo rispetto al Ponete della Libertà ricadono in classe di esecuzione **EXC3** in quanto si considerano i seguenti parametri:

- ***CC3,*** *classe di conseguenza* ***elevata*** *per perdita di vite umane o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali;*
- ***SC1****, strutture e componenti le cui connessioni sono progettate per l'azione sismica in regioni con bassa sismicità e classe di duttilità bassa in accordo alla EN 1998-1;*
- ***PC2*** *per componenti saldati realizzati da prodotti in acciaio si classe S355 o superiori.*

Classi di importanza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 [a)]	EXC3 [a)]
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 [a)]	EXC4

a) EXC4 dovrebbe essere applicato a strutture speciali o strutture con conseguenze estreme di cedimento strutturale, come richiesto dalle disposizioni nazionali.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutte le strutture sono progettate rispettando i criteri e le prescrizioni indicate nelle norme attualmente vigenti.

3.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- *L. 5.11.1971, n° 1086 – "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".*
- *D.M. LL. PP. 17.01.2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»".*
- *Circ. Min. infrastrutture e trasporti 2.02.2009 N° 617: Applicazione norme tecniche per le costruzioni.*
- *DPR 380/2001: Testo unico per l'edilizia.*
- *Ordinanza PCM del 20 marzo 2003 n°3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica ".*
- *Ord. P.C.M. n° 3431 03.05.2005 "Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»".*

3.2 NORME NAZIONALI

- *UNI 11104:2004 – "Calcestruzzo – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".*
- *UNI EN 206-1/2014– "Calcestruzzo, prestazione produzione e conformità".*
- *UNI EN 10025 – "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali".*

3.3 NORME INTERNAZIONALI

- *UNI-EN-1993-1-1 – Progettazione delle strutture in acciaio: Regole generali e regole per gli edifici.*
- *UNI 1090-2:2011 – Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio*

4 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

I materiali di cui si prevede utilizzazione dovranno avere caratteristiche meccaniche non inferiori a quanto di seguito riportato.
Le caratteristiche dei materiali rispettano anche l'Art. 65 comma 3 lettera b D.p.r. 380/01 ex Lettera B Legge 5-XI-1971 n°1086.

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Calcestruzzo per pali (tratto 2)

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1 e UNI 11104:2004:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Classe di abbassamento al cono (slump)	S5
Dimensione massima dell'inerte	D_{max} = 20 mm
Classe di esposizione	XA2
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m^3
Tipo cemento	CEM II – 42.5 N
Rapporto acqua/cemento	0.55
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 40$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 33.2$ MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd} = 18.81 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	f_{ctd} = 1.45 MPa
Modulo elastico	E_c= 33643 MPa

Verifiche Stato Limite di Esercizio:

σ c = 0.60·fck = 19.92 MPa	(compressione), combinazione di carico caratteristica (rara)
σ c = 0.45 fck = 14.94 MPa	(compressione), combinazione di carico quasi permanente

La classe di esposizione scelta XA2 si riferisce ad un ambiente esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.
Limiti di fessurazione: la classe di esposizione XA2 determina condizioni ambientali aggressive. Considerando armature poco sensibili si hanno come limiti di apertura di fessura ≤0.3 mm in combinazione frequente e ≤0.2 mm in combinazione quasi permanente.
Determinazione copriferro: le condizioni ambientali aggressive e la classe C32/40 determinano un copriferro netto per gli elementi a piastra C=30 mm + 10 mm di tolleranza = 40 mm. Tale valore viene aumentato di 20 mm per garantire una maggiore durabilità delle strutture di fondazione e per agevolare la posa in opera delle gabbie.

4.1.2 Calcestruzzo per travi di fondazione e spalle (tratto 2)

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1 e UNI 11104:2004:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Classe di abbassamento al cono (slump)	S4
Dimensione massima dell'inerte	D_{max} = 20 mm
Classe di esposizione	XS1
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m^3
Tipo cemento	CEM II – 42.5 N
Rapporto acqua/cemento	0.50
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 40$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 33.2$ MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd} = 18.81 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	f_{ctd} = 1.45 MPa
Modulo elastico	E_c= 33643 MPa

Verifiche Stato Limite di Esercizio:

σ c = 0.60·fck = 19.92 MPa	(compressione), combinazione di carico caratteristica (rara)
σ c = 0.45 fck = 14.94 MPa	(compressione), combinazione di carico quasi permanente

La classe di esposizione scelta XS1 si riferisce ad un ambiente esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.
Limiti di fessurazione: la classe di esposizione XS1 determina condizioni ambientali aggressive. Considerando armature poco sensibili si hanno come limiti di apertura di fessura ≤0.3 mm in combinazione frequente e ≤0.2 mm in combinazione quasi permanente.
Determinazione copriferro: le condizioni ambientali aggressive e la classe C32/40 determinano un copriferro netto per gli elementi a piastra C=30 mm + 10 mm di tolleranza = 40 mm. Tale valore viene aumentato di 10 mm per garantire una maggiore durabilità delle strutture di fondazione.

4.1.3 Rinforzi zone attacco mensole (tratto 1)

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1 e UNI 11104:2004:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Classe di abbassamento al cono (slump)	S4
Dimensione massima dell'inerte	D_{max} = 20 mm
Classe di esposizione	XS1
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m^3
Tipo cemento	CEM II – 42.5 N
Rapporto acqua/cemento	0.55
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 40$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 33.2$ MPa

Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd} = 18.81 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	f_{ctd} = 1.45 MPa
Modulo elastico	E_c= 33643 MPa

Verifiche Stato Limite di Esercizio:

σ c = 0.60·fck = 19.92 MPa	(compressione), combinazione di carico caratteristica (rara)
σ c = 0.45 fck = 14.94 MPa	(compressione), combinazione di carico quasi permanente

La classe di esposizione scelta XS1 si riferisce ad un ambiente esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.
Limiti di fessurazione: la classe di esposizione XS1 determina condizioni ambientali aggressive. Considerando armature poco sensibili si hanno come limiti di apertura di fessura ≤0.3 mm in combinazione frequente e ≤0.2 mm in combinazione quasi permanente.
Determinazione copriferro: le condizioni ambientali aggressive e la classe C32/40 determinano un copriferro netto per gli elementi a piastra C=30 mm + 10 mm di tolleranza = 40 mm..

4.2 MALTE E MISCELE CEMENTIZIE

4.2.1 Betoncino strutturale premiscelato a ritiro compensato

Betoncino cementizio premiscelato colabile espansivo per ancoraggi di precisione di grosso spessore da applicare tra setti in c.a. e piastre di appoggio del ponte, tipo MasterFlow 980 di Basf Construction Chemical Italia (ex Emaco S33).

Acqua d'impasto (consistenza S5)	10%
Bleeding	assente
Caratteristiche espansive (in fase plastica UNI 8996)	> 0.3%
Adesione al supporto in calcestruzzo	>6.0 MPa
Resistenza allo sfilamento delle barre di acciaio	> 30 MPa
Modulo elastico a 28 gg UNI EN 13412	28.000 ±2.000 MPa
Resistenza a compressione UNI EN 12190	1 g > 35 MPa
	7 gg > 65 MPa
	28 gg > 75 MPa
Resistenza a trazione per flessione UNI EN 196/1	1 g > 6.0 MPa
	7 gg > 8.0 MPa
	28 gg >9.0 MPa

4.2.2 Malta cementizia premiscelata tissotropica a ritiro compensato (miscela tipo M2)

Malta cementizia fibrorinforzata tissotropica a ritiro compensato, da prevedere per la regolarizzazione, ove necessario, della superficie di contatto tra piastra in acciaio delle mensole e calcestruzzo (malta tipo Mapegrout Tissotropico di Mapei o similare)
La malta deve essere applicata su sottofondo compatto, opportunamente irruvidito con uso di spatola o cazzuola senza necessità di casseri anche in verticale; lo spessore massimo consentito è di 50 mm per strato.
Requisiti minimi richiesti dalla norma EN 1504-3 per malte strutturali di classe R4:

Acqua d'impasto	16%
Adesione al supporto in calcestruzzo	>2 MPa
Assorbimento capillare EN 13057	<0.2 kg/m^2 h$^{0.5}$
Resistenza alla carbonatazione accelerata EN 13295	minore del calcestruzzo di riferimento
Modulo elastico UNI EN 13412	26.000 MPa a 28gg
Resistenza a compressione UNI EN 12190	1 g > 20 MPa
	7 gg > 45 MPa
	28 gg > 60 MPa
Resistenza a trazione per flessione UNI EN 196/1	1 g > 4.5 MPa
	7 gg > 7.0 MPa
	28 gg >8.5 MPa
Consumo per 1 cm di spessore	19 kg/m^2

4.2.3 Miscela per iniezioni di tiranti in roccia, terreno, manufatti esistenti in c.a. (miscela tipo M3)

La realizzazione dei tiranti si divide in due fasi successive durante le quali si impiegano miscele cementizie differenti le cui caratteristiche minime sono di seguito riportate.
Le caratteristiche delle miscela di iniezione: resistenza, specifiche di produzione e di conformità, devono rispettare la norma EN 206-1.
La miscela cementizia deve essere miscelata mediante stazioni di pompaggio che consentono il controllo del dosaggio di acqua, il controllo delle miscele e della pressione di iniezione.
La composizione interna della miscela deve essere verificata prima dell'iniezione.
Il cemento impiegato deve rispettare la norma EN 197-1. Cemento tipo III 42.5N.

Fase 1: perforazione diretta (miscela M3-A)
Questa prima fase di realizzazione dei tiranti consiste nella perforazione con iniezione primaria del mezzo di lavaggio costituito dalla miscela cementizia tipo M3-A che ha lo scopo di stabilizzare il foro.

Miscela cementizia con rapporto acqua cemento	a/c=0.7 (cem ≈ 690 kg/mc)
Resistenza cilindrica a compressione	f_{ck} ≥ 35 MPa
Consumo di cemento per unità di lunghezza del corpo d'iniezione	6.2 kg/m per Ø 90 mm
	15 kg/m per Ø 135 mm
	17.1 kg/m per Ø 150 mm

È la miscela impiegata durante la perforazione a roto percussione che consente di stabilizzare il foro senza decompressioni o rilassamento del terreno circostante. La miscela consente inoltre di estrarre il detrito di perforazione dalla bocca del foro.

Fase 2: iniezione dinamica (miscela M3-B)
È la miscela che costituisce il corpo d'iniezione del tirante. È la miscela più densa, iniettata mantenendo la rotazione che forma il corpo d'iniezione. L'iniezione di tale sospensione elimina il fluido di lavaggio.

Miscela cementizia con rapporto acqua cemento	a/c=0.4 (cem≈1395 kg/mc)
Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} \geq 35$ MPa
Consumo di cemento per unità di lunghezza del corpo d'iniezione	8.7 kg/m per Ø 90 mm
	20 kg/m per Ø 135 mm
	24.1 kg/m per Ø 150 mm

L'iniezione dinamica deve essere eseguita a pressione compresa tra 10 e 15 bar (1 - 1.5 MPa).

4.2.4 Miscela per iniezioni consolidamento terrapieno (miscela tipo M4)

Di seguito si riportano le composizioni medie delle miscele (prevedere eventuali tarature in corso d'opera). Anche in questo caso si impiegano due miscele, la prima per l'iniezione di guaina (stabilizzazione del foro) la seconda per il consolidamento del terreno.

FASE 1: INIEZIONE DI GUAINA

cemento (UNI EN 197/1):	CEM IV 42.5 N pozzolanico
rapporto c/a	0.35 (35 kg cemento su 100 l acqua)
rapporto b/a (*)	0.06 (6 kg bentonite su 100 l acqua)
densita'	≈ 1.25 t/mc
viscosita' marsh	> 40 ÷ 45 s/l
rendimento volumetrico a 4 ore	98% (bleeding <2%)
COMPOSIZIONE INDICATIVA:	
cemento	≈ 307 kg/mc
acqua	≈ 876 kg/mc
bentonite	≈ 52 kg/mc

(*) additivo colloide tipo bentonite 6 kg su 100 l acqua)

FASE 2: INIEZIONE CONSOLIDAMENTO

cemento (UNI EN 197/1):	CEM IV 42.5 N pozzolanico
rapporto c/a	0.60 (60 kg cemento su 100 l acqua)
rapporto b/a (*)	0.03 (3 kg bentonite su 100 l acqua)
densita'	≈ 1.35 t/mc
viscosita' marsh	> 30 ÷ 40 s/l
rendimento volumetrico a 4 ore	98% (bleeding <2%)
COMPOSIZIONE INDICATIVA:	
cemento	≈ 498 kg/mc
acqua	≈ 830 kg/mc

bentonite ≈ 25 kg/mc
(*) additivo colloide tipo bentonite 3 kg su 100 l acqua)

FLUIDIFICANTI EVENTUALI:
In seguito ai risultati dopo campo prova verificare necessità di impiego additivo fluidificante/super fluidificante tipo 'Basf rehobuild' o equivalente.

4.3 ACCIAIO

4.3.1 Barre in acciaio cave a filettatura continua per tiranti

Le barre per i tiranti sono barre in acciaio laminato a caldo a sezione cava, a filettatura continua e zincate a caldo. Tali barre sono impiegate nei tiranti di ancoraggio delle mensole.
Le barre sono in barre in acciaio S 460 NH a filettatura continua zincate a caldo.
Acciaio S 460 NH caratteristiche (secondo UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 ed UNI EN 10219-1):
Tensione di rottura $f_{tk} \geq 530$ MPa
Tensione di snervamento $f_{yk} \geq 460$ MPa

Per i tiranti si prevedono le seguenti tre tipologie di barra tipo Titan di Ischebeck:

Tipologia barra	tipo TITAN 40/20	tipo TITAN 40/16	tipo TITAN 52/26
Diametro nominale esterno / interno	Øe=40mm Øi=20mm	Øe=40mm Øi=16mm	Øe=52mm Øi=26mm
Sezione effettiva	A_{eff} = 730 mm^2	A_{eff} = 900 mm^2	A_{eff} = 1250 mm^2
Carico di rottura	F_u = 540 kN	F_u = 660 kN	F_u = 925 kN
Resistenza caratteristica	$R_{M,k}$ = 372 kN	$R_{M,k}$ = 490 kN	$R_{M,k}$ = 650 kN

Il sistema di tiranti tipo Titan prevede di impiegare manicotti di giunzione tra barre, elementi distanziatori, punte di perforazione / iniezione, piastre di testa, elemento sferico per compensazione inclinazione tiranti e dado con collare sferico adatti a ciascuna delle barre come rappresentato negli elaborati grafici.

4.3.2 Acciaio per armatura delle strutture in calcestruzzo

Barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450 C secondo UIN EN ISO 9001:2000, accertato secondo UNI EN ISO 15630-1:2004:

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C:
Tensione di rottura $f_{tk} \geq 540$ MPa
Tensione di snervamento $f_{yk} \geq 450$ MPa
Modulo elastico E = 206 GPa
$1.15 \geq (f_t/ f_y)_k < 1.35$
$(f_t/ f_{ynom})_k \leq 1.25$

4.3.3 Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio per profilati a caldo, lamiere per piattabande, anime, irrigidimenti, e comunque per tutti gli elementi saldati, lamiere per piastre e profilati commerciali non saldati.

Classe di esecuzione secondo UNI EN1090	EXC3 (CC3;SC1;PC2)
Acciaio tipo S355 J2 G3	
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 510$ MPa
Tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 355$ MPa
Tensione di rottura (spessori > 40 mm)	$f_{tk} \geq 470$ MPa
Tensione di snervamento (spessori > 40 mm)	$f_{yk} \geq 335$ MPa
Modulo elastico	E = 206000 Mpa
Modulo di elasticità trasversale	G=E/(2(1+v))=80770 MPa
coeff. espansione termica lineare	α=12x10-6 /°C-1 per temp. fino a 100 °C
Verifiche Stato Limite Ultimo:	
$\gamma_{MAT} = 1.05$	coefficiente di sicurezza
$f_d = f_{yk}/\gamma_{MAT} = 338.10$ MPa	se t ≤ 40 mm
$f_d = f_{yk}/\gamma_{MAT} = 319.04$ MPa	se 40 mm < t ≤ 80 mm
Acciaio tipo S 275 J0 secondo UNI EN 10025	
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 430$ MPa
Tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 275$ MPa
Modulo elastico	E = 206000 Mpa
Verifiche Stato Limite Ultimo:	
$\gamma_{MAT} = 1.05$	coefficiente di sicurezza
$f_d = f_{yk}/\gamma_{MAT} = 261.9$ MPa	se t ≤ 40 mm
$f_d = f_{yk}/\gamma_{MAT} = 242.8$ MPa	se 40 mm < t ≤ 80 mm

4.3.4 Bulloni

Bulloni ad alta resistenza con viti di classe 10.9. Dadi e rosette classe 10 (associati secondo prescrizioni del D.M. 17.01.18).

Tensione di rottura	$f_{tb} \geq 1000$ MPa
Tensione di snervamento	$f_{yb} \geq 900$ MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{d,N} = 720$ MPa
Resistenza di progetto a taglio	$f_{d,V} = 480$ MPa

Bulloni ad alta resistenza con viti di classe 8.8. Dadi e rosette classe 8 (associati secondo prescrizioni del D.M. 17.01.18).

Tensione di rottura	$f_{tb} \geq 800$ MPa
Tensione di snervamento	$f_{yb} \geq 649$ MPa

Resistenza di progetto a trazione $f_{d,N}$ = 576 MPa
Resistenza di progetto a taglio $f_{d,V}$ = 384 MPa

4.3.5 Unioni saldate

Le saldature sono eseguite secondo quanto previsto nel D.M. 14.01.2008. Per i requisiti riguardanti i procedimenti di saldatura, i materiali d'apporto, ed i controlli per la realizzazione delle saldature di faccia riferimento al § 11.3.4.5 del DM 14.01.2008.
Si distinguono tre categorie di unioni on saldature:

- *Unioni con saldature a piena penetrazione: i collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.*

- *Unioni con saldature a parziale penetrazione: i collegamenti testa a testa, a T e a croce a parziale penetrazione vengono verificati con gli stessi criteri dei cordoni d'angolo (di cui al successivo § 4.2.8.2.4.). L'altezza di gola dei cordoni d'angolo da utilizzare nelle verifiche è quella teorica, corrispondente alla preparazione adottata e specificata nei disegni di progetto, senza tenere conto della penetrazione e del sovrametallo di saldatura, in conformità con la norma UNI EN ISO 9692-1:2005.*

- *Unioni con saldature a cordoni d'angolo: la resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone stesso. La lunghezza di calcolo L è quella intera del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose. Ai fini della durabilità delle costruzioni, le saldature correnti a cordoni intermittenti, realizzati in modo non continuo lungo i lembi delle parti da unire, non sono ammesse in strutture non sicuramente protette contro la corrosione. Per le verifiche occorre riferirsi alternativamente alla sezione di gola nella effettiva posizione o in posizione ribaltata.*

  Allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola. Nel seguito si indicano con $\sigma_\perp$ la tensione normale e con $\tau_\perp$ la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone d'angolo, agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva, e con $\sigma_{//}$ la tensione normale e con $\tau_{//}$ la tensione tangenziale parallele all'asse del cordone d'angolo. La tensione normale $\sigma_{//}$ non influenza la resistenza del cordone. Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza: $[\sigma_\perp^2 + 3(\tau_\perp^2 + \tau_{//}^2)]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2})$ dove: f_{tk} è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati, β = 0,80 per acciaio S235, 0,85 per acciaio S275, 0,90 per acciaio S355, 1,00 per acciaio S420 e S460. In alternativa, detta a l'altezza di gola, si può adottare cautelativamente il criterio semplificato $F_{w,Ed} / F_{w,Rd} \leq 1$ dove $F_{w,Ed}$ è la forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza e $F_{w,Rd}$ è la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza $F_{w,Rd} = af_{tk} / (\sqrt{3}\, \beta\gamma_{M2})$. Le verifiche possono essere condotte anche considerando la sezione di gola in posizione ribaltata secondo le indicazioni del § 4.2.8.2.4 delle NTC 2008.

4.3.6 Tasselli barra

Per tasselli in barre filettate pretagliate e zincate a caldo impiegare barre in classe di resistenza 8.8.

4.3.7 Tasselli tipologia di ancorante

Ancorante epossidico per iniezioni di tasselli / ancortanti (miscela tipo M1)
Resina epossidica tipo Hilti HIT-RE-500-V3 o equivalenti.
Per caratteristiche tecniche e di posa si rimanda alla scheda del produttore.
Prevedere foro nel calcestruzzo Øforo = Øbarra + 2mm
I fori dovranno essere accuratamente puliti, si consiglia di realizzare il foro con il sistema a roto percussione e pulizia automatica: sistema tipo Hilti SafeSet con punta cava collegata al sistema di aspirazione.

Per i tirafondi in barre filettate zincate impiegare barre in classe di resistenza 10.9.
Per tasselli in barre filettate pretagliate e zincate a caldo impiegare barre in classe di resistenza 8.8.

4.3.8 Tirafondi barra

Per i tirafondi in barre filettate zincate impiegare barre in classe di resistenza 10.9.

4.4 APPARECCHI DI APPOGGIO ELASTOMERICI NON ARMATI (TRATTO 1)

In corrispondenza dell'appoggio delle travi principali sulle mensole e in corrispondenza delle selle tipo Gerber di giunzione tra travi principali si prevede l'impiego di piastre tipo JOINT RG tipo F

Caratteristiche gomma:	
Resistenza a rottura	≥ 16 MPa
Allungamento a rottura	≥ 425%
Modulo G	0.9 MPa

4.5 APPARECCHI DI APPOGGIO ELASTOMERICI ARMATI (TRATTO 2)

In corrispondenza dell'appoggio delle travi principali sulle spalle e sui contrafforti si prevede l'impiego di piastre tipo JOINT RGA tipo A e B con una o più lamiere armate

Lamiera in acciaio S235JR	
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 360$ MPa
Tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 235$ MPa
Caratteristiche elastomero NR:	
Resistenza a rottura	≥ 16 MPa
Allungamento a rottura	≥ 425%
Modulo G	0.9 MPa

4.6 TERRENO

Per il terreno di fondazione si fa riferimento alla campagna di prove geotecniche effettuata dalla ditta Geologia Tecnica sas di Vorlicek P.A. & C. nel 2018.

Lo scrivente ha interpretato i dati delle prove ed ha prodotto il seguente modello geotecnico impiegato per la progettazione delle opere di fondazione. Il dimensionamento dei pali è stato condotto sulla base della prove geotecnica eseguita in prossimità degli argini.
La falda, ai fini del calcoli, è considerata a -200 cm rispetto alla sommità dell'argine in destra idraulica.

				CPT 1			
STRATO	profondità		descizione	COESIVO		GRANULARE	
				Eu [Mpa]	cu [kPa]	Ei [Mpa]	Φ
1	1	1.7	Sabbie e limi			3.59	29
2	1.7	4	Argilla e miscele di lime e argille	4.5	34.5		
3	4	4.9	Argilla	3.31	17.2		
4	4.9	5.7	Sabbie e limi sciolte			3.4	24.3
5	5.7	8.4	Sabbia mediamente addensata			24.8	32.5
6	8.4	8.7	Livelletto argilloso	5.49	51.5		
7	8.7	9.7	Sabbia mediamente addensata			29.6	32.8
8	9.7	12.2	Argilla e livelletti di terreno organico	4.08	23.2		
9	12.2	12.5	Sabbia e miscele di sabbie e limi			12.5	27.6
10	12.5	12.9	Livelletto argilloso	5.58	43.7		
11	12.9	13.7	Sabbia e miscele di sabbie e limi			15.2	28.2
12	13.7	16.2	Argilla e livelletti di terreno organico	6.1	55		
13	16.2	17.8	Sabbire e sabbie con limo mediamente addensate			18	27.7
14	17.8	19.3	Argilla e miscele di limo e argille	6.17	70.9		
15	19.3	21	Argilla e livelletti di terreno organico	4.47	21		
16	21	23	Argilla e miscele di limo e argille	6.87	87.7		
17	23	24.4	Sabbire e sabbie con limo mediamente addensate			23.39	27.7
18	24.4	27.36	miscele di limo argilloso, argilla e limo sabbioso	7.34	93		

				CPT 2			
STRATO	profondità		descizione	COESIVO		GRANULARE	
				Eu [Mpa]	cu [kPa]	Ei [Mpa]	Φ
1	1	2.3	sabbia			9.9	33
2	2.3	2.8	argilla e limi argillosi	4.43	27.8		
3	2.8	7.4	sabbia e sabbie limose			9.99	29.7
4	7.4	9.8	sabbia			30.65	33
5	9.8	12	Argilla e livelletti di terreno organico	3.93	18.8		
6	12	14.2	sabbie limose			20.2	29.5
7	14.2	15.5	argilla e miscele di argille limose	5.82	96.2		
8	15.5	18	Sabbire e sabbie con limo mediamente addensate			24.4	29.4
9	18	21.5	limo argilloso	6.57	89.5		
10	21.5	23.5	Sabbire e sabbie con limo mediamente addensate			24.9	28.3
11	23.5	27.12	miscele di limo argilloso, argilla e limo sabbioso	7.34	91.3		

Dal punto di vista sismico il sottosuolo è classificato in categoria sismica D.

Per il dimensionamento dei tiranti si fa riferimento ai dati forniti dalle ditte Geologia Tecnica sas di Vorlicek P.A. & C specializzata e Altraingegneria che hanno condotto nel 2018 una campagna di indagini sul Ponte delle Libertà.
Le indagini sono consistite nell'esecuzione di una campagna di sondaggi eseguiti dal piano stradale lungo il tratto interessato dall'intervento. I sondaggi sono stati eseguiti a profondità crescenti aumentando la distanza dal bordo. Durante i sondaggi sono stati prelevati anche alcuni campioni su cui sono state effettuate delle prove di laboratorio.
Negli elaborati grafici si riportano le sezioni stratigrafiche rilevate con i sondaggi sovrapposte alle strutture della passerella.

5 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO E COMBINAZIONI

I carichi permanenti ed accidentali sono desunti dal D.M. 17.01.2018.
L'analisi e la verifica delle strutture sono condotte esaminando separatamente gli effetti delle azioni elementari di carico sotto riportate:

- *Peso proprio elementi strutturali G1*
- *Peso proprio elementi non strutturali G2*
- *Sovraccarichi variabili di esercizio*
- *Azione della neve*
- *Azione del vento*
- *Azioni termiche:*
- *Sisma E*

5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

I pesi propri degli elementi costituenti la struttura sono determinati in funzione delle caratteristiche geometriche e dei pesi specifici dei materiali di seguito riportati:

Calcestruzzo armato:	γ_{ca} = 25.0 kN/m^3
Acciaio:	γ_s = 78.5 kN/m^3

5.2 PESI PROPRI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali è valutato in funzione dei reali pacchetti previsti dal progetto considerando i pesi di volume dei singoli materiali impiegati.

Ponte sul Canal Salso	
Lamiera presso piegata di finitura sp. 1.5 mm	0.30 kN/m^2
Impianti appesi	0.25 kN/m^2
Rivestimento inferiore in lamiera 3 mm	0.25 kN/m^2
Rivestimento parapetti con lamiera 3 mm sul alto interno	0.30 kN/m
Pista a sbalzo dal Ponte della Libertà	
Doghe in legno composito di finitura	0.30 kN/m^2
Parapetti	1.00 kN/m

5.3 CARICHI VARIABILI

Entrambi i manufatti sono ad uso esclusivo di pedoni e biciclette.

La condizione di carico impiegata è la "folla": si applica sull'intero impalcato un sovraccarico uniformemente distribuito di 5.00 kN/m^2. Tale carico fa riferimento allo schema di carico 5 come previsto dal capitolo 5 della NTC 2018.

5.4 CARICO NEVE

Il carico da neve risulta:
$q_{s1} = \mu_i\, q_{sk}\, C_E\, C_t$ = 0.8*1.00*1*1 =0.80 kN/m^2
Il carico della neve al suolo per la zona II e per $a_s \leq 200$ m risulta:
q_{sk} = 1.00 kN/m^2
il coefficiente di forma delle coperture ad una o due falde con inclinazione fino a 30° risulta μ_1 = 0.8,
C_E = 1 coefficiente di esposizione
C_t = 1 coefficiente termico

L'azione della neve non viene considerata in quanto andrebbe combinata con il 75% del carico variabile della folla e pertanto darebbe luogo a sollecitazioni e deformazioni inferiori rispetto alla folla considerata per intero.

5.5 AZIONI DEL VENTO

La spinta del vento valutata secondo le prescrizioni del DM 17.01.2018 risulta:
$p=q_b \times c_e \times c_p \times c_d$
dove:

q_b	pressione cinetica di riferimento
c_e	coefficiente di esposizione
c_p	coefficiente di forma
c_d =1	coefficiente dinamico

La pressione cinetica q_b (in N/m^2) di riferimento è data dall'espressione:
$q_b=1/2 x \rho v_b^2$ = 409.2 N/m^2
dove:
v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s) determinata secondo i parametri della tabella 3.3.I del DM 17.01.2018, nel caso in esame è pari a 25.586 m/s per tempo di ritorno 75 anni.
Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza dal suolo della costruzione *z* dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione. Esso si ricava mediante la seguente formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \qquad \text{per } z \geq z_{min}$$

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

Il coefficiente di topografia c_t è assunto pari a 1.

Ponte sul Canal Salso
Per la zona geografica 1, in fascia entro 10 km dalla costa e classe di rugosità B si ha una categoria di esposizione II, alla quale corrispondono i seguenti coefficienti:

k_r = 0.19; z_0 = 0.05 m; z_{min} = 4 m
Il coefficiente di forma per il parapetto e per le travi di bordo è assunto:
c_{pe} = 1.4
considerando un'altezza dal suolo massima di 7.0 m si ricava la seguente pressione del vento agente trasversalmente al ponte:
p = 1.10 kN/m^2 (parapetto) tale pressione viene applicata su un parapetto considerato chiuso alto 1.6 m.

Passerella a sbalzo dal Ponte della Libertà
Per la zona geografica 1, in fascia lagunare e classe di rugosità D si ha una categoria di esposizione II, alla quale corrispondono i seguenti coefficienti:
k_r = 0.19; z_0 = 0.05 m; z_{min} = 4 m
Il coefficiente di forma per il parapetto e per le travi di bordo è assunto:
c_{pe} = 1.4 (parapetto)
considerando un'altezza dal suolo massima di 4.5 m si ricava la seguente pressione del vento agente trasversalmente al ponte:
p = 1.07 kN/m^2 (parapetto) tale pressione viene applicata su un'area di 0.9 mq/m che comprende la trave di bordo e i tubi del parapetto.

Sui rivestimenti in lamiera laterali e sotto il ponte, sponda destra idraulica, si considera un coefficiente di pressione
Parete sopra vento c_p = 0.8+0.2
Parete sotto vento c_p = 0.4+0.2
A cui corrisponde una pressione di 0.72 kN/mq e una depressione di 0.43 kN/mq.

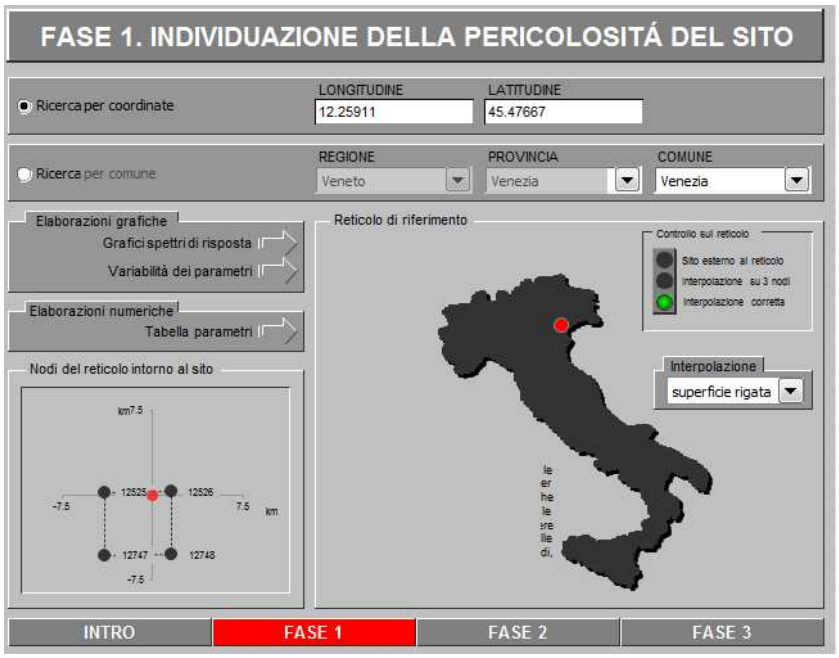
5.6 AZIONI TERMICHE

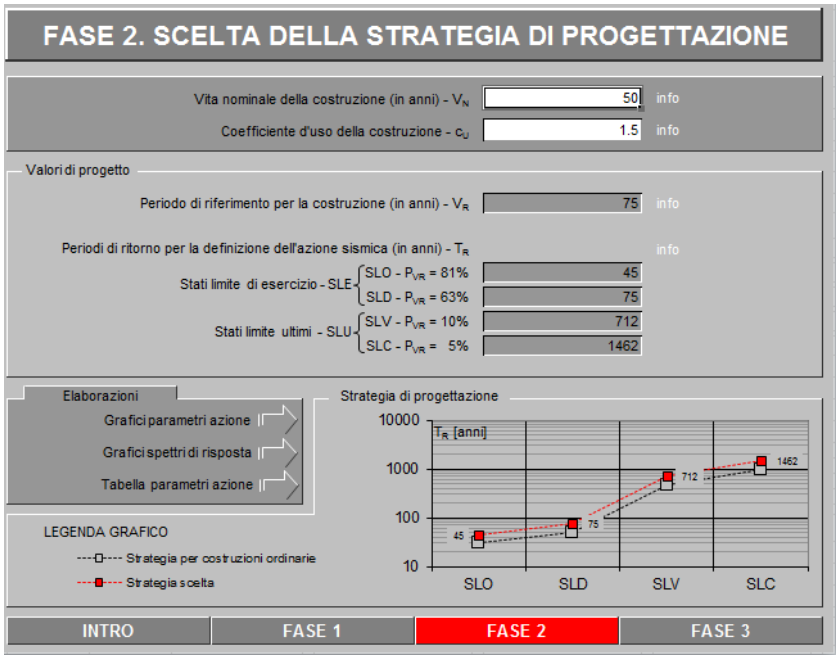
Si considerano i seguenti valori di variazione termica:
$\Delta T = \pm$ 35°C tale assunzione è a favore della sicurezza in quanto la norma prevede per strutture in acciaio esposte ± 25°C.
Le azioni termiche vengono applicate a tutte le parti in acciaio esposte.

5.7 AZIONE DEL SISMA

Come specificato precedentemente l'analisi sismica condotta è di tipo lineare dinamica. Gli spettri di risposta sono determinati utilizzando il software in excel "Spettri-NTC versione 1.0.3" messo a disposizione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
Il documento Excel SPETTRI-NTC fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:
FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);
FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;
FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

Si riportano di seguito alcune immagini che esplicitano il percorso è per la determinazione dei parametri che definiscono gli spettri di risposta.



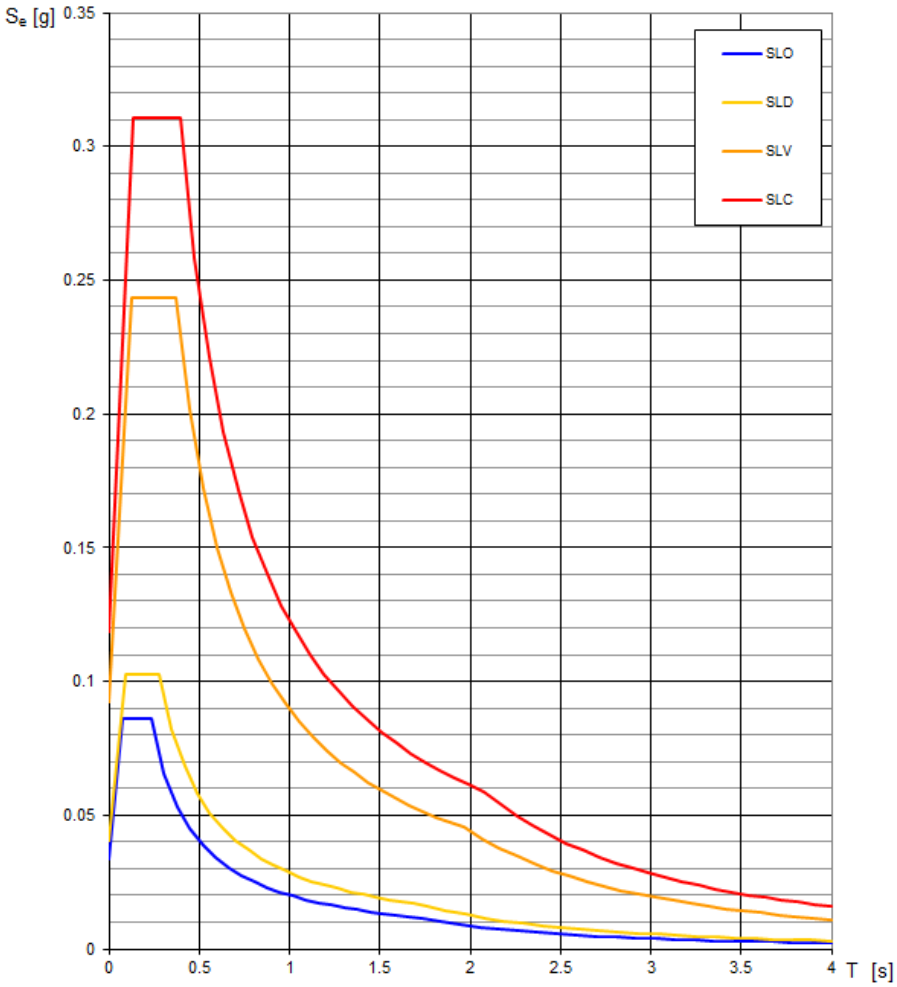


Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.034	2.535	0.234
SLD	75	0.040	2.545	0.278
SLV	712	0.092	2.647	0.367
SLC	1462	0.119	2.623	0.394

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

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

ag (accelerazione orizzontale massima al sito)

Fo (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale)

Tc* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale).

Le espressioni degli spettri e dei parametri dipendenti sono:

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-07 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55;\ \eta = 1/q$ (NTC-07 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

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

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-07 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \leq T < T_C$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$

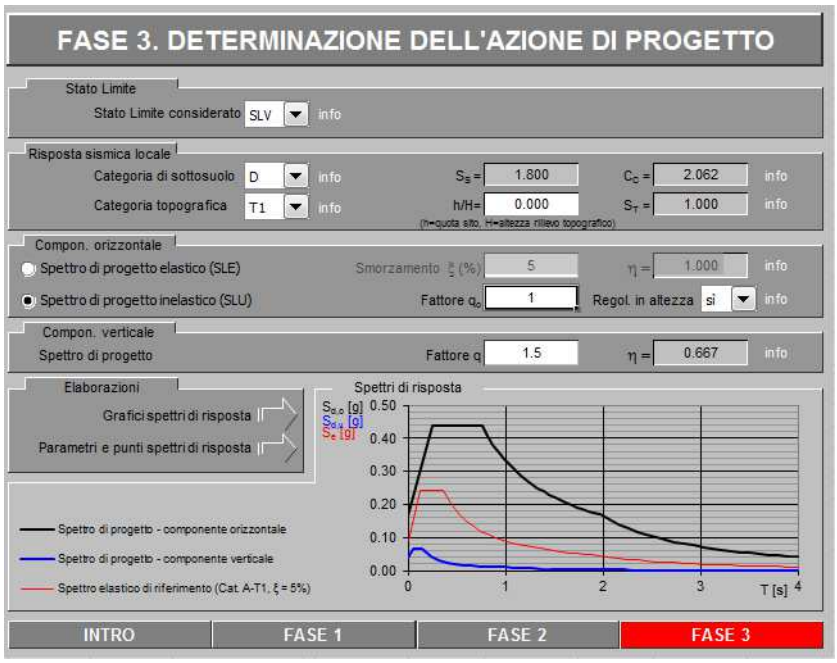
$T_C \leq T < T_D$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \leq T$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Non vi è alcuna amplificazione topografica, la superficie topografica rientra nella Categoria T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media ≤ 15°", a cui corrisponde un coefficiente di amplificazione S_T pari a 1.
Per quanto riguarda la classificazione sismica il terreno è considerato in categoria di suolo D la cui definizione ai sensi della Tabella 3.2.II del DM 17.01.2018 è di seguito riportata:
D - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
Per definire, infine, gli spettri di progetto, occorre precisare che:
per gli stati limite di esercizio (nel caso in esame stato limite di operatività SLO) lo spettro di progetto Sd(T) da utilizzare è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla PVR considerata.
Per i manufatti strutturali le verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) possono essere condotte impiegando il fattore di struttura q che modifica lo spettro elastico nel relativo spettro di progetto nella presente relazione si riporta lo spettro elastico che significa impiegare il fattore di struttura q=1.0. Nelle relazioni di calcolo di ciascuno dei manufatti si riporta lo spettro di progetto con il reale fattore di struttura adottato.

Inoltre si è inserita anche la componente verticale del sisma in entrambi gli interventi. Infatti quest' ultima secondo le NTC18 deve essere considerata, in aggiunta a quanto indicato al § 3.2.3.1, anche in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2.
Nel nostro specifico caso il tratto a sbalzo sul Ponte della Libertà ha uno sbalzo di circa 4 m e la passerella ha una luce circa pari a 36.5 m.

5.7.1 Spettro stato limite di salvaguardia della vita (SLV)



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.092 g
F_o	2.647
T_C^*	0.367 s
S_S	1.800
C_C	2.062
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.253 s
T_C	0.758 s
T_D	1.968 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

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

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.166
T_B ←	0.253	0.439
T_C ←	0.758	0.439
	0.815	0.408
	0.873	0.381
	0.931	0.357
	0.988	0.336
	1.046	0.318
	1.104	0.301
	1.161	0.286
	1.219	0.273
	1.276	0.260
	1.334	0.249
	1.392	0.239
	1.449	0.229
	1.507	0.221
	1.565	0.212
	1.622	0.205
	1.680	0.198
	1.738	0.191
	1.795	0.185
	1.853	0.179
	1.911	0.174
T_D ←	1.968	0.169
	2.065	0.153
	2.162	0.140
	2.259	0.128
	2.355	0.118
	2.452	0.109
	2.549	0.101
	2.646	0.093
	2.742	0.087
	2.839	0.081
	2.936	0.076
	3.033	0.071
	3.129	0.067
	3.226	0.063
	3.323	0.059
	3.420	0.056
	3.516	0.053
	3.613	0.050
	3.710	0.048
	3.807	0.045
	3.903	0.043
	4.000	0.041

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV	
a_{gv}	0.038	g
S_S	1.000	
S_T	1.000	
q	1.500	
T_B	0.050	s
T_C	0.150	s
T_D	1.000	s

Parametri dipendenti

F_v	1.084
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = 1/q$ (NTC-08 §. 3.2.3.5)

$F_v = 1{,}35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0{,}5}$ (NTC-08 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

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

$T_B \le T < T_C$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$

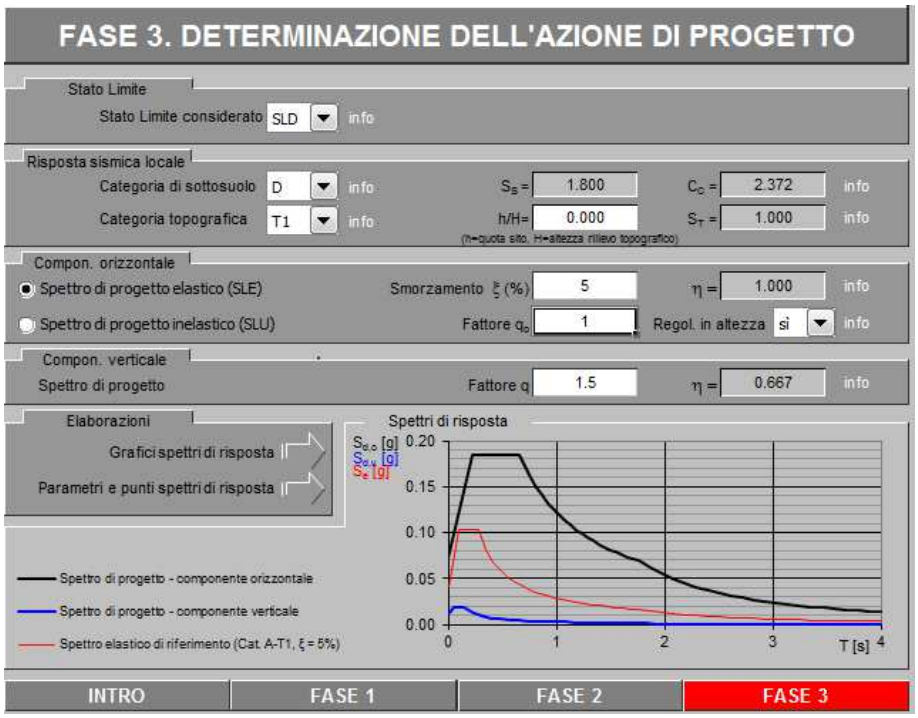
$T_C \le T < T_D$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.038
T_B	0.050	0.067
T_C	0.150	0.067
	0.235	0.042
	0.320	0.031
	0.405	0.025
	0.490	0.020
	0.575	0.017
	0.660	0.015
	0.745	0.013
	0.830	0.012
	0.915	0.011
T_D	1.000	0.010
	1.094	0.008
	1.188	0.007
	1.281	0.006
	1.375	0.005
	1.469	0.005
	1.563	0.004
	1.656	0.004
	1.750	0.003
	1.844	0.003
	1.938	0.003
	2.031	0.002
	2.125	0.002
	2.219	0.002
	2.313	0.002
	2.406	0.002
	2.500	0.002
	2.594	0.001
	2.688	0.001
	2.781	0.001
	2.875	0.001
	2.969	0.001
	3.063	0.001
	3.156	0.001
	3.250	0.001
	3.344	0.001
	3.438	0.001
	3.531	0.001
	3.625	0.001
	3.719	0.001
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001

5.7.2 Spettro stato limite di salvaguardia di danno (SLD)



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.040 g
F_o	2.545
T_C^*	0.278 s
S_S	1.800
C_C	2.372
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.220 s
T_C	0.659 s
T_D	1.762 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

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

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.073
T_B	0.220	0.185
T_C	0.659	0.185
	0.711	0.171
	0.764	0.160
	0.816	0.149
	0.869	0.140
	0.921	0.132
	0.974	0.125
	1.026	0.119
	1.079	0.113
	1.131	0.108
	1.184	0.103
	1.236	0.099
	1.289	0.095
	1.341	0.091
	1.394	0.087
	1.446	0.084
	1.499	0.081
	1.552	0.079
	1.604	0.076
	1.657	0.074
	1.709	0.071
T_D	1.762	0.069
	1.868	0.062
	1.975	0.055
	2.081	0.050
	2.188	0.045
	2.295	0.041
	2.401	0.037
	2.508	0.034
	2.614	0.031
	2.721	0.029
	2.827	0.027
	2.934	0.025
	3.041	0.023
	3.147	0.022
	3.254	0.020
	3.360	0.019
	3.467	0.018
	3.574	0.017
	3.680	0.016
	3.787	0.015
	3.893	0.014
	4.000	0.013

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0.011 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.691
S	1.000
η	0.667

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.011
T_B	0.050	0.019
T_C	0.150	0.019
	0.235	0.012
	0.320	0.009
	0.405	0.007
	0.490	0.006
	0.575	0.005
	0.660	0.004
	0.745	0.004
	0.830	0.003
	0.915	0.003
T_D	1.000	0.003
	1.094	0.002
	1.188	0.002
	1.281	0.002
	1.375	0.001
	1.469	0.001
	1.563	0.001
	1.656	0.001
	1.750	0.001
	1.844	0.001
	1.938	0.001
	2.031	0.001
	2.125	0.001
	2.219	0.001
	2.313	0.001
	2.406	0.000
	2.500	0.000
	2.594	0.000
	2.688	0.000
	2.781	0.000
	2.875	0.000
	2.969	0.000
	3.063	0.000
	3.156	0.000
	3.250	0.000
	3.344	0.000
	3.438	0.000
	3.531	0.000
	3.625	0.000
	3.719	0.000
	3.813	0.000
	3.906	0.000
	4.000	0.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = 1/q$ (NTC-08 §. 3.2.3.5)

$F_v = 1{,}35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5}$ (NTC-08 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

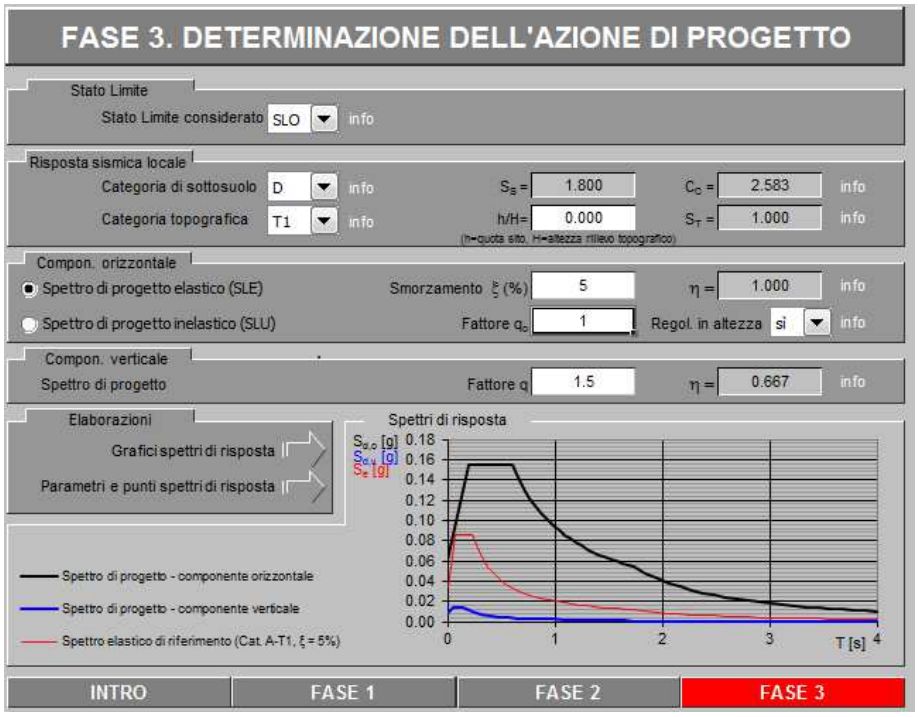
$0 \le T < T_B$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \le T < T_C$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$

$T_C \le T < T_D$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \le T$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

5.7.3 Spettro stato limite di operatività (SLO)



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLO

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0.034 g
F_o	2.535
T_C^*	0.234 s
S_S	1.800
C_C	2.583
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.202 s
T_C	0.605 s
T_D	1.735 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

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

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.061
T_B ←	0.202	0.154
T_C ←	0.605	0.154
	0.659	0.142
	0.713	0.131
	0.766	0.122
	0.820	0.114
	0.874	0.107
	0.928	0.101
	0.982	0.095
	1.036	0.090
	1.089	0.086
	1.143	0.082
	1.197	0.078
	1.251	0.075
	1.305	0.072
	1.359	0.069
	1.412	0.066
	1.466	0.064
	1.520	0.061
	1.574	0.059
	1.628	0.057
	1.682	0.056
T_D ←	1.735	0.054
	1.843	0.048
	1.951	0.043
	2.059	0.038
	2.167	0.035
	2.275	0.031
	2.382	0.029
	2.490	0.026
	2.598	0.024
	2.706	0.022
	2.814	0.020
	2.922	0.019
	3.029	0.018
	3.137	0.016
	3.245	0.015
	3.353	0.014
	3.461	0.014
	3.569	0.013
	3.676	0.012
	3.784	0.011
	3.892	0.011
	4.000	0.010

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLO

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_{gv}	0.008 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.630
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = 1/q$ (NTC-08 §. 3.2.3.5)

$F_v = 1{,}35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5}$ (NTC-08 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

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

$T_B \le T < T_C$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$

$T_C \le T < T_D$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \le T$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.008
T_B	0.050	0.014
T_C	0.150	0.014
	0.235	0.009
	0.320	0.007
	0.405	0.005
	0.490	0.004
	0.575	0.004
	0.660	0.003
	0.745	0.003
	0.830	0.003
	0.915	0.002
T_D	1.000	0.002
	1.094	0.002
	1.188	0.002
	1.281	0.001
	1.375	0.001
	1.469	0.001
	1.563	0.001
	1.656	0.001
	1.750	0.001
	1.844	0.001
	1.938	0.001
	2.031	0.001
	2.125	0.000
	2.219	0.000
	2.313	0.000
	2.406	0.000
	2.500	0.000
	2.594	0.000
	2.688	0.000
	2.781	0.000
	2.875	0.000
	2.969	0.000
	3.063	0.000
	3.156	0.000
	3.250	0.000
	3.344	0.000
	3.438	0.000
	3.531	0.000
	3.625	0.000
	3.719	0.000
	3.813	0.000
	3.906	0.000
	4.000	0.000

5.8 SPINTE DEL TERRENO E DELL'ACQUA

Le spinte del terreno, dell'acqua e dei sovraccarichi variabili a tergo delle spalle del ponte sul Canal Salso sono le seguenti:

La spinta statica del terreno varia con la profondità e alla base della spalla vale:
$S_{T\,max}= \gamma H K_0$ = 19*2.0*0.53 = 20.16 kPa
Si considera il coefficiente di spinta a riposo. Il calcolo è condotto considerando cautelativamente un angolo di attrito di 28° del riempimento in misto di cava stabilizzato.

La spinta idrostatica dell'acqua varia con la profondità e vale:
$S_{W\,max}= \gamma H$ = 10*1.5 = 15 kPa
Si considera la falda a -0.5 m dalla sommità dell'argine.

La spinta statica dovuta ai sovraccarichi variabili è uniforme e vale:
$Sq= qK_0$ = 20*0.5 = 10 kPa
Si considera un sovraccarico uniforme sul piano stradale dietro le spalle del ponte di 20 kN/m^2.

La valutazione della spinta dinamica del terreno è condotta, a favore di sicurezza, secondo l'Eurocodice 8 considerando il manufatto una struttura rigida. L'incremento di spinta è costante con la profondità e vale:
$\Delta Pd= a_g/g\ S\ \gamma H$ = 0.092*1.8*19*1.5 = 4.72 kPa

5.9 DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO - SLU

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\psi_{0i} \cdot Q_{ik} \right) \right]$$ per le azioni statiche

con il seguente significato dei simboli:

G_1	valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali
G_2	valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali
P_k	valore caratteristico forza di precompressione o pretensione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
γ_{G1} = 1.3	(1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
γ_{G2} = 1.5	(0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
γ_p = 1.5	(0 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)
γ_q = 1.35	folla (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
γ_q = 1.50	vento (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
Ψ_{0i} = 0.75	per folla (schema di carico 5)
Ψ_{0i} = 0.60	per vento
Ψ_{0i} = 0.50	per neve (per i ponti si può considerare 0)
Ψ_{0i} = 0.60	per azioni termiche

5.10 DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - SLE

Si prenderanno in esame le seguenti combinazioni:

caratteristiche (rare): $F_d = G_1 + G_1 + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$

frequenti: $F_d = G_1 + G_1 + P_k + \psi_{1i} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

quasi permanenti: $F_d = G_1 + G_2 + P_k + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

Ψ_{0i} = 0.75	Ψ_{1i} = 0.40 (0.75)*	Ψ_{2i} = 0.0	per folla
Ψ_{0i} = 0.60	Ψ_{1i} = 0.00	Ψ_{2i} = 0.0	per vento
Ψ_{0i} = 0.00	Ψ_{1i} = 0.00	Ψ_{2i} = 0.0	per neve
Ψ_{0i} = 0.60	Ψ_{1i} = 0.60	Ψ_{2i} = 0.5	per azioni termiche

* agli stati limite di esercizio si considerano due gruppi di carico per la folla, il gruppo 1 con coefficiente Ψ_{1i} = 0.40 ed il gruppo 4 con coefficiente Ψ_{1i} = 0.75.

5.11 DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE

$F_d = E + G_1 + G_2 + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$ per le azioni sismiche

E	azione sismica
Ψ_{2i} = 0.2	per folla, il valore reale sarebbe 0.0 ma si assume cautelativamente 0.2

La combinazione varia al variare dello stato limite considerato in quanto varia l'azione sismica E e le combinazioni avranno le denominazioni SLV (salvaguardia della vita) e SLD (danno).
Per l'analisi lineare dinamica l'azione sismica E è la combinazione degli effetti sismici calcolati nelle due direzioni principali orizzontali e nella direzione verticale, tra loro combinati secondo la seguente espressione con la rotazione dei coefficienti moltiplicativi:
$1.00*E_x + 0.30*Ey + 0.30*E_z$.

5.12 TABELLE DELLE COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

5.12.1 Tratto 1 – passerella Ponte della Libertà

Nelle tabelle sotto riportate sono esplicitate le combinazioni di carico adottate per il dimensionamento e la verifica delle strutture di elevazione di calcestruzzo e di acciaio.

G1	pesi propri
G2	pesi permanenti portati
Q SC 5 a	folla campata a
Q SC 5 b	folla campata b
Vy	vento trasversale al ponte

Dt +35 variazione termica positiva
Dt -35 variazione termica negativa
Ex Slv azione sismica analisi dinamica modale in direzione X
Ey Slv azione sismica analisi dinamica modale in direzione Y
Ez Slv azione sismica analisi dinamica modale in direzione Z
C Contro monta alle mensole, viene considerata solo per le verifiche delle deformazioni nelle combinazioni rare.

Load Combinations

General | Steel Design | Concrete Design | SRC Design | Cold Formed Steel Design | Footing Design |

Load Combination List

No	Name	Active	Type	G1(ST)	G2(ST)	Q SC 5 a(ST)	Q SC 5 b(ST)	Vy(ST)	dt +35(ST)	dt-35(ST)	C(ST)	Ex-SLV(RS)	Ey-SLV(RS)	Ex-SLD(RS)	Ey-SLD(RS)	Ez-SLV(RS)
1	GR4 SLU 1	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500	1.3500	0.9000	0.9000							
2	GR4 SLU 2	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500	1.3500	0.9000		0.9000						
3	GR4 SLU 3	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	1.0100	1.5000	0.9000							
4	GR4 SLU 4	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	1.0100	1.5000		0.9000						
5	GR4 SLU 5	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	1.0100	0.9000	1.5000							
6	GR4 SLU 6	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	1.0100	0.9000		1.5000						
7	GR4 SLU 7	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500	1.3500									
8	GR4 SLU 8	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500	1.3500	0.9000								
9	GR4 SLU 9	Activ	Add	1.3500	1.5000			1.5000								
10	GR4 SLU 10	Activ	Add	1.3500	1.5000			1.5000	0.9000							
11	GR4 SLU 11	Activ	Add	1.3500	1.5000			1.5000		0.9000						
12	GR4 SLU 12	Activ	Add	1.3500	1.5000				1.5000							
13	GR4 SLU 13	Activ	Add	1.3500	1.5000					1.5000						
14	GR4 SLU 14	Activ	Add	1.3500	1.5000			0.9000	1.5000							
15	GR4 SLU 15	Activ	Add	1.3500	1.5000			0.9000		1.5000						
16	GR4 SLU 16	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	1.0100		1.5000							
17	GR4 SLU 17	Activ	Add	1.3000	1.5000	1.0100	1.0100			1.5000						
18	GR4 SLU 18	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500		0.9000	0.9000							
19	GR4 SLU 19	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500		0.9000		0.9000						
20	GR4 SLU 20	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500	1.0100	0.9000	0.9000							
21	GR4 SLU 21	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500	1.0100	0.9000		0.9000						
22	GR4 SLU 22	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500		0.9000								
23	GR4 SLU 23	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500	1.0100	0.9000								
24	GR4 SLU 24	Activ	Add	1.3500	1.5000		1.3500	0.9000	0.9000							
25	GR4 SLU 25	Activ	Add	1.3500	1.5000		1.3500	0.9000		0.9000						
26	GR4 SLU 26	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	1.3500	0.9000	0.9000							
27	GR4 SLU 27	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	1.3500	0.9000		0.9000						
28	GR4 SLU 28	Activ	Add	1.3500	1.5000		1.3500	0.9000								
29	GR4 SLU 29	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	1.3500	0.9000								
30	SLV 1	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					1.0000	0.3000			0.3000
31	SLV 2	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					1.0000	0.3000			0.3000
32	SLV 3	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					1.0000	-0.3000			-0.3000
33	SLV 4	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					1.0000	-0.3000			-0.3000
34	SLV 5	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					0.3000	1.0000			0.3000
35	SLV 6	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					0.3000	1.0000			0.3000
36	SLV 7	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-0.3000	1.0000			-0.3000
37	SLV 8	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-0.3000	1.0000			-0.3000
38	SLV 9	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					1.0000	0.3000			0.3000
39	SLV 10	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					1.0000	0.3000			0.3000
40	SLV 11	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					1.0000	-0.3000			-0.3000
41	SLV 12	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					1.0000	-0.3000			-0.3000
42	SLV 13	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					0.3000	1.0000			0.3000

43	SLV 14	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					0.3000	1.0000			0.3000
44	SLV 15	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-0.3000	1.0000			-0.3000
45	SLV 16	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-0.3000	1.0000			-0.3000
46	SLV 17	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-1.0000	-0.3000			-0.3000
47	SLV 18	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-1.0000	-0.3000			-0.3000
48	SLV 19	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-1.0000	0.3000			0.3000
49	SLV 20	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-1.0000	0.3000			0.3000
50	SLV 21	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-0.3000	-1.0000			-0.3000
51	SLV 22	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-0.3000	-1.0000			-0.3000
52	SLV 23	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					0.3000	-1.0000			0.3000
53	SLV 24	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					0.3000	-1.0000			0.3000
54	SLV 25	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-1.0000	-0.3000			-0.3000
55	SLV 26	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-1.0000	-0.3000			-0.3000
56	SLV 27	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-1.0000	0.3000			0.3000
57	SLV 28	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-1.0000	0.3000			0.3000
58	SLV 29	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-0.3000	-1.0000			-0.3000
59	SLV 30	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-0.3000	-1.0000			-0.3000
60	SLV 31	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					0.3000	-1.0000			0.3000
61	SLV 32	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					0.3000	-1.0000			0.3000
62	SLV 33	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					0.3000	0.3000			1.0000
63	SLV 34	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					0.3000	0.3000			1.0000
64	SLV 35	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-0.3000	-0.3000			1.0000
65	SLV 36	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-0.3000	-0.3000			1.0000
66	SLV 37	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-0.3000	-0.3000			-1.0000
67	SLV 38	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					-0.3000	-0.3000			-1.0000
68	SLV 39	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					0.3000	0.3000			-1.0000
69	SLV 40	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000	0.2000					0.3000	0.3000			-1.0000
70	RARA 1	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	0.6000		1.000					
71	RARA 2	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000		0.6000	1.000					
72	RARA 3	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	0.7500	1.0000	0.6000		1.000					
73	RARA 4	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	0.7500	1.0000		0.6000	1.000					
74	RARA 5	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	0.7500	0.6000	1.0000		1.000					
75	RARA 6	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	0.7500	0.6000		1.0000	1.000					
76	RARA 7	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000	0.4000	1.0000	0.6000		1.000					
77	RARA 8	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000	0.4000	1.0000		0.6000	1.000					
78	RARA 9	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000	0.4000	0.6000	1.0000		1.000					
79	RARA 10	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000	0.4000	0.6000		1.0000	1.000					
80	FREQ 1	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	0.7500		0.5000							
81	FREQ 2	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	0.7500			0.5000						
82	FREQ 3	Activ	Add	1.0000	1.0000				0.6000							
83	FREQ 4	Activ	Add	1.0000	1.0000					0.6000						
84	QP 1	Activ	Add	1.0000	1.0000				0.5000							
85	QP 2	Activ	Add	1.0000	1.0000					0.5000						

5.12.2 Tratto 2 – Ponte sul Canal Salso

Nelle tabelle sotto riportate sono esplicitate le combinazioni di carico adottate per il dimensionamento e la verifica delle strutture di elevazione di calcestruzzo e di acciaio.

G1	pesi propri
G2	pesi permanenti portati
Q SC 5	folla
Vy	vento trasversale al ponte
St	spinta statica del terreno
Sw	spinta dell'acqua
Sq	spinta dovuta al sovraccarico stradale
E-Stx	incremento di spinta del terreno in direzione X dovuto al sisma
Dt +35	variazione termica positiva
Dt -35	variazione termica negativa
Ex Slv	azione sismica analisi dinamica modale in direzione X
Ey Slv	azione sismica analisi dinamica modale in direzione Y
Ez Slv	azione sismica analisi dinamica modale in direzione Z

Load Combinations

General | Steel Design | Concrete Design | SRC Design | Cold Formed Steel Design | Footing Design |

Load Combination List

No	Name	Active	Type	G1(ST)	G2(ST)	Q SC 5(ST)	Vy(ST)	ST(ST)	SQ(ST)	Sw(ST)	E-STx(ST)	dt +35(ST)	dt -35(ST)	Ex-SLV(RS)	Ey-SLV(RS)	Ex-SLD(RS)	Ey-SLD(RS)	Ez-SLV(RS)
1	GR4 SLU 1	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500	0.9000	1.3000	1.3500	1.3000		0.9000						
2	GR4 SLU 2	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500	0.9000	1.3000	1.3500	1.3000			0.9000					
3	GR4 SLU 3	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	1.5000	1.3000	1.0100	1.3000		0.9000						
4	GR4 SLU 4	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	1.5000	1.3000	1.0100	1.3000			0.9000					
5	GR4 SLU 5	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	0.9000	1.3000	1.0100	1.3000		1.5000						
6	GR4 SLU 6	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.0100	0.9000	1.3000	1.0100	1.3000			1.5000					
7	GR4 SLU 7	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500		1.3000	1.3500	1.3000								
8	GR4 SLU 8	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500	0.9000	1.3000	1.3500	1.3000								
9	GR4 SLU 9	Activ	Add	1.3500	1.5000		1.5000	1.3000		1.3000								
10	GR4 SLU 10	Activ	Add	1.3500	1.5000		1.5000	1.3000		1.3000		0.9000						
11	GR4 SLU 11	Activ	Add	1.3500	1.5000		1.5000	1.3000		1.3000			0.9000					
12	GR4 SLU 12	Activ	Add	1.3500	1.5000			1.3000		1.3000		1.5000						
13	GR4 SLU 13	Activ	Add	1.3500	1.5000			1.3000		1.3000			1.5000					
14	GR4 SLU 14	Activ	Add	1.3500	1.5000		0.9000	1.3000		1.3000		1.5000						
15	GR4 SLU 15	Activ	Add	1.3500	1.5000		0.9000	1.3000		1.3000			1.5000					
16	GR4 SLU 16	Activ	Add	1.3500	1.5000	1.3500		1.3000	1.3500	1.3000								
17	SLV 1	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	0.3000			0.3000
18	SLV 2	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	0.3000			0.3000
19	SLV 3	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	-0.3000			-0.3000
20	SLV 4	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	-0.3000			-0.3000
21	SLV 5	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	1.0000			0.3000
22	SLV 6	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	1.0000			0.3000
23	SLV 7	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-0.3000	1.0000			-0.3000
24	SLV 8	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-0.3000	1.0000			-0.3000
25	SLV 9	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	0.3000			0.3000
26	SLV 10	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	0.3000			0.3000
27	SLV 11	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	-0.3000			-0.3000
28	SLV 12	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	1.0000			1.0000	-0.3000			-0.3000
29	SLV 13	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	1.0000			0.3000
30	SLV 14	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	1.0000			0.3000
31	SLV 15	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-0.3000	1.0000			-0.3000
32	SLV 16	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-0.3000	1.0000			-0.3000
33	SLV 17	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-1.0000	-0.3000			-0.3000
34	SLV 18	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-1.0000	-0.3000			-0.3000
35	SLV 19	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-1.0000	0.3000			0.3000
36	SLV 20	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-1.0000	0.3000			0.3000
37	SLV 21	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-0.3000	-1.0000			-0.3000
38	SLV 22	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-0.3000	-1.0000			-0.3000
39	SLV 23	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	-1.0000			0.3000
40	SLV 24	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	-1.0000			0.3000
41	SLV 25	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-1.0000	-0.3000			-0.3000
42	SLV 26	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-1.0000	-0.3000			-0.3000
43	SLV 27	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-1.0000	0.3000			0.3000
44	SLV 28	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-1.0000	0.3000			0.3000
45	SLV 29	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-0.3000	-1.0000			-0.3000
46	SLV 30	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-0.3000	-1.0000			-0.3000
47	SLV 31	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	-1.0000			0.3000
48	SLV 32	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	-1.0000			0.3000
49	SLV 33	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	0.3000			1.0000
50	SLV 34	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	0.3000			1.0000
51	SLV 35	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-0.3000	-0.3000			1.0000
52	SLV 36	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-0.3000	-0.3000			1.0000
53	SLV 37	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-0.3000	-0.3000			-1.0000
54	SLV 38	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000				-0.3000	-0.3000			-1.0000
55	SLV 39	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	0.3000			-1.0000
56	SLV 40	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.2000		1.0000		1.0000	0.3000			0.3000	0.3000			-1.0000
57	RARA 1	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000		0.6000						
58	RARA 2	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000			0.6000					
59	RARA 3	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	1.0000	1.0000	0.7500	1.0000		0.6000						
60	RARA 4	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	1.0000	1.0000	0.7500	1.0000			0.6000					
61	RARA 5	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	0.6000	1.0000	0.7500	1.0000		1.0000						
62	RARA 6	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500	0.6000	1.0000	0.7500	1.0000			1.0000					
63	RARA 7	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000		0.6000						
64	RARA 8	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	1.0000	1.0000	1.0000			0.6000					
65	RARA 9	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000	1.0000	1.0000	0.4000	1.0000		0.6000						
66	RARA 10	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000	1.0000	1.0000	0.4000	1.0000			0.6000					
67	RARA 11	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000	0.6000	1.0000	0.4000	1.0000		1.0000						
68	RARA 12	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000	0.6000	1.0000	0.4000	1.0000			1.0000					
69	FREQ 1	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500		1.0000	0.7500	1.0000		0.5000						
70	FREQ 2	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7500		1.0000	0.7500	1.0000			0.5000					
71	FREQ 3	Activ	Add	1.0000	1.0000			1.0000		1.0000		0.6000						
72	FREQ 4	Activ	Add	1.0000	1.0000			1.0000		1.0000			0.6000					
73	QP 1	Activ	Add	1.0000	1.0000			1.0000		1.0000		0.5000						
74	QP 2	Activ	Add	1.0000	1.0000			1.0000		1.0000			0.5000					

6 CODICI DI CALCOLO

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi:

- *MIDAS/Gen Plus prodotto da MIDAS Information Technology Co., Ltd. distribuito in Italia da CSPFea s.c. con sede ad Este – PD, utilizzato per le analisi sismiche dell'intero edificio.*

- *BeamCAD® e PresFLE+® prodotti da CONCRETE s.r.l., via della Pieve 19, 35121 Padova per la verifica delle travi e delle sezioni in calcestruzzo armato.*

I programmi vengono usati dallo scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.
Nei capitoli che seguono si riportano le descrizioni dei modelli, le sollecitazioni determinate con gli stessi e le deformazioni delle strutture analizzate.

7 TRATTO 1 - ANALISI E VERIFICHE

7.1 MODELLO DI CALCOLO

L'analisi e la verifica degli elementi strutturali che compongono la passerella a sbalzo dal Ponte della Libertà sono condotte utilizzando 3 modelli separati che schematizzano in modo aderente alla realtà, per geometria e condizioni di vincolo tre porzioni significative dell'intero tratto. In particolare sono stati analizzati i tratti A-B in prossimità della porzione esistente della passerella, il tratto C che prende in considerazione le ultime tre campate in corrispondenza del terrapieno e 2 campate in corrispondenza delle arcate del ponte, infine il tratto D che prende in considerazione le ultime due arcate e il terrapieno piccolo dove la pista si collega al marciapiedi.

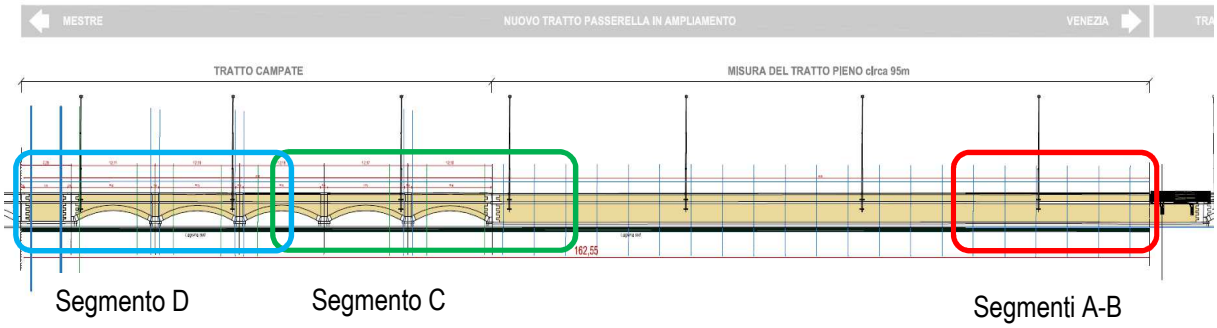


Figura 1 Prospetto con identificazione dei segmenti modellati

La schematizzazione delle mensole di appoggio del nuovo impalcato è fatta con elementi "plate" a 3 e 4 nodi dotati di rigidezza membranale e flessionale. Le mensole sono infatti un insieme di piastre sagomate e saldate tra loro e non sono schematizzabili con profili monodimensionali. Lo spessore della piastra di testa in corrispondenza della testa dei tiranti è stato maggiorato determinando lo spessore equivalente dato dalla somma dello spessore della piastra di testa e della piastra di fissaggio dei tiranti.
Tutte le mensole sono schematizzate con la lunghezza reale maggiorata di circa 10 cm.
Tutte le strutture rimanenti, che compongono l'impalcato in acciaio, sono invece schematizzate con elementi monodimensionali tipo "frame" dotati di rigidezza flessionale secondo due direzioni e rigidezza assiale. I controventi di piano ed i tiranti sono schematizzati con elementi "truss" dotati di sola rigidezza assiale.
Le travi principali seguono il reale andamento del percorso e sono state introdotti tutti i cambi di direzione presenti. Le travi trasversali, IPE 140, in prossimità dei cambi di direzione delle travi longitudinali e in prossimità dello sbarco, sono incastrate sulle travi IPE 330 stesse mediante un giunto flangiato. Tutte le altre travi trasversali sono invece incernierate in corrispondenza delle travi longitudinali.
Il sistema di vincolo è complesso e prevede dei vincoli fissi all'estremità dei truss che schematizzano i tiranti, cerniere in corrispondenza degli 8 inghisaggi della piastra di testa (sotto i tiranti) e infine una serie di molle diffuse sull'intera piastra a contatto con il paramento murario del ponte esistente, tali molle sono reagenti alla sola compressione. Questa schematizzazione dei vincoli permette di determinare con precisione lo stato tensionale nella piastra di testa delle mensole e nei suoi irrigidimenti.
I nodi tra i vari elementi schematizzano il reale grado di vincolo che si vuole ottenere introducendo appropriate cerniere nei nodi che non devono rappresentare continuità flessionali. Nel dettaglio le travi principali dell'impalcato sono incernierate in corrispondenza delle selle Gerber, in alcune selle è stata svicolata anche la

traslazione in direzione assiale in quanto sono presenti fori asolati in corrispondenza delle selle o dei giunti tra travi principali.
I carichi dell'impalcato sono applicati mediante "floor load" differenziando il peso proprio, il sovraccarico permanente ed il sovraccarico variabile, tali distribuzioni di carico consentono di riportare il carico direttamente sulle travi in funzione dell'area di influenza.
I carichi da vento ed il peso dei parapetti sono applicati con "element beam load": carichi uniformi sulle travi principali di bordo.
L'analisi sismica condotta è l'analisi dinamica modale associata agli spettri di risposta. L'analisi dinamica è svolta in modo automatico dal codice di calcolo una volta definito lo spettro di risposta, il numero di modi di vibrare della struttura e le masse partecipanti.
Le masse partecipanti sono direttamente convertite dal codice di calcolo partendo dai carichi applicati previa la definizione del coefficiente di partecipazione sismica Ψ_{2i} che vale 1 per i carichi permanenti sia strutturali che non strutturali 0.2 per il carico uniforme della folla e 0 per il vento e la neve.
Le immagini che seguono esplicitano gli elementi schematizzati nel codice di calcolo ed alcune condizioni di carico.

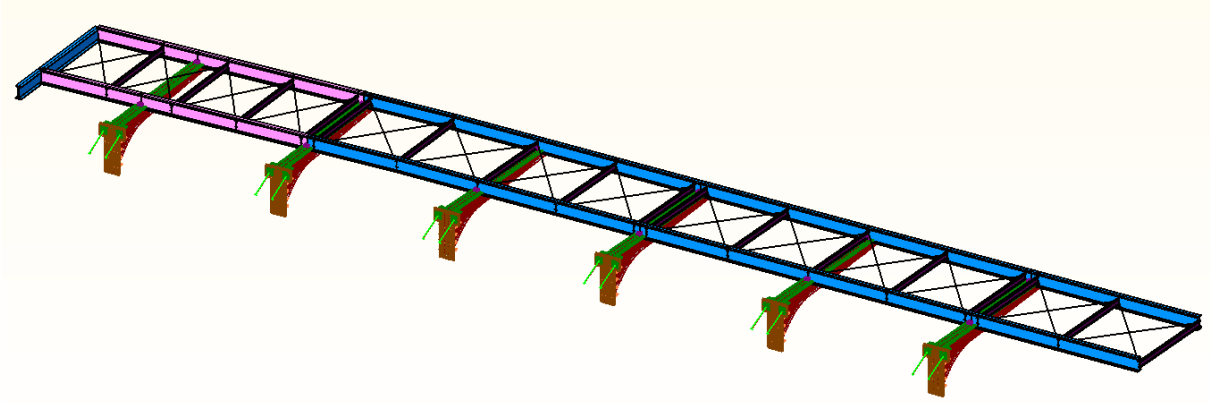


Figura 2 Modello FEM tratti A-B vista prospettica

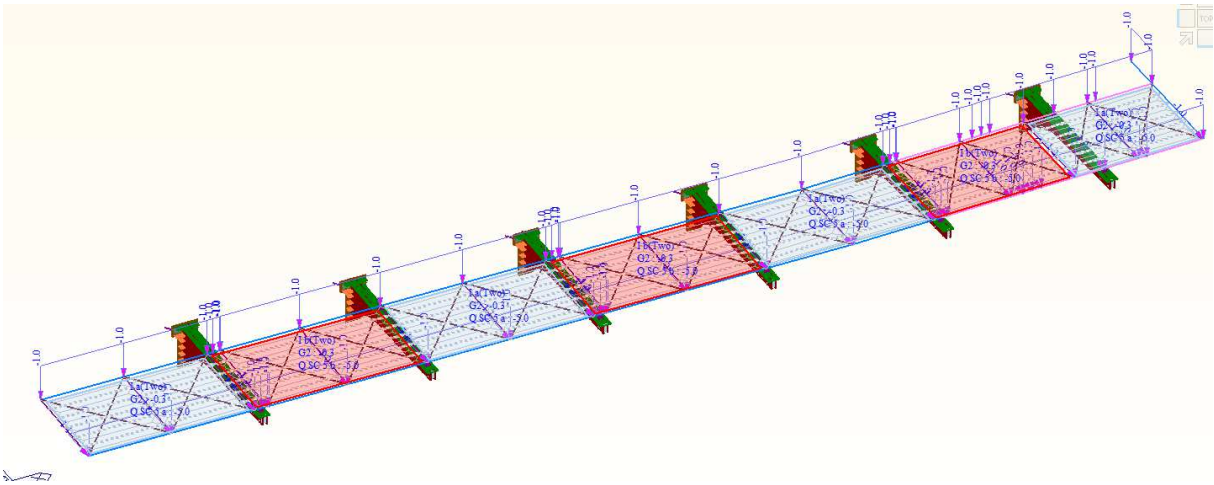


Figura 3 Modello FEM tratti A-B rappresentazione dei carichi sull'impalcato e sulle travi di bordo(kN/m², kN/m).

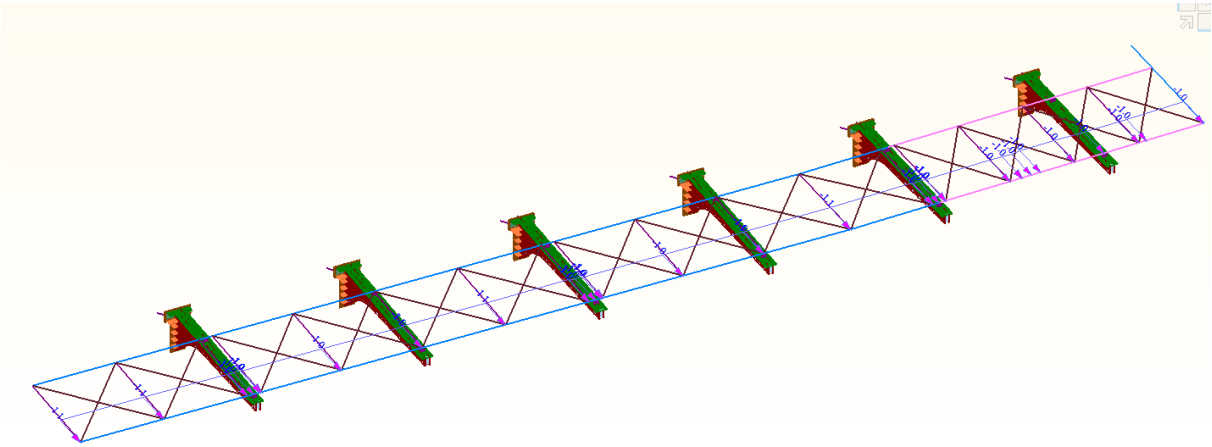


Figura 4 Modello FEM tratti A-B rappresentazione dei carichi da vento (kN/m).

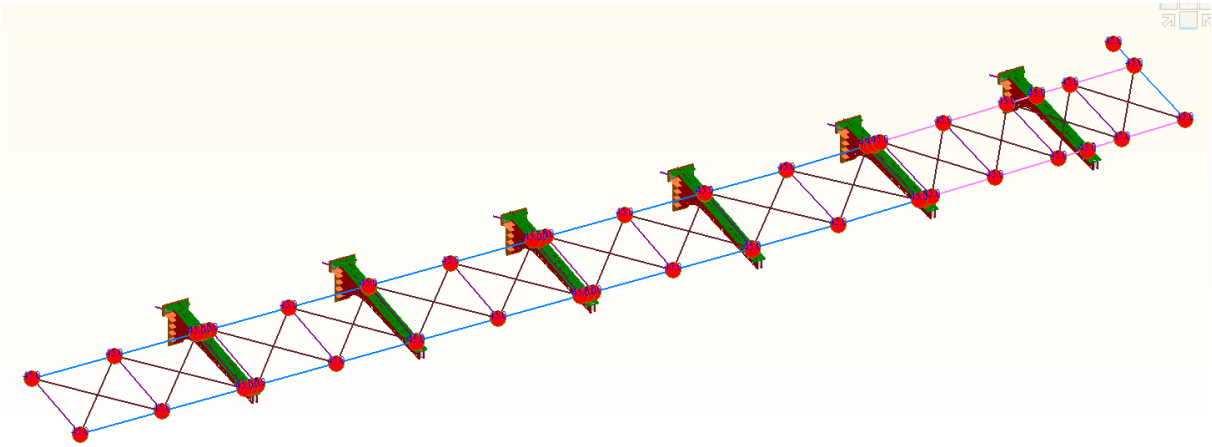


Figura 5 Modello FEM tratti A-B variazione termica Dt +35°C

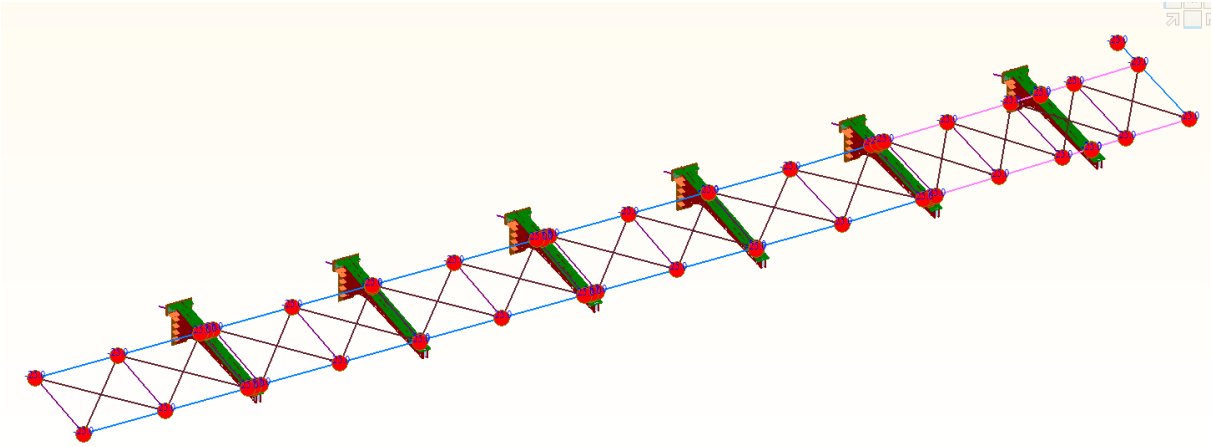


Figura 6 Modello FEM tratti A-B variazione termica Dt -35°C

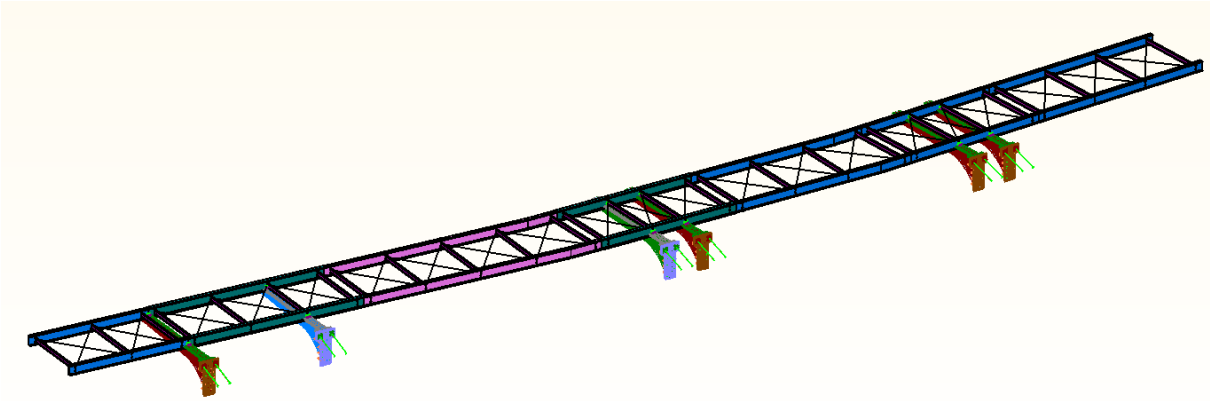


Figura 7 Modello FEM tratto C vista prospettica

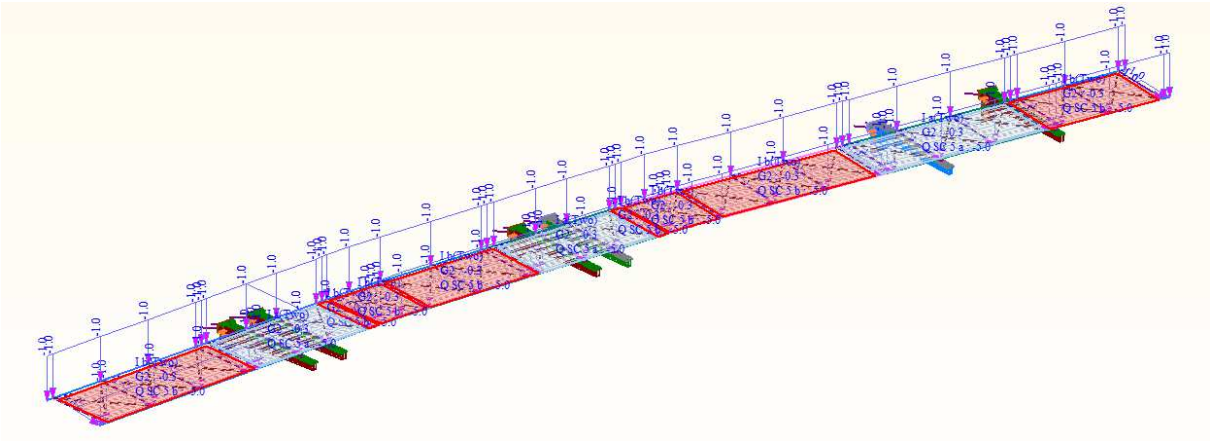


Figura 8 Modello FEM tratto C rappresentazione dei carichi sull'impalcato e sulle travi di bordo(kN/m², kN/m).

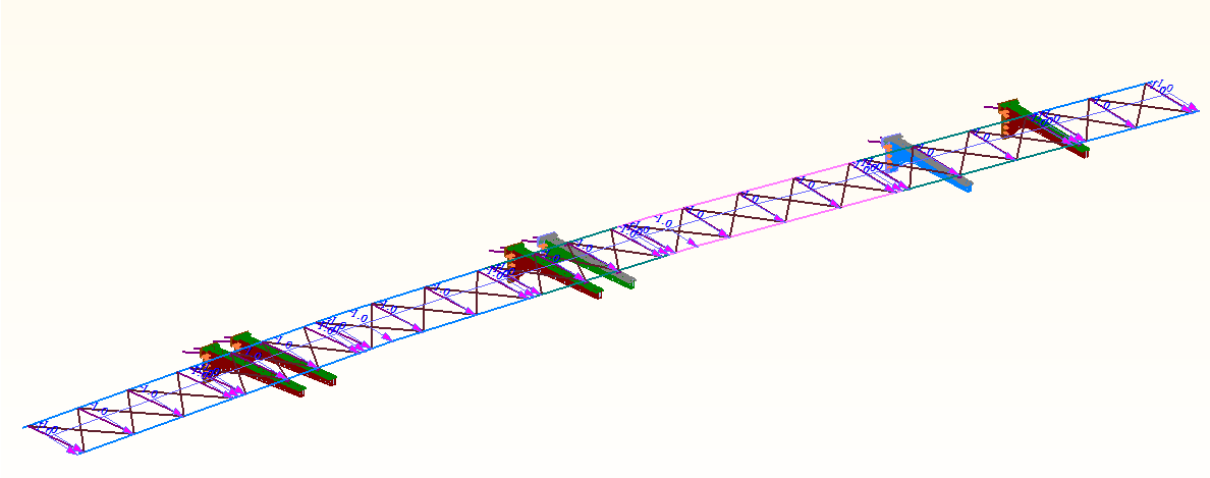


Figura 9 Modello FEM tratto C rappresentazione dei carichi da vento (kN/m).

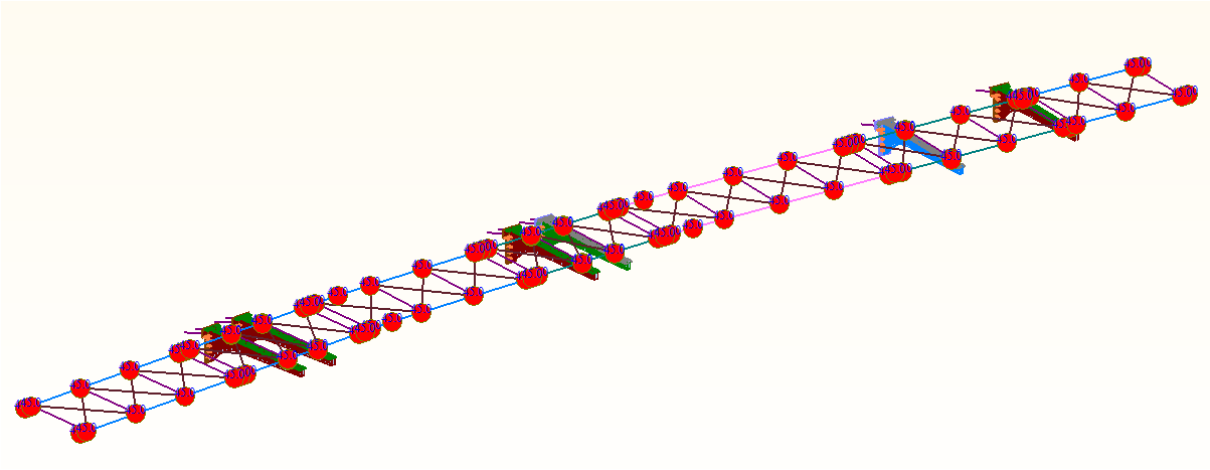


Figura 10 Modello FEM tratto C variazione termica Dt +35°C

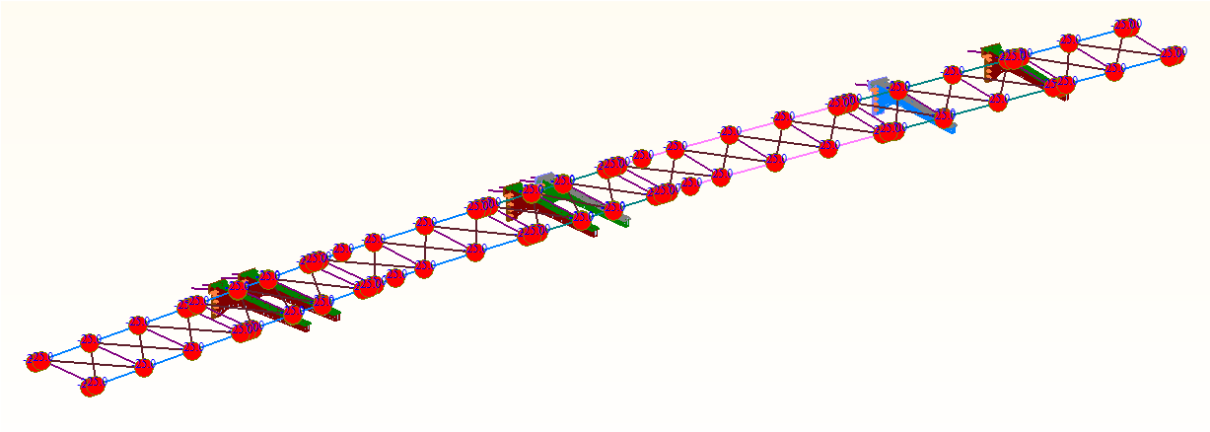


Figura 11 Modello FEM tratto C variazione termica Dt -35°C

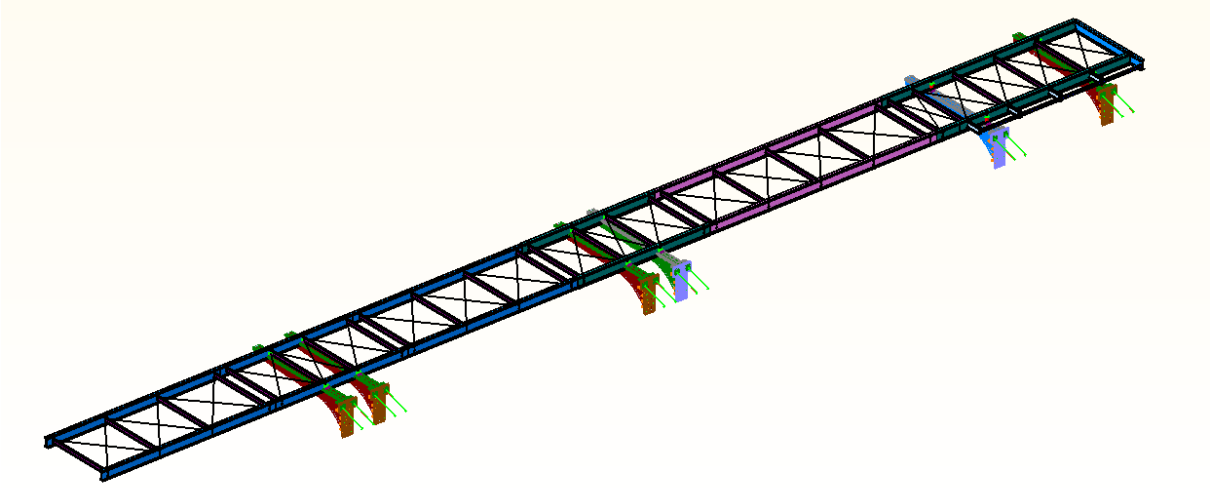


Figura 12 Modello FEM tratto D vista prospettica

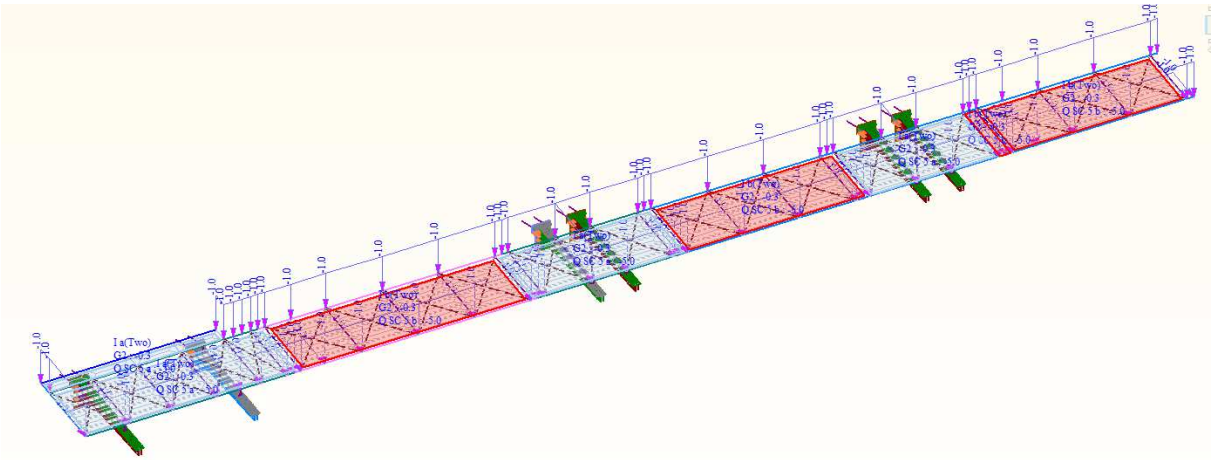


Figura 13 Modello FEM tratto D rappresentazione dei carichi sull'impalcato e sulle travi di bordo(kN/m², kN/m).

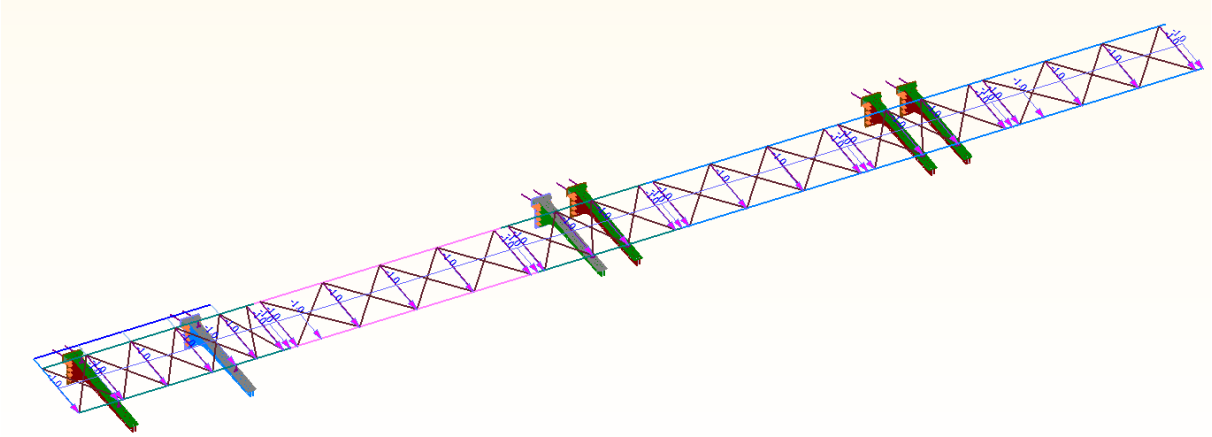


Figura 14 Modello FEM tratto D rappresentazione dei carichi da vento (kN/m).

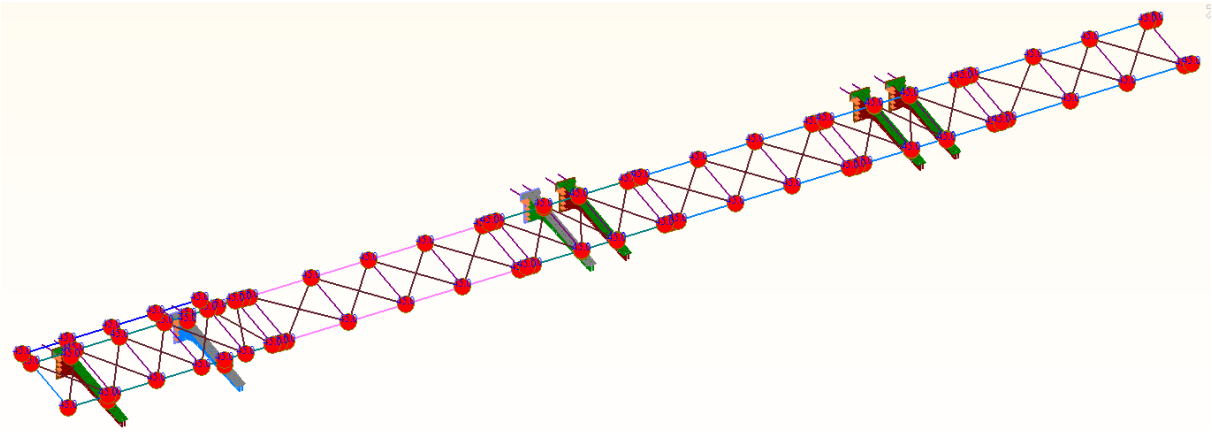


Figura 15 Modello FEM tratto D variazione termica Dt +35°C

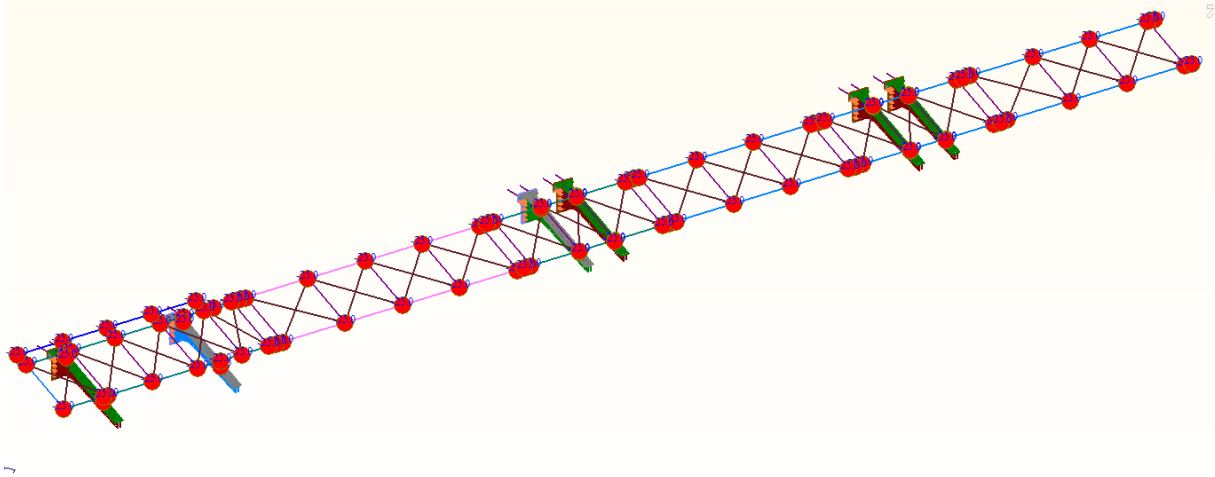


Figura 16 Modello FEM tratto D variazione termica Dt -35°C

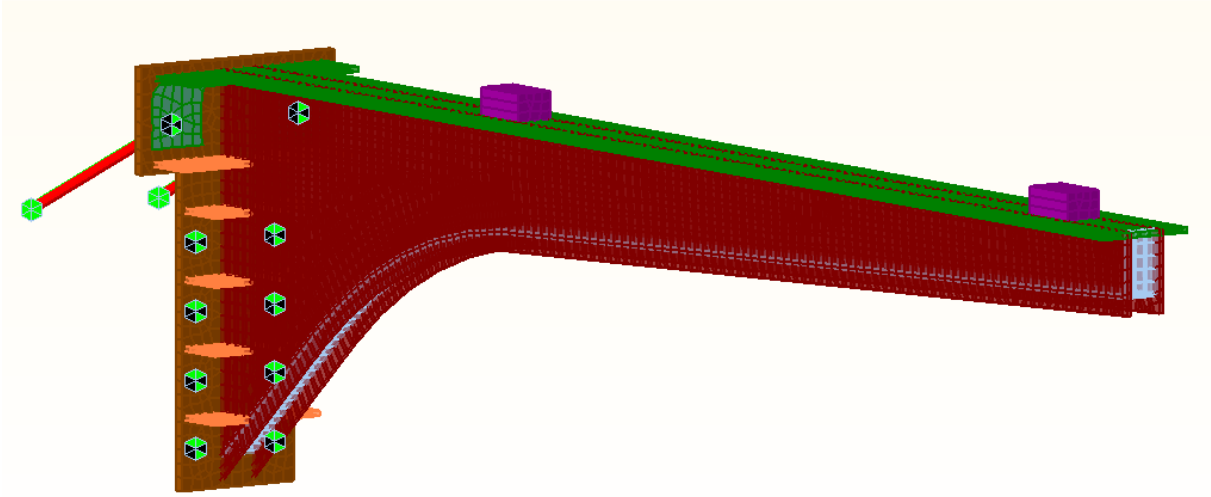


Figura 17 Modello FEM mensola tipica con rappresentazione dei tiranti e dei vincoli in corrispondenza degli inghisaggi

IDENTIFICAZIONE PROFILI

Azzurro	IPE 330
Viola	IPE 140
Verde	IPE 330 + PIATTI 140x20 mm
Rosa	IPE 330 + PIATTI 140x10 mm
Azzurro chiaro	IPE 200
Controventi	D=14 mm

IDENTIFICAZIONI SPESSORI PIATTI PER MENSOLE

Piastra di testa marrone	sp. 25 mm
Piastra di testa indaco	sp. 30 mm
Piastra superiore verde	sp. 15 mm
Piastra superiore grigio	sp. 20 mm

Piastre sagomate rosso scuro	sp. 12 mm
Piastre sagomate verde	sp. 15 mm
Piastre sagomate azzurro scuro	sp. 18 mm
Piastra di chiusura inferiore azzurro	sp. 12 mm
Fazzoletti irrigidimento arancione	sp. 15 mm
Piastra di testa verde scuro	sp. 34 mm (spessore equivalente piastra 25 + piastra testa tirante 30)
Piastra di testa verde scuro	sp. 37 mm (spessore equivalente piastra 30 + piastra testa tirante 30)

7.2 ANALISI MODALE E CONTROLLO DELLE MASSE

La tabella che segue riporta i periodi di vibrazione e la massa partecipante in percentuale per ciascun modo di vibrare considerato e per ciascuna direzione.
In direzione Y la partecipazione modale è molto modesta in quanto le mensole che sono direttamente vincolate al paramento del Ponte esistente non collaborano e il carico della folla partecipa con un coefficiente Ψ_{2i} = 0.2.

7.2.1 Segmenti A-B

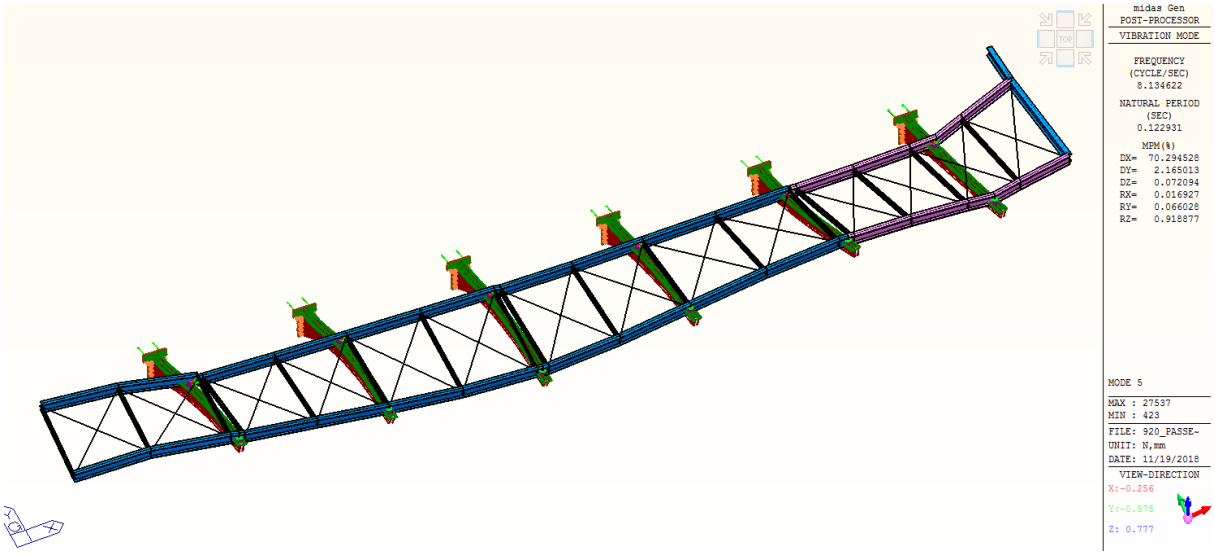
MIDAS/Gen | Result-[Eigenvalue Mode]

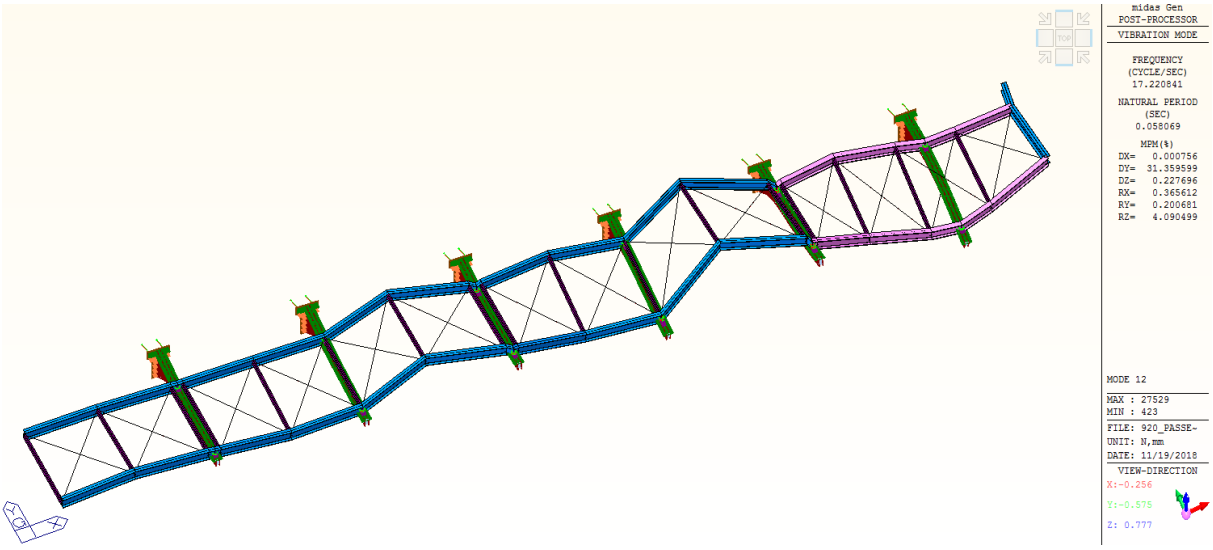
Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance		
	1	36.0669	5.7402	0.1742	8.3429e-026		
	2	38.1622	6.0737	0.1646	8.3429e-026		
	3	47.2312	7.5171	0.1330	8.3429e-026		
	4	49.4937	7.8772	0.1269	8.3429e-026		
	5	51.1113	8.1346	0.1229	8.3429e-026		
	6	52.9779	8.4317	0.1186	8.3429e-026		
	7	54.8849	8.7352	0.1145	8.3429e-026		
	8	64.6492	10.2892	0.0972	8.3429e-026		
	9	68.3488	10.8781	0.0919	8.3429e-026		
	10	78.8236	12.5452	0.0797	8.3429e-026		
	11	87.1000	13.8624	0.0721	8.3429e-026		
	12	108.2017	17.2208	0.0581	8.3429e-026		
	13	108.9894	17.3462	0.0576	8.3429e-026		
	14	109.9596	17.5006	0.0571	8.3429e-026		
	15	114.2292	18.1801	0.0550	8.3429e-026		
	16	115.7213	18.4176	0.0543	8.3429e-026		
	17	116.8838	18.6026	0.0538	8.3429e-026		
	18	117.0856	18.6347	0.0537	8.3429e-026		
	19	120.3131	19.1484	0.0522	8.3429e-026		
	20	121.1604	19.2833	0.0519	8.3429e-026		
	21	121.5267	19.3416	0.0517	8.3429e-026		
	22	125.8214	20.0251	0.0499	8.3429e-026		
	23	128.1876	20.4017	0.0490	8.3429e-026		
	24	135.9054	21.6300	0.0462	8.3429e-026		
	25	142.7192	22.7145	0.0440	8.3429e-026		
	26	155.7802	24.7932	0.0403	8.3429e-026		
	27	167.2646	26.6210	0.0376	8.3429e-026		
	28	169.1893	26.9273	0.0371	8.3429e-026		
	29	172.5548	27.4629	0.0364	8.3429e-026		
	30	181.3480	28.8624	0.0346	8.3429e-026		
	31	184.8331	29.4171	0.0340	8.3429e-026		
	32	191.0048	30.3994	0.0329	8.3429e-026		
	33	202.1039	32.1658	0.0311	8.3429e-026		
	34	235.0209	37.4047	0.0267	8.3009e-025		
	35	236.0496	37.5685	0.0266	8.6818e-025		
	36	253.5401	40.3522	0.0248	1.6127e-020		
	37	261.2685	41.5822	0.0240	1.9932e-019		
	38	265.5425	42.2624	0.0237	2.2546e-018		
	39	274.5706	43.6993	0.0229	6.7921e-018		
	40	281.2270	44.7587	0.0223	1.0878e-017		

MIDAS/Gen | Result-[Eigenvalue Mode]

Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.4082	0.4082	0.0286	0.0286	4.8229	4.8229	6.7476	6.7476	14.3388	14.3388	0.9765	0.9765
	2	6.2662	6.6744	9.6293	9.6579	0.5946	5.4175	0.3164	7.0640	0.2334	14.5722	10.9670	11.9435
	3	0.5200	7.1944	0.5748	10.2326	37.9658	43.3833	24.0542	31.1182	8.6482	23.2204	0.0016	11.9451
	4	0.5996	7.7939	0.6412	10.8738	6.7516	50.1349	11.0929	42.2111	24.4363	47.6567	0.2495	12.1946
	5	70.2945	78.0885	2.1650	13.0388	0.0721	50.2070	0.0169	42.2280	0.0660	47.7228	0.9189	13.1135
	6	6.4734	84.5618	0.2568	13.2957	3.0920	53.2990	1.8591	44.0871	0.0240	47.7467	0.1508	13.2643
	7	0.0915	84.6533	0.0009	13.2965	2.1354	55.4344	1.6815	45.7686	7.9795	55.7263	0.0053	13.2696
	8	0.1191	84.7723	0.2488	13.5454	0.0251	55.4595	0.0333	45.8018	2.9105	58.6368	0.4559	13.7255
	9	4.3611	89.1334	3.5223	17.0676	0.0546	55.5141	0.0732	45.8750	0.4559	59.0927	15.6254	29.3509
	10	0.0471	89.1805	0.2097	17.2774	1.1298	56.6438	0.6144	46.4894	0.1827	59.2754	0.0688	29.4197
	11	6.1858	95.3663	3.3531	20.6305	0.0958	56.7396	0.0891	46.5786	0.0376	59.3131	6.4745	35.8941
	12	0.0008	95.3670	31.3596	51.9901	0.2277	56.9673	0.3656	46.9442	0.2007	59.5137	4.0905	39.9846
	13	0.0204	95.3874	2.6128	54.6028	0.0299	56.9971	0.0147	46.9588	0.1263	59.6400	12.8562	52.8408
	14	0.0270	95.4144	9.4927	64.0955	0.2433	57.2405	0.1933	47.1522	0.2556	59.8956	0.5150	53.3558
	15	0.0170	95.4315	6.0964	70.1919	0.0367	57.2771	0.1092	47.2614	0.0523	59.9479	10.1476	63.5034
	16	0.0749	95.5063	1.4794	71.6713	0.0086	57.2858	0.0333	47.2947	0.0030	59.9509	0.8702	64.3736
	17	0.0002	95.5065	0.0165	71.6878	3.5803	60.8661	7.3840	54.6787	8.9104	68.8614	0.0209	64.3945
	18	0.2465	95.7530	4.8652	76.5530	0.0550	60.9210	0.0792	54.7579	0.0647	68.9261	7.3619	71.7564
	19	0.0000	95.7530	0.0000	76.5530	0.1485	61.0695	0.2461	55.0040	0.2974	69.2235	0.0017	71.7581
	20	0.0001	95.7532	0.0014	76.5543	0.3186	61.3881	0.1853	55.1892	0.6068	69.8304	0.0025	71.7605
	21	0.1096	95.8627	0.2479	76.8023	0.0041	61.3923	0.0025	55.1918	0.0010	69.8314	0.2021	71.9626
	22	0.0063	95.8690	0.1395	76.9418	0.1385	61.5308	0.0074	55.1992	1.0962	70.9276	0.0433	72.0060
	23	0.0033	95.8723	0.0102	76.9520	0.0001	61.5308	0.0001	55.1993	0.0000	70.9276	0.0174	72.0234
	24	0.5187	96.3909	0.9305	77.8825	0.0347	61.5655	0.0123	55.2117	0.0613	70.9890	5.2794	77.3028
	25	0.0373	96.4282	0.0182	77.9007	0.1352	61.7008	0.0319	55.2436	0.2974	71.2864	0.2627	77.5655
	26	0.0053	96.4336	0.0026	77.9033	0.0598	61.7606	0.0506	55.2942	0.2936	71.5800	0.0002	77.5656
	27	0.0001	96.4336	0.0005	77.9038	12.8098	74.5704	18.0134	73.3076	3.0312	74.6112	0.0001	77.5657
	28	0.0000	96.4336	0.0002	77.9040	4.5081	79.0785	3.6375	76.9451	2.6355	77.2467	0.0000	77.5657
	29	2.2147	98.6484	0.1173	78.0213	0.0002	79.0787	0.0002	76.9452	0.0010	77.2477	4.0704	81.6361
	30	1.1498	99.7981	0.1427	78.1639	0.0004	79.0792	0.0103	76.9555	0.0043	77.2520	1.1201	82.7562
	31	0.0015	99.7996	0.0000	78.1640	6.0600	85.1392	5.0754	82.0309	9.8099	87.0619	0.0000	82.7562
	32	0.0161	99.8157	0.1203	78.2843	0.0064	85.1456	0.0001	82.0310	0.0091	87.0710	1.2306	83.9868
	33	0.0099	99.8256	0.1902	78.4745	0.0052	85.1508	0.0002	82.0312	0.0173	87.0883	0.1831	84.1698
	34	0.0074	99.8330	1.1973	79.6719	0.0136	85.1644	0.0069	82.0381	0.0257	87.1140	2.9208	87.0907
	35	0.0787	99.9117	0.0514	79.7232	0.0001	85.1646	0.0000	82.0382	0.0049	87.1189	0.0677	87.1584
	36	0.0000	99.9118	0.0793	79.8025	0.0016	85.1661	0.0015	82.0396	0.0000	87.1190	0.0883	87.2467
	37	0.0021	99.9139	0.0570	79.8596	0.0005	85.1666	0.0004	82.0400	0.0000	87.1190	0.0064	87.2531
	38	0.0003	99.9142	0.4193	80.2788	0.0038	85.1704	0.0012	82.0413	0.0009	87.1199	0.1249	87.3780
	39	0.0004	99.9145	0.3129	80.5917	0.0064	85.1768	0.0266	82.0679	0.0057	87.1256	0.0023	87.3802
	40	0.0034	99.9179	3.9453	84.5370	0.0269	85.2037	0.0481	82.1159	0.0064	87.1320	1.4983	88.8785

Le figure seguenti riportano le deformate associate ai modi di vibrare n° 5 e n° 12.





Le tabelle seguenti riportano la sommatoria dei carichi nelle varie condizioni elementari di carico in direzione Z e in direzione Y.

MIDAS/Gen | Load Summary

Load	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
G1	0.000	0.000	0.000	0.000	-84.796	-84.796
G2	0.000	-62.154	-24.643	0.000	0.000	-86.797
Q SC 5 a	0.000	0.000	-231.157	0.000	0.000	-231.157
Q SC 5 b	0.000	0.000	-179.558	0.000	0.000	-179.558
Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt +35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt-35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C	0.300	0.000	0.000	0.000	0.000	0.300
SUMMATION OF TOTAL LOAD PRINTOUT						
	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
	0.300	-62.154	-435.357	0.000	-84.796	-582.007

Segmenti A-B asse z

MIDAS/Gen | Load Summary

Load	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
G1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q SC 5 a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q SC 5 b	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vy	0.000	-32.217	0.000	0.000	0.000	-32.217
dt +35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt-35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SUMMATION OF TOTAL LOAD PRINTOUT						
	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
	0.000	-32.217	0.000	0.000	0.000	-32.217

Segmenti A-B asse y

7.2.2 Segmento C

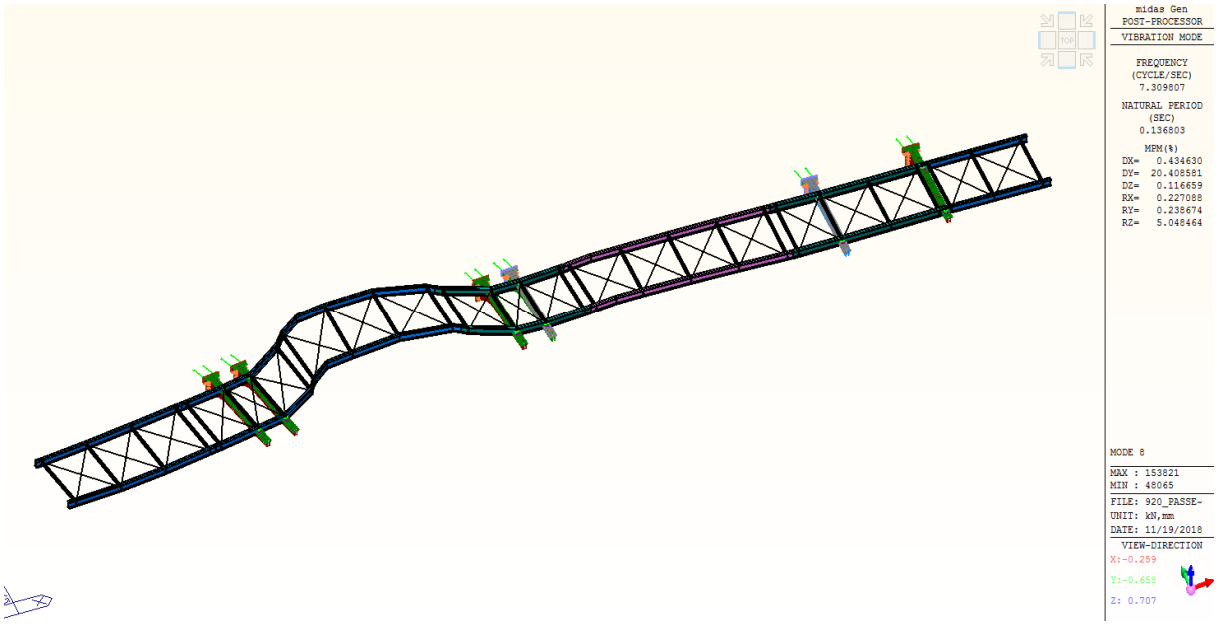
MIDAS/Gen | Result-[Eigenvalue Mode]

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance		
	1	15.3954	2.4502	0.4081	2.7698e-027		
	2	17.7742	2.8289	0.3535	2.7698e-027		
	3	29.8135	4.7450	0.2107	2.7698e-027		
	4	33.5628	5.3417	0.1872	2.7698e-027		
	5	38.8661	6.1857	0.1617	2.7698e-027		
	6	39.0519	6.2169	0.1609	2.7698e-027		
	7	39.1262	6.2271	0.1606	2.7698e-027		
	8	45.9289	7.3098	0.1368	2.7698e-027		
	9	47.3400	7.5344	0.1327	2.7698e-027		
	10	49.5632	7.8882	0.1268	2.7698e-027		
	11	54.4015	8.6583	0.1155	2.7698e-027		
	12	57.7924	9.1979	0.1087	2.7698e-027		
	13	59.7496	9.5094	0.1052	2.7698e-027		
	14	72.2275	11.4954	0.0870	2.7698e-027		
	15	74.2292	11.8139	0.0846	2.7698e-027		
	16	74.7749	11.9008	0.0840	2.7698e-027		
	17	79.2517	12.6133	0.0793	2.7698e-027		
	18	82.8373	13.1840	0.0758	2.7698e-027		
	19	86.2161	13.7217	0.0729	2.7698e-027		
	20	96.0093	15.2804	0.0654	2.7698e-027		
	21	96.1305	15.2996	0.0654	2.7698e-027		
	22	105.3021	16.7594	0.0597	2.7698e-027		
	23	110.1149	17.5253	0.0571	2.7698e-027		
	24	113.0131	17.9866	0.0556	2.7698e-027		
	25	118.0223	18.7838	0.0532	2.7698e-027		
	26	118.9604	18.9331	0.0528	2.7698e-027		
	27	120.8312	19.2309	0.0520	2.7698e-027		
	28	121.5588	19.3467	0.0517	2.7698e-027		
	29	123.4256	19.6438	0.0509	2.7698e-027		
	30	129.0964	20.5463	0.0487	2.7698e-027		
	31	140.4885	22.3594	0.0447	2.7698e-027		
	32	146.8319	23.3690	0.0428	2.7698e-027		
	33	152.4893	24.2694	0.0412	2.7698e-027		
	34	154.6529	24.6138	0.0406	2.7698e-027		
	35	162.9891	25.9405	0.0385	2.7698e-027		
	36	166.9056	26.5639	0.0376	2.7698e-027		
	37	169.9765	27.0526	0.0370	2.7698e-027		
	38	175.0112	27.8539	0.0359	2.7698e-027		
	39	181.1369	28.8288	0.0347	2.7698e-027		
	40	183.7146	29.2391	0.0342	2.7698e-027		
	41	190.6242	30.3388	0.0330	2.7698e-027		
	42	193.8204	30.8475	0.0324	2.7698e-027		
	43	195.8763	31.1747	0.0321	9.3195e-026		
	44	195.9616	31.1882	0.0321	5.1716e-026		
	45	216.9887	34.5348	0.0290	1.8719e-025		
	46	220.3911	35.0763	0.0285	7.5845e-024		
	47	228.2231	36.3228	0.0275	7.9199e-022		
	48	233.6161	37.1812	0.0269	3.3627e-019		
	49	234.2008	37.2742	0.0268	3.6236e-018		
	50	243.5454	38.7615	0.0258	4.2341e-019		

MIDAS/Gen | Result-[Eigenvalue Mode]

Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.0000	0.0000	0.0002	0.0002	0.1785	0.1785	0.2655	0.2655	0.1897	0.1897	0.0043	0.0043
	2	0.0003	0.0003	0.0050	0.0052	0.3657	0.5442	1.6125	1.8780	5.4884	5.6781	0.0130	0.0173
	3	0.0017	0.0020	0.2970	0.3022	20.5458	21.0900	8.1526	10.0306	0.0629	5.7410	0.0074	0.0247
	4	0.0000	0.0020	0.0010	0.3032	6.5805	27.6706	16.8207	26.8513	2.6441	8.3852	0.0003	0.0250
	5	0.0044	0.0064	0.6019	0.9051	12.4151	40.0857	23.0003	49.8516	14.1860	22.5712	1.4447	1.4698
	6	0.0042	0.0106	19.6268	20.5318	0.0001	40.0858	3.5071	53.3587	0.2387	22.8099	4.9125	6.3823
	7	0.0008	0.0114	1.9950	22.5269	9.8977	49.9836	2.5314	55.8901	4.0675	26.8774	0.4025	6.7848
	8	0.4346	0.4460	20.4086	42.9354	0.1167	50.1002	0.2271	56.1172	0.2387	27.1160	5.0485	11.8333
	9	0.0003	0.4463	0.0069	42.9423	6.3706	56.4709	0.0136	56.1308	13.5899	40.7059	0.0031	11.8364
	10	0.0109	0.4572	0.1978	43.1401	1.1918	57.6627	0.3288	56.4596	2.9581	43.6641	0.2019	12.0383
	11	0.0066	0.4638	0.2703	43.4104	9.5971	67.2598	1.4970	57.9565	17.5986	61.2626	0.4189	12.4573
	12	0.6232	1.0871	14.2700	57.6804	0.0164	67.2762	0.0577	58.0143	0.0340	61.2966	29.6613	42.1185
	13	93.0539	94.1409	0.7042	58.3847	0.0014	67.2776	0.0001	58.0144	0.0030	61.2996	0.1287	42.2472
	14	0.0000	94.1409	0.0001	58.3848	1.1178	68.3953	0.0037	58.0181	1.1878	62.4874	0.0123	42.2595
	15	0.0018	94.1428	0.0165	58.4013	0.6370	69.0324	0.9074	58.9255	0.0286	62.5160	0.0201	42.2796
	16	0.0000	94.1428	0.0018	58.4031	0.0970	69.1294	0.1675	59.0930	0.3569	62.8729	0.0059	42.2855
	17	0.0760	94.2188	0.0022	58.4052	0.0655	69.1949	0.0308	59.1239	0.0089	62.8818	1.4805	43.7660
	18	0.0014	94.2202	0.0000	58.4052	3.3621	72.5571	2.3508	61.4747	0.6763	63.5581	0.0468	43.8128
	19	0.0000	94.2202	0.0000	58.4052	0.0047	72.5617	0.1497	61.6244	0.2342	63.7923	0.0001	43.8129
	20	0.0325	94.2528	0.0107	58.4160	0.1382	72.6999	0.1674	61.7918	0.0569	63.8492	0.1125	43.9254
	21	0.1737	94.4264	0.0555	58.4715	0.0659	72.7659	0.0204	61.8122	0.0049	63.8541	0.5652	44.4906
	22	0.0075	94.4339	9.9591	68.4306	0.0665	72.8324	0.0140	61.8262	0.1299	63.9841	22.1932	66.6838
	23	0.0000	94.4339	0.0030	68.4336	0.2327	73.0651	0.7373	62.5635	0.1674	64.1515	0.0050	66.6888
	24	0.0684	94.5024	0.1595	68.5931	0.0043	73.0694	0.0003	62.5638	0.0005	64.1520	0.1425	66.8313
	25	0.0559	94.5582	2.7321	71.3251	0.1041	73.1735	0.0262	62.5900	0.2389	64.3908	4.7151	71.5464
	26	0.0700	94.6283	0.2911	71.6162	0.0098	73.1833	0.0105	62.6004	0.0590	64.4498	0.1703	71.7167
	27	0.0085	94.6368	0.4830	72.0992	0.0612	73.2445	0.0310	62.6314	0.3032	64.7530	0.0587	71.7754
	28	0.0000	94.6368	0.0076	72.1068	3.5791	76.8235	3.5320	66.1634	0.3552	65.1083	0.0055	71.7809
	29	0.0373	94.6741	3.6007	75.7075	0.0066	76.8302	0.0129	66.1763	0.0559	65.1641	2.3287	74.1096
	30	0.0000	94.6741	0.0019	75.7094	2.9838	79.8139	5.5438	71.7200	6.7073	71.8714	0.0028	74.1123
	31	0.0003	94.6744	2.0848	77.7942	0.0007	79.8146	0.0206	71.7406	0.0213	71.8927	0.5101	74.6225
	32	0.0017	94.6761	0.0005	77.7948	0.5752	80.3898	1.2645	73.0051	0.8145	72.7072	0.0381	74.6606
	33	3.5561	98.2322	0.0840	77.8787	0.0001	80.3900	0.0005	73.0056	0.0007	72.7078	0.3667	75.0273
	34	0.8752	99.1074	0.0756	77.9543	0.0000	80.3900	0.0010	73.0066	0.0091	72.7169	0.9460	75.9733
	35	0.0006	99.1080	0.0019	77.9562	0.0094	80.3993	0.0017	73.0083	0.5897	73.3066	0.0022	75.9755
	36	0.0877	99.1957	0.7167	78.6729	0.0001	80.3994	0.0018	73.0101	0.0163	73.3229	0.6674	76.6430
	37	0.0273	99.2231	0.3162	78.9891	0.0229	80.4223	0.0455	73.0556	0.0157	73.3386	1.1127	77.7556
	38	0.0004	99.2234	0.0158	79.0049	0.2806	80.7029	0.1965	73.2521	0.1104	73.4490	0.0011	77.7567
	39	0.0000	99.2234	0.0002	79.0051	1.0312	81.7341	1.5602	74.8123	0.3988	73.8479	0.0000	77.7568
	40	0.2215	99.4449	0.0016	79.0066	0.0029	81.7370	0.0000	74.8123	0.0033	73.8511	0.0978	77.8546
	41	0.0641	99.5090	0.4269	79.4335	0.0027	81.7397	0.0005	74.8127	0.0007	73.8518	0.0057	77.8603
	42	0.0006	99.5096	0.0067	79.4402	0.0672	81.8069	0.0414	74.8542	0.0310	73.8828	0.0019	77.8622
	43	0.0010	99.5106	0.0010	79.4413	0.0816	81.8885	0.1845	75.0387	0.0299	73.9128	0.0003	77.8625
	44	0.0473	99.5579	0.0515	79.4928	0.0000	81.8885	0.0082	75.0469	0.0017	73.9144	0.0081	77.8706
	45	0.0000	99.5579	0.0004	79.4932	4.0480	85.9365	7.3459	82.3929	5.5835	79.4980	0.0002	77.8709
	46	0.0000	99.5579	0.0333	79.5265	0.0132	85.9497	0.0169	82.4098	0.0006	79.4985	0.0000	77.8709
	47	0.0011	99.5590	0.0516	79.5780	0.0009	85.9506	0.0029	82.4127	0.0023	79.5008	0.0006	77.8715
	48	0.0000	99.5590	0.0006	79.5787	0.1477	86.0983	0.6855	83.0982	0.4627	79.9636	0.0020	77.8735
	49	0.0000	99.5590	0.0000	79.5787	0.2354	86.3338	0.0177	83.1159	0.6474	80.6109	0.0000	77.8736
	50	0.0563	99.6153	0.1049	79.6836	0.0014	86.3352	0.0003	83.1162	0.0002	80.6112	0.1960	78.0696

Le figure seguenti riportano le deformate associate ai modi di vibrare n° 8 e 13.



Le tabelle seguenti riportano la sommatoria dei carichi nelle varie condizioni elementari di carico in direzione Z e in direzione Y.

MIDAS/Gen | Load Summary

Load	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
G1	0.000	0.000	0.000	0.000	-116.256	-116.256
G2	0.000	-91.787	-35.547	0.000	0.000	-127.334
Q SC 5 a	0.000	0.000	-219.507	0.000	0.000	-219.507
Q SC 5 b	0.000	0.000	-372.941	0.000	0.000	-372.941
Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt +35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt-35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C	28.300	0.000	0.000	0.000	0.000	28.300
SUMMATION OF TOTAL LOAD PRINTOUT						
	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
	28.300	-91.787	-627.996	0.000	-116.256	-807.740

Segmento C asse z

MIDAS/Gen | Load Summary

Load	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
G1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q SC 5 a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q SC 5 b	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vy	0.000	-46.135	0.000	0.000	0.000	-46.135
dt +35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt-35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SUMMATION OF TOTAL LOAD PRINTOUT						
	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
	0.000	-46.135	0.000	0.000	0.000	-46.135

Segmento C asse y

7.2.3 Segmento D

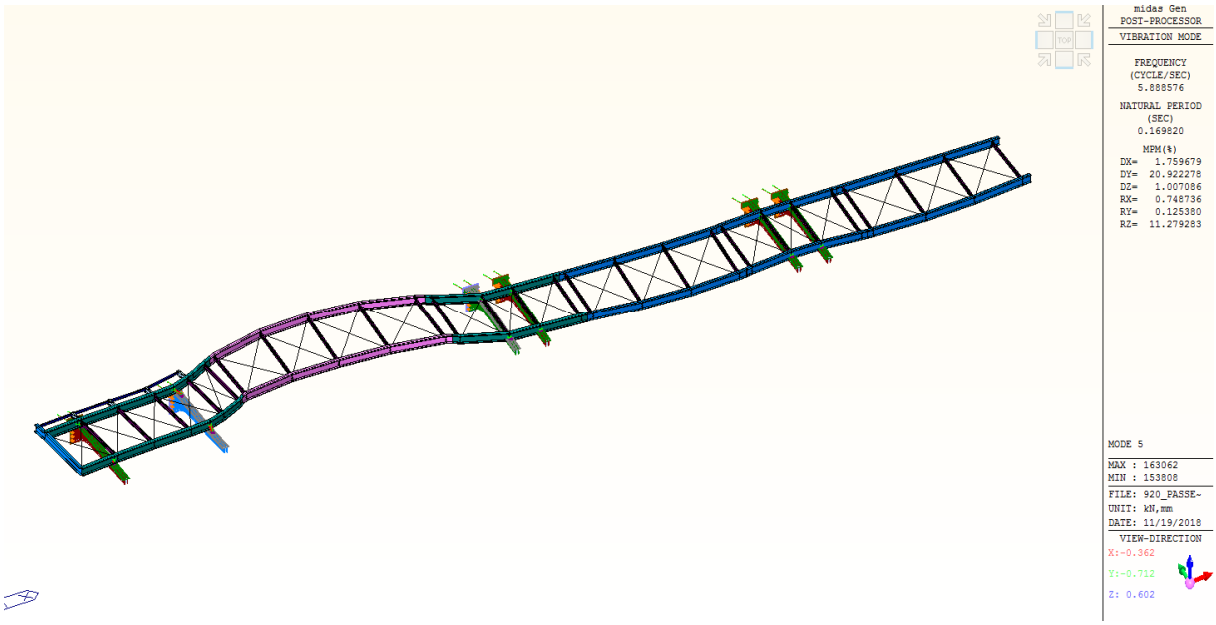
MIDAS/Gen | Result-[Eigenvalue Mode]

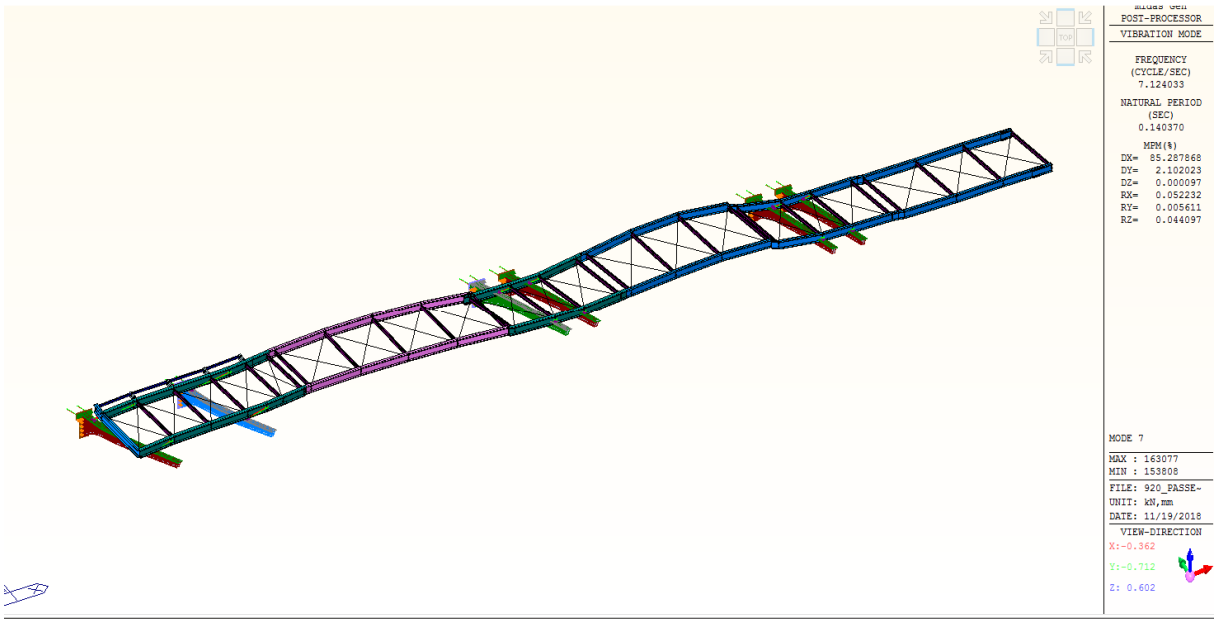
Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance		
	1	15.2613	2.4289	0.4117	2.6745e-027		
	2	17.6032	2.8016	0.3569	2.6745e-027		
	3	33.1025	5.2684	0.1898	2.6745e-027		
	4	35.0534	5.5789	0.1792	2.6745e-027		
	5	36.9990	5.8886	0.1698	2.6745e-027		
	6	40.4645	6.4401	0.1553	2.6745e-027		
	7	44.7616	7.1240	0.1404	2.6745e-027		
	8	45.0510	7.1701	0.1395	2.6745e-027		
	9	45.6674	7.2682	0.1376	2.6745e-027		
	10	46.2046	7.3537	0.1360	2.6745e-027		
	11	52.0571	8.2851	0.1207	2.6745e-027		
	12	56.6094	9.0097	0.1110	2.6745e-027		
	13	66.2255	10.5401	0.0949	2.6745e-027		
	14	70.9182	11.2870	0.0886	2.6745e-027		
	15	73.9872	11.7754	0.0849	2.6745e-027		
	16	76.3124	12.1455	0.0823	2.6745e-027		
	17	81.5478	12.9787	0.0770	2.6745e-027		
	18	82.7340	13.1675	0.0759	2.6745e-027		
	19	83.9893	13.3673	0.0748	2.6745e-027		
	20	86.3582	13.7443	0.0728	2.6745e-027		
	21	86.9051	13.8314	0.0723	2.6745e-027		
	22	92.6000	14.7377	0.0679	2.6745e-027		
	23	96.1107	15.2965	0.0654	2.6745e-027		
	24	107.6993	17.1409	0.0583	2.6745e-027		
	25	110.3672	17.5655	0.0569	2.6745e-027		
	26	115.3874	18.3645	0.0545	2.6745e-027		
	27	115.8500	18.4381	0.0542	2.6745e-027		
	28	124.6910	19.8452	0.0504	2.6745e-027		
	29	127.2055	20.2454	0.0494	2.6745e-027		
	30	131.8183	20.9795	0.0477	2.6745e-027		
	31	138.1211	21.9827	0.0455	2.6745e-027		
	32	144.9556	23.0704	0.0433	2.6745e-027		
	33	145.8800	23.2175	0.0431	2.6745e-027		
	34	146.5069	23.3173	0.0429	2.6745e-027		
	35	148.3500	23.6106	0.0424	2.6745e-027		
	36	158.9590	25.2991	0.0395	2.6745e-027		
	37	168.2211	26.7732	0.0374	2.6745e-027		
	38	170.0849	27.0699	0.0369	2.6745e-027		
	39	177.0332	28.1757	0.0355	2.6745e-027		
	40	186.8599	29.7397	0.0336	2.6745e-027		
	41	189.4829	30.1571	0.0332	2.6745e-027		
	42	190.7223	30.3544	0.0329	2.6745e-027		
	43	195.9580	31.1877	0.0321	2.6745e-027		
	44	200.8438	31.9653	0.0313	2.6745e-027		
	45	201.4977	32.0694	0.0312	2.6745e-027		
	46	213.3734	33.9594	0.0294	2.6745e-027		
	47	221.3243	35.2249	0.0284	2.6745e-027		
	48	223.9833	35.6481	0.0281	2.6745e-027		
	49	225.0011	35.8100	0.0279	2.6745e-027		
	50	229.4397	36.5165	0.0274	2.6745e-027		
	51	230.7863	36.7308	0.0272	2.6745e-027		
	52	245.2222	39.0283	0.0256	2.6745e-027		
	53	245.5119	39.0744	0.0256	2.6745e-027		
	54	255.4829	40.6614	0.0246	2.6745e-027		
	55	258.3147	41.1121	0.0243	2.6745e-027		
	56	277.0013	44.0861	0.0227	2.6745e-027		
	57	298.4527	47.5002	0.0211	2.6745e-027		
	58	330.4916	52.5994	0.0190	6.8900e-018		
	59	330.6347	52.6221	0.0190	3.4159e-017		
	60	331.7822	52.8048	0.0189	8.9172e-018		
	61	340.3702	54.1716	0.0185	1.6071e-018		
	62	342.2754	54.4748	0.0184	2.8556e-019		
	63	351.4236	55.9308	0.0179	5.2575e-018		
	64	361.7963	57.5817	0.0174	2.3774e-020		
	65	385.5219	61.3577	0.0163	6.8544e-019		

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT

Mode	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
No	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0004	0.0004	0.0002	0.0002	0.1991	0.1991	0.1771	0.1771	0.2689	0.2689	0.0071	0.0071
2	0.0022	0.0026	0.0071	0.0074	0.3999	0.5990	0.3575	0.5346	6.3088	6.5777	0.0149	0.0221
3	0.0103	0.0130	1.2894	1.2968	26.2393	26.8383	25.0490	25.5836	0.1225	6.7002	0.1265	0.1486
4	0.0004	0.0134	0.0073	1.3041	9.9152	36.7535	8.7029	34.2866	3.7265	10.4267	0.0020	0.1507
5	1.7597	1.7731	20.9223	22.2263	1.0071	37.7606	0.7487	35.0353	0.1254	10.5520	11.2793	11.4299
6	0.0669	1.8400	0.9591	23.1855	6.7928	44.5534	6.1280	41.1633	19.5360	30.0881	0.0601	11.4901
7	85.2879	87.1278	2.1020	25.2875	0.0001	44.5535	0.0522	41.2155	0.0056	30.0937	0.0441	11.5342
8	0.1845	87.3123	0.0320	25.3195	9.6954	54.2489	11.0069	52.2225	3.1789	33.2726	0.0056	11.5398
9	0.0150	87.3273	0.0487	25.3681	5.1388	59.3877	5.5226	57.7450	12.7553	46.0279	0.0067	11.5465
10	3.4287	90.7560	19.9864	45.3545	0.1656	59.5533	0.1005	57.8455	0.1035	46.1314	3.8271	15.3735
11	0.0494	90.8054	0.0533	45.4078	0.8245	60.3778	0.7696	58.6151	0.4395	46.5709	0.1730	15.5466
12	0.0003	90.8057	15.4309	60.8387	0.0092	60.3870	0.0072	58.6223	0.0588	46.6296	30.8385	46.3851
13	0.0356	90.8413	2.7549	63.5936	2.4710	62.8581	2.9624	61.5847	8.4021	55.0317	6.8023	53.1874
14	0.0000	90.8414	0.0005	63.5941	0.0589	62.9170	0.0646	61.6493	0.7191	55.7508	0.3801	53.5674
15	0.0005	90.8419	0.8139	64.4080	1.7362	64.6532	1.7258	63.3751	0.8801	56.6310	5.5018	59.0692
16	0.0138	90.8557	0.9303	65.3383	2.7786	67.4318	2.8544	66.2295	2.4620	59.0930	0.1497	59.2189
17	0.0001	90.8558	0.0199	65.3582	0.0341	67.4659	0.0119	66.2414	1.3104	60.4033	0.0397	59.2586
18	4.1363	94.9921	0.2026	65.5608	0.2483	67.7142	0.2773	66.5187	0.5007	60.9040	1.9677	61.2263
19	0.8656	95.8576	6.7005	72.2613	2.3256	70.0398	2.5834	69.1021	4.5102	65.4143	14.7369	75.9632
20	0.0011	95.8587	0.0061	72.2674	2.7008	72.7406	2.3840	71.4861	0.3799	65.7941	0.0093	75.9725
21	0.0003	95.8590	0.0000	72.2674	0.0566	72.7972	0.0292	71.5153	0.0388	65.8330	0.0009	75.9734
22	0.0000	95.8590	0.0000	72.2674	0.2684	73.0656	0.3029	71.8182	0.0942	65.9272	0.0003	75.9737
23	0.0046	95.8637	0.0000	72.2674	0.0040	73.0696	0.0018	71.8200	0.0002	65.9274	0.4629	76.4366
24	0.0025	95.8661	6.0934	78.3608	0.0091	73.0787	0.0662	71.8862	0.0003	65.9277	5.5148	81.9514
25	0.0000	95.8662	0.1118	78.4726	1.3473	74.4260	1.0912	72.9774	0.9232	66.8510	0.1017	82.0531
26	0.0124	95.8786	1.4698	79.9424	0.4922	74.9182	1.0200	73.9974	0.8563	67.7072	1.3043	83.3573
27	0.0943	95.9729	0.0523	79.9947	0.0004	74.9186	0.0000	73.9974	0.0013	67.7086	0.1463	83.5037
28	0.1831	96.1560	0.4793	80.4740	0.0358	74.9544	0.1016	74.0989	0.1030	67.8116	1.2360	84.7396
29	0.0002	96.1562	0.0015	80.4755	3.0437	77.9981	3.4648	77.5637	0.0712	67.8827	0.0003	84.7399
30	0.0731	96.2293	0.1806	80.6561	0.0007	77.9989	0.0049	77.5686	0.0067	67.8894	0.1355	84.8754
31	0.0148	96.2441	1.5630	82.2190	0.0000	77.9989	0.0011	77.5697	0.0115	67.9009	0.2055	85.0809
32	0.0023	96.2464	0.0023	82.2214	0.3727	78.3716	0.3034	77.8731	0.0502	67.9510	0.0002	85.0811
33	0.0527	96.2991	0.0933	82.3147	0.0021	78.3737	0.0234	77.8964	0.0252	67.9762	0.0410	85.1221
34	0.0580	96.3571	0.0276	82.3423	0.6054	78.9791	0.5136	78.4100	0.8565	68.8327	0.1741	85.2962
35	1.4440	97.8011	0.0011	82.3434	0.0044	78.9836	0.0067	78.4167	0.0068	68.8396	0.2062	85.5024
36	0.6853	98.4864	1.3359	83.6793	0.0121	78.9956	0.0101	78.4268	0.0161	68.8557	2.2428	87.7452
37	0.8770	99.3634	0.0718	83.7511	0.0113	79.0069	0.0119	78.4386	0.0094	68.8651	0.1900	87.9352
38	0.0286	99.3920	0.0125	83.7636	0.0971	79.1040	0.1018	78.5405	0.0131	68.8782	0.0012	87.9364
39	0.2370	99.6290	0.0000	83.7636	0.0001	79.1041	0.0001	78.5406	0.0024	68.8806	0.1637	88.1001
40	0.0876	99.7166	0.0860	83.8496	0.0005	79.1046	0.0013	78.5419	0.0007	68.8813	0.0962	88.1963
41	0.0000	99.7166	0.0004	83.8500	0.6482	79.7528	0.6190	79.1609	0.6803	69.5617	0.0000	88.1964
42	0.0080	99.7246	0.2199	84.0699	0.0017	79.7546	0.0005	79.1613	0.0015	69.5632	0.0619	88.2583
43	0.0000	99.7246	0.0007	84.0706	3.4392	83.1938	3.1722	82.3335	6.9517	76.5149	0.0007	88.2589
44	0.0646	99.7892	0.0101	84.0806	0.0796	83.2734	0.0570	82.3905	0.0000	76.5149	0.0401	88.2991
45	0.0701	99.8593	0.0190	84.0997	0.0783	83.3517	0.0448	82.4353	0.0038	76.5186	0.0602	88.3593
46	0.0000	99.8593	0.0000	84.0997	0.0436	83.3953	0.0480	82.4833	0.2373	76.7560	0.0000	88.3593
47	0.0148	99.8741	0.1825	84.2822	0.0075	83.4028	0.0025	82.4858	0.0048	76.7607	0.1058	88.4651
48	0.0000	99.8741	0.0012	84.2834	0.1648	83.5675	0.1440	82.6298	0.5954	77.3561	0.0010	88.4661
49	0.0000	99.8741	0.0000	84.2834	0.2572	83.8247	0.2865	82.9163	0.7162	78.0723	0.0000	88.4661
50	0.0376	99.9118	0.0011	84.2845	0.0002	83.8249	0.0001	82.9164	0.0001	78.0724	0.0079	88.4740
51	0.0000	99.9118	0.0000	84.2845	0.0095	83.8344	0.0101	82.9264	0.0143	78.0867	0.0000	88.4740
52	0.0000	99.9118	0.0020	84.2865	0.0041	83.8385	0.0037	82.9302	0.0005	78.0872	0.0010	88.4750
53	0.0000	99.9118	0.0000	84.2865	0.0071	83.8456	0.0081	82.9383	0.0035	78.0906	0.0000	88.4751
54	0.0000	99.9118	0.0000	84.2865	0.0142	83.8598	0.0130	82.9513	0.0320	78.1227	0.0000	88.4751
55	0.0117	99.9235	0.0159	84.3024	0.0004	83.8602	0.0002	82.9516	0.0005	78.1232	0.0254	88.5005
56	0.0000	99.9235	0.5136	84.8161	0.0114	83.8715	0.0106	82.9621	0.0215	78.1447	0.9394	89.4399
57	0.0000	99.9235	0.0141	84.8302	0.0010	83.8726	0.0238	82.9859	0.0002	78.1449	0.0099	89.4498
58	0.0000	99.9235	0.0008	84.8310	3.0502	86.9228	3.1088	86.0948	6.0044	84.1493	0.0003	89.4501
59	0.0002	99.9236	5.3101	90.1411	0.0452	86.9680	0.0552	86.1500	0.0204	84.1697	4.4204	93.8706
60	0.0000	99.9236	0.0312	90.1722	0.0152	86.9832	0.0051	86.1550	0.0331	84.2027	0.1133	93.9838
61	0.0000	99.9236	0.0092	90.1814	0.0004	86.9836	0.0006	86.1556	0.0013	84.2041	0.0006	93.9845
62	0.0000	99.9236	0.0000	90.1814	1.3584	88.3420	1.3857	87.5413	2.2176	86.4217	0.0000	93.9845
63	0.0001	99.9237	0.0015	90.1830	0.0007	88.3427	0.0009	87.5423	0.0022	86.4239	0.0030	93.9875
64	0.0000	99.9238	4.6259	94.8088	0.0297	88.3724	0.0566	87.5989	0.0001	86.4240	0.0291	94.0166
65	0.0006	99.9244	2.1628	96.9716	0.0007	88.3731	0.0016	87.6005	0.0006	86.4246	5.3615	99.3782

Le figure seguenti riportano le deformate associate ai modi di vibrare n° 5 e 7.





Le tabelle seguenti riportano la sommatoria dei carichi nelle varie condizioni elementari di carico in direzione Z e in direzione Y.

MIDAS/Gen | Load Summary

Load	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
G1	0.000	0.000	0.000	0.000	-116.101	-116.101
G2	0.000	-85.343	-34.298	0.000	0.000	-119.642
Q SC 5 a	0.000	0.000	-270.542	0.000	0.000	-270.542
Q SC 5 b	0.000	0.000	-301.096	0.000	0.000	-301.096
Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt +35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt-35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C	19.000	0.000	0.000	0.000	0.000	19.000
SUMMATION OF TOTAL LOAD PRINTOUT						
	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
	19.000	-85.343	-605.937	0.000	-116.101	-788.381

Segmento D asse z

MIDAS/Gen | Load Summary

Load	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
G1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q SC 5 a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q SC 5 b	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vy	0.000	-42.949	0.000	0.000	0.000	-42.949
dt +35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt-35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SUMMATION OF TOTAL LOAD PRINTOUT						
	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
	0.000	-42.949	0.000	0.000	0.000	-42.949

Segmento D asse y

7.3 DEFORMAZIONI VERTICALI

Nel presente paragrafo vengono trattate le deformazioni verticali.

7.3.1 Segmenti A-B

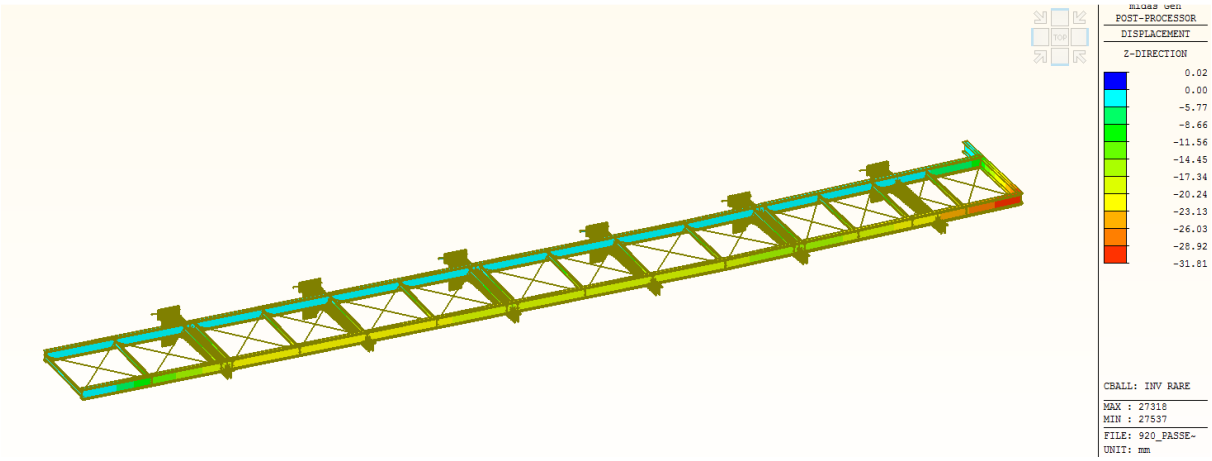


Figura 18 Deformazioni verticali nell'inviluppo delle combinazioni rare.

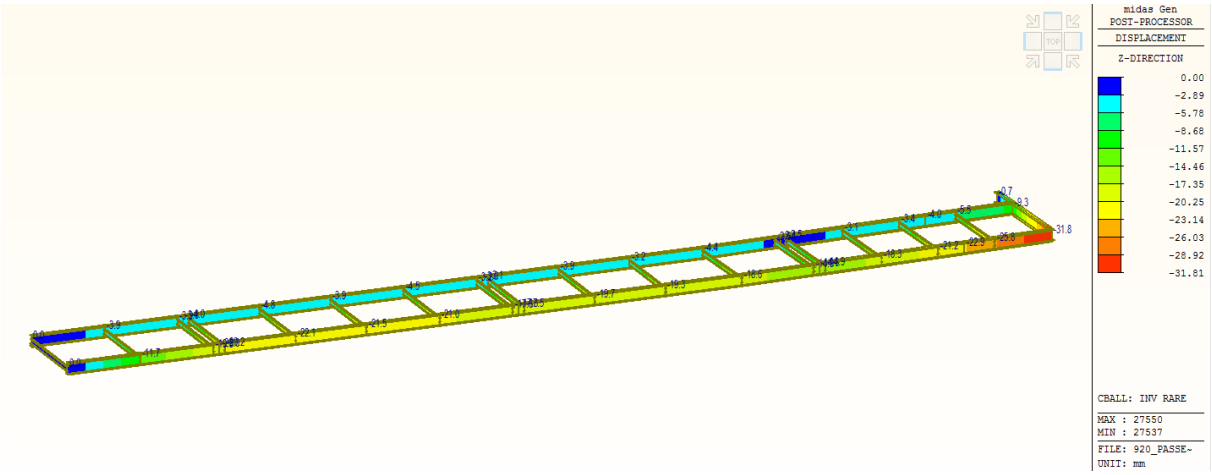


Figura 19 Deformazioni verticali nell'inviluppo delle combinazioni rare (solo travi).

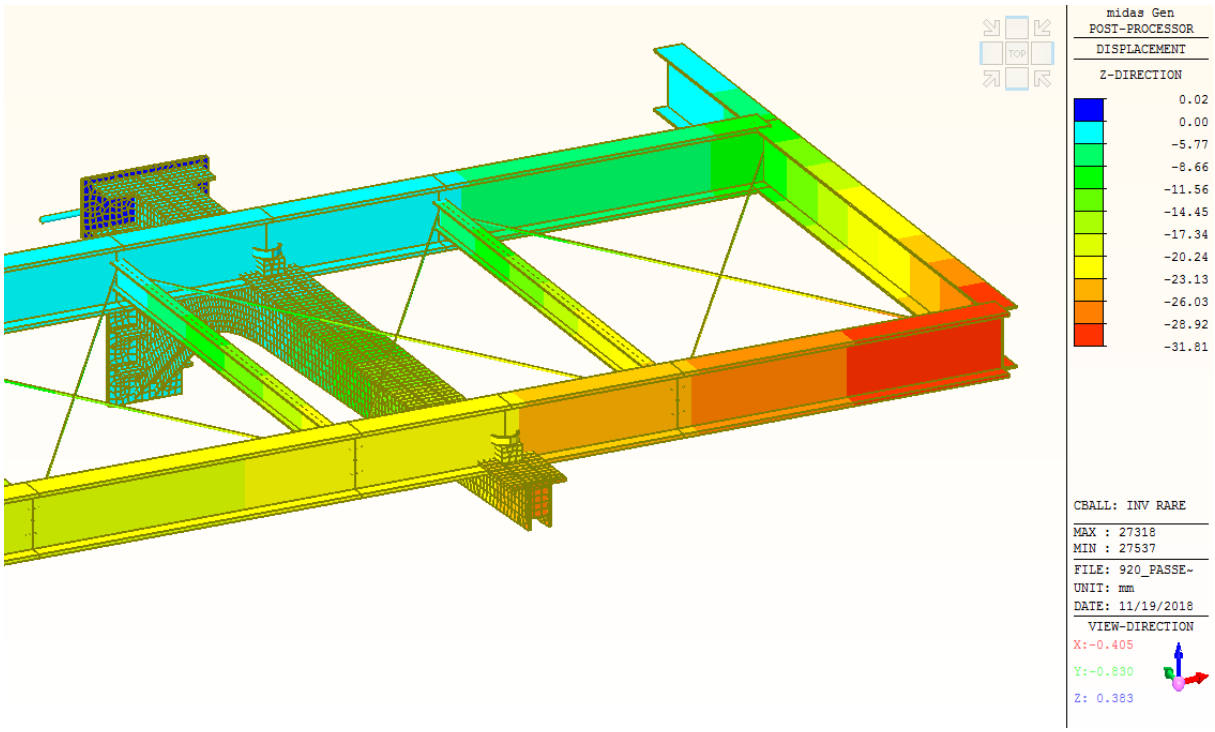


Figura 20 Deformazioni verticali nell'inviluppo delle combinazioni rare dettaglio sbalzo iniziale

Il rapporto di inflessione della mensola maggiormente deformata, mensola filo 1 riporta:
2L/dz = 4270*2/22.9= 373 > 300
Il rapporto di inflessione della trave principale rinforzata con piatti 140x10 mm a sbalzo rispetto alla prima mensola riporta:
2L/dz = 2650*2/(31.8-22.9)= 595 > 300

Le deformazioni sopra riportate tengono già in considerazione l'effetto della contromonta con cui le mensole dovranno essere installate. L'entità della controfreccia è riportata negli elaborati grafici per ciascuna mensola e risulta compresa tra 4 e 20 mm.
La contro monta viene applicata per ridurre le deformazioni finali e per ridurre la deformazione trasversale.

7.3.2 Segmento C

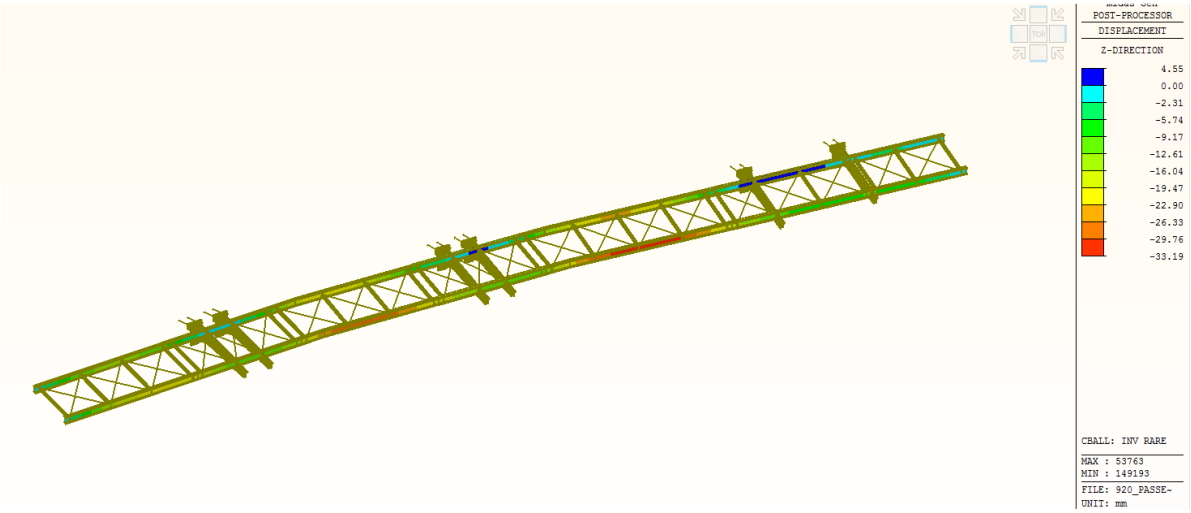


Figura 21 Deformazioni verticali nell'inviluppo delle combinazioni rare.

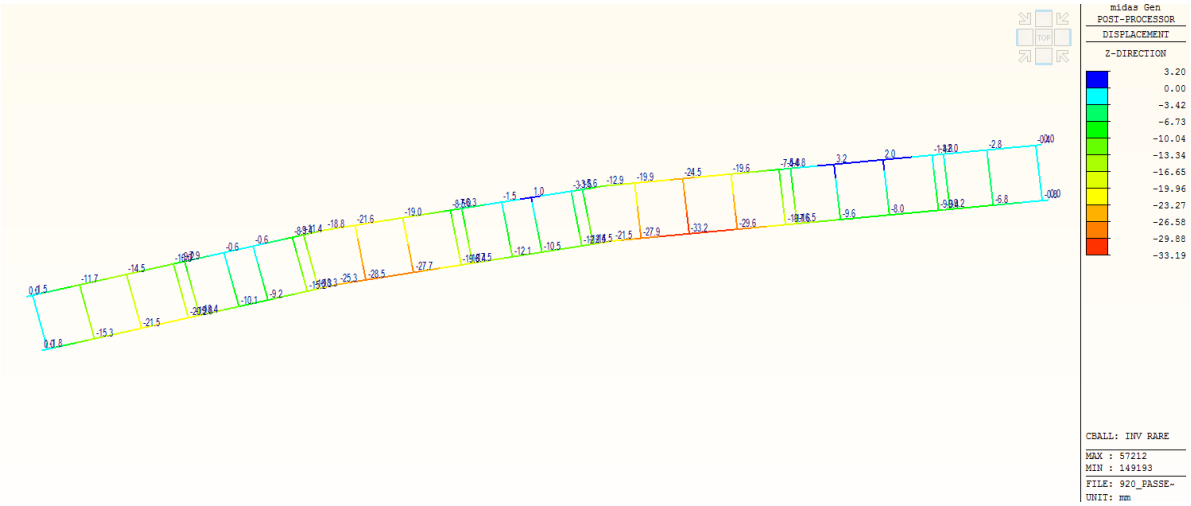


Figura 22 Deformazioni verticali nell'inviluppo delle combinazioni rare (solo travi).

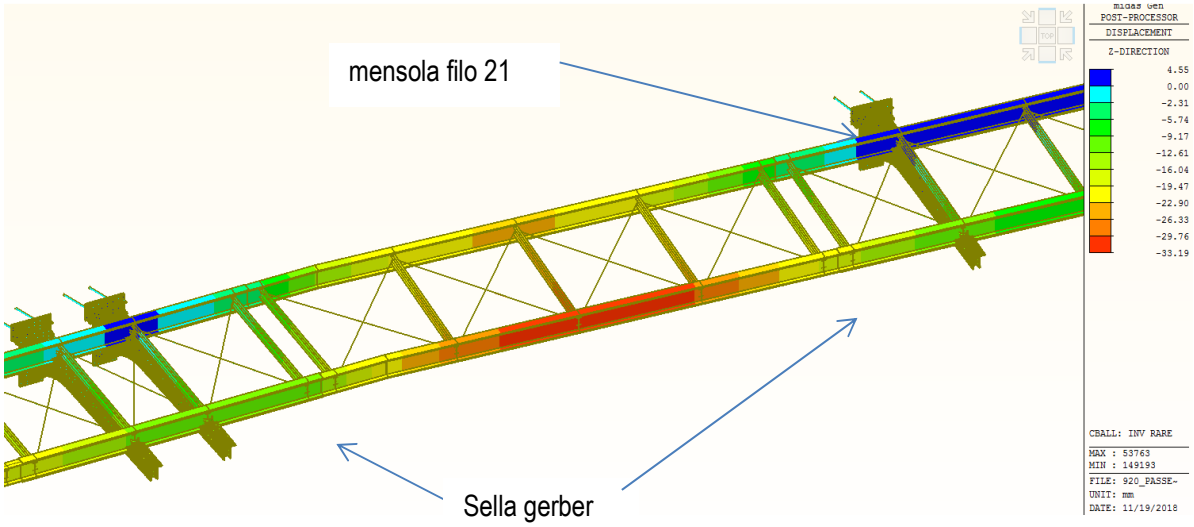


Figura 23 Deformazioni verticali nell'inviluppo delle combinazioni rare dettaglio campata lunga 13 m

Il rapporto di inflessione della mensola maggiormente deformata, mensola filo 21, riporta:
2L/dz = 3910*2/10= 782 > 300;

Il rapporto di inflessione della del tratto di trave IPE 330 rinforzata a sbalzo tra mensola e sella gerber, riporta:
2L/dz = 2150*2/(19.7-9.6) = 425 > 300;

Il rapporto di inflessione della trave principale rinforzata nella campata più lunga (fili 21-22) riporta:
L/dz = 13000/(33.2- 10)= 560 > 300

Il rapporto di inflessione della trave principale rinforzata nella seconda arcata (fili 23-24) riporta:
L/dz = 10800/(28.5- 10)= 583 > 300

Le deformazioni sopra riportate tengono già in considerazione l'effetto della contromonta con cui le mensole dovranno essere installate. L'entità della controfreccia è riportata negli elaborati grafici per ciascuna mensola e risulta compresa tra 4 e 20 mm.
La contro monta viene applicata per ridurre le deformazioni finali e per ridurre la deformazione trasversale.

7.3.3 Segmento D

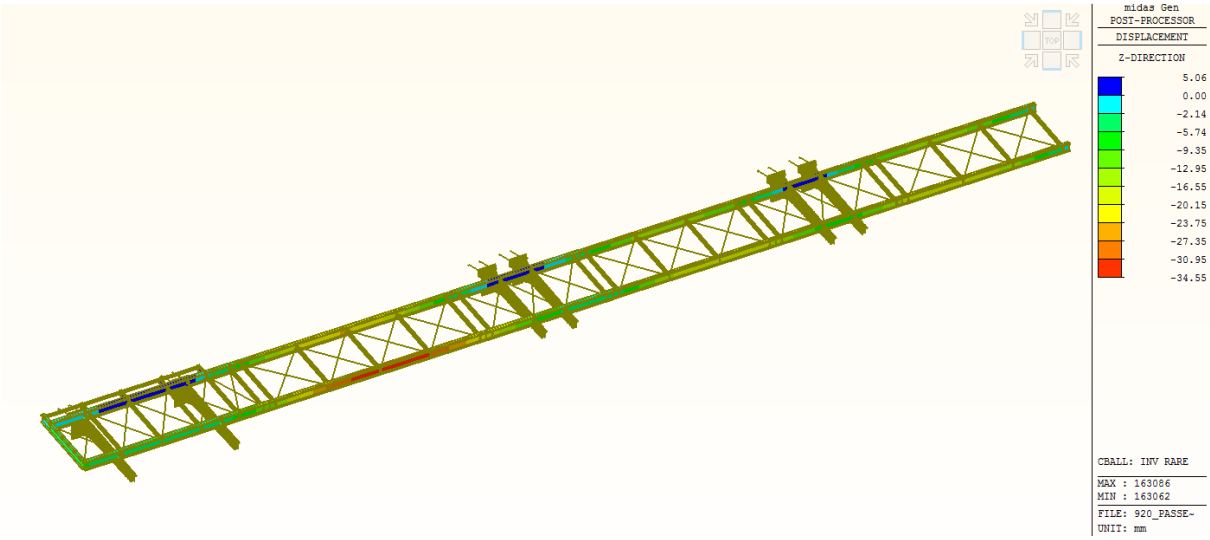


Figura 24 Deformazioni verticali nell'inviluppo delle combinazioni rare.

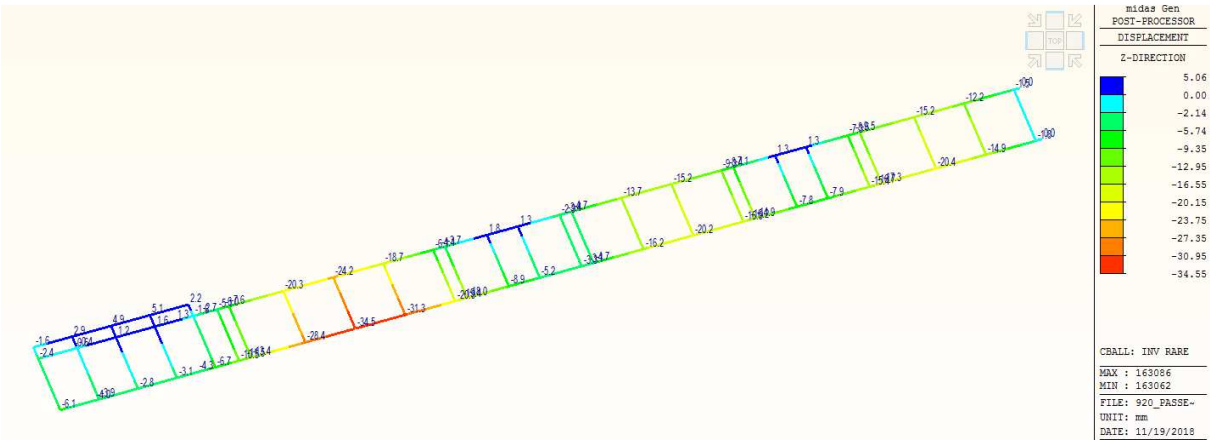


Figura 25 Deformazioni verticali nell'inviluppo delle combinazioni rare (solo travi).

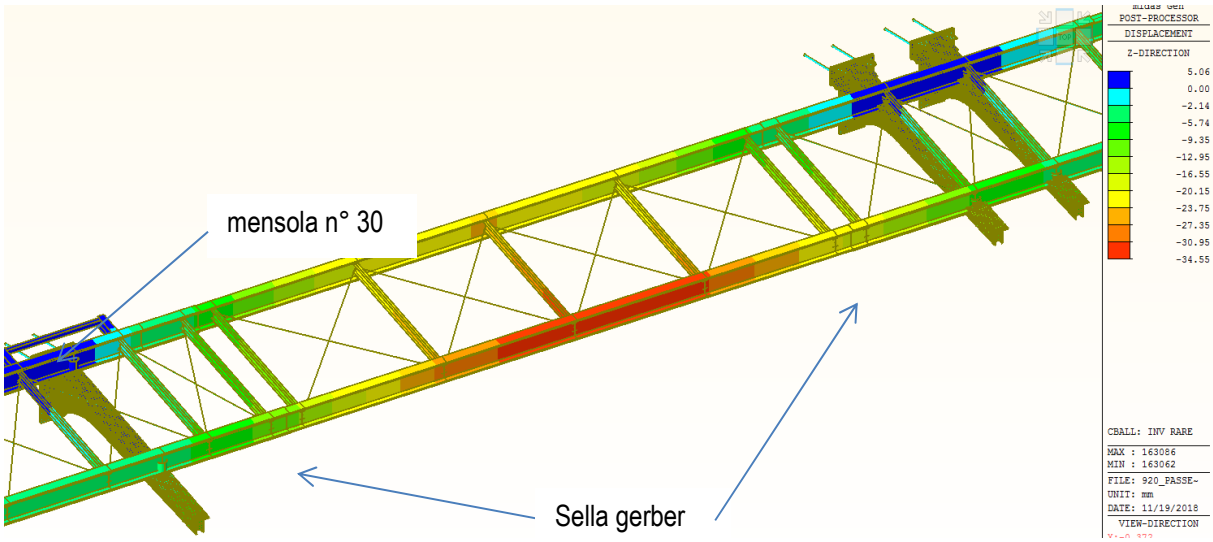


Figura 26 Deformazioni verticali nell'inviluppo delle combinazioni rare dettaglio campata lunga 13 m

Il rapporto di inflessione della mensola maggiormente deformata, mensola filo 29, riporta:
2L/dz = 3800*2/9= 844> 300;

Il rapporto di inflessione della del tratto di trave IPE 330 rinforzata a sbalzo tra mensola e sella gerber, riporta:
2L/dz = 2150*2/(19.4-9) = 413 > 300;

Il rapporto di inflessione della trave principale rinforzata nella campata più lunga (fili 29-30) riporta:
L/dz = 13000/(34.5 – (9+4)/2)= 464 > 300

Il rapporto di inflessione della trave principale rinforzata nella seconda arcata (fili 27-28) riporta:
L/dz = 10800/(20.5- 8)= 864 > 300

Le deformazioni sopra riportate tengono già in considerazione l'effetto della contromonta con cui le mensole dovranno essere installate. L'entità della controfreccia è riportata negli elaborati grafici per ciascuna mensola e risulta compresa tra 4 e 20 mm.
La contro monta viene applicata per ridurre le deformazioni finali e per ridurre la deformazione trasversale.

7.4 SPOSTAMENTI ORIZZONTALI GIUNTI

Nel presente capitolo si riportano gli spostamenti orizzontali D_{xy} agli stati limite ultimi in corrispondenza dei fori asolati delle selle gerber o dei giunti delle travi prinicpali.

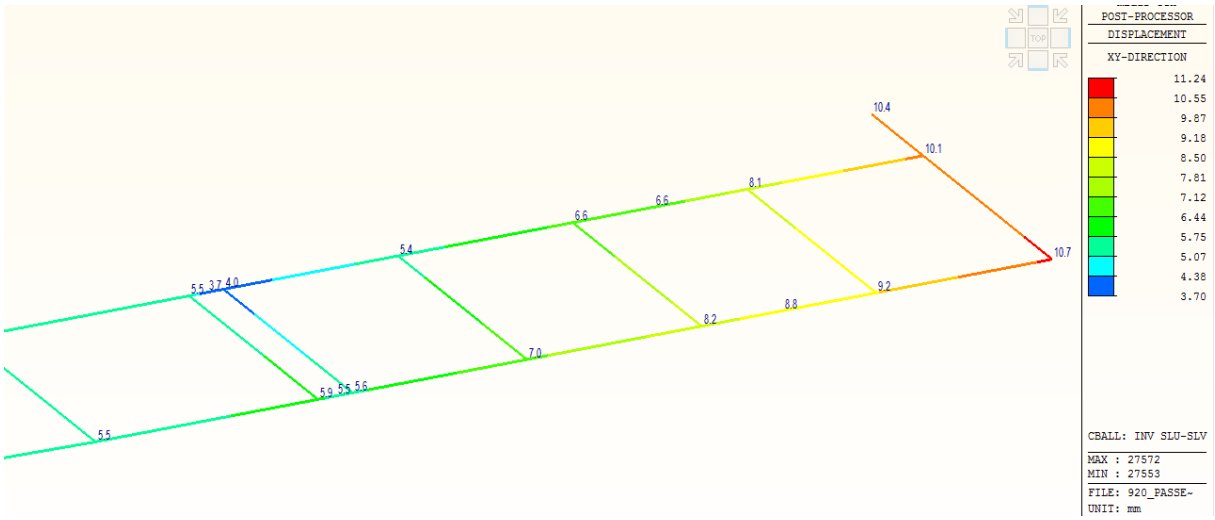


Figura 27 Segmenti A-B. Deformazioni orizzontali nell'inviluppo delle combinazioni SLU - SLV

Il massimo spostamento orizzontale si determina in corrispondenza della mensola 2 e vale:
D_{giunto} = 5.5 – 4.0 = 1.5 mm che risulta inferiore all'asolatura del foro che vale ± 2.0 mm

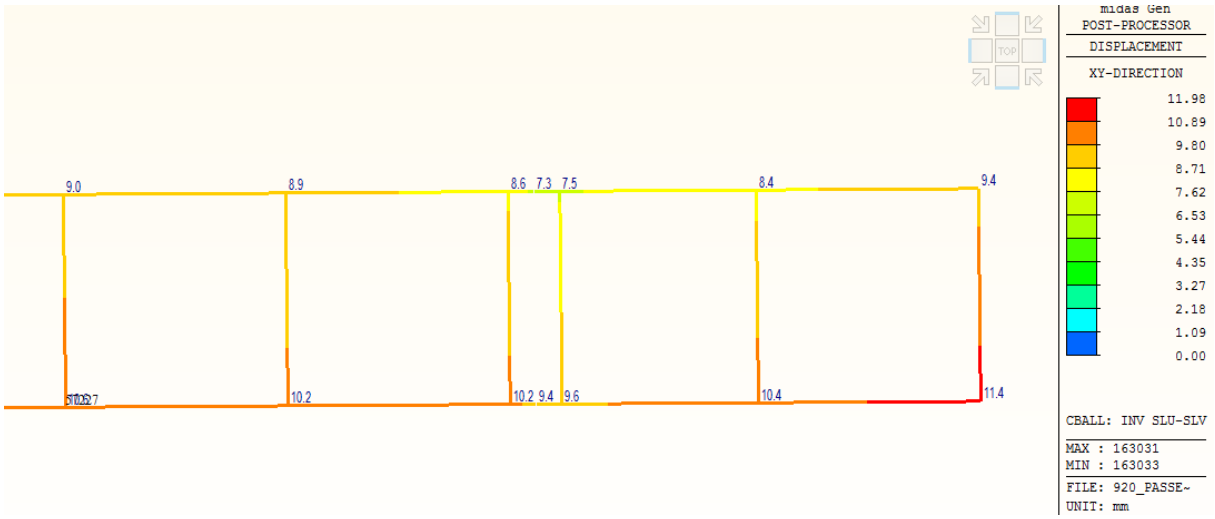


Figura 28 Segmento C. Deformazioni orizzontali nell'inviluppo delle combinazioni SLU - SLV

Il massimo spostamento orizzontale si determina in corrispondenza della mensola 20 e vale:
D_{giunto} = 8.6 – 7.5 = 0.9 mm che risulta inferiore all'asolatura del foro che vale ± 2.0 mm

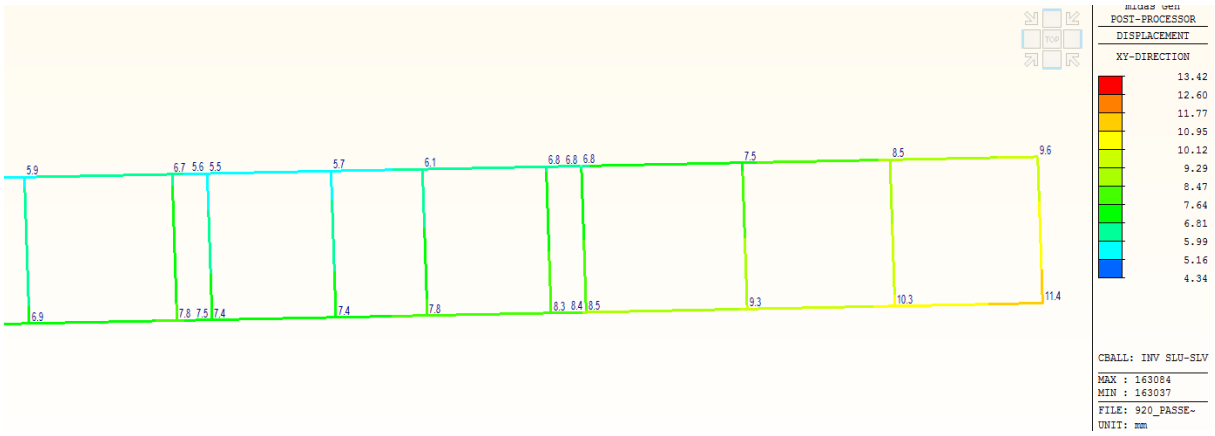


Figura 29 Segmento D. Deformazioni orizzontali nell'inviluppo delle combinazioni SLU - SLV

Il massimo spostamento orizzontale si determina in corrispondenza della sella gerber tra i fili 27-28 e vale:
D_{giunto} = 6.7 – 5.5 = 1.2 mm che risulta inferiore all'asolatura del foro che vale ± 2.0 mm

7.5 TIRANTI DI ANCORAGGIO

7.5.1 Calcolo della capacità portante dei tiranti

Gli ancoraggi delle mensole alle pile del ponte o al terrapieno sono costituiti da tiranti in barra cava a filettatura continua tipo Titan di Ischebeck in acciaio.
Per i tiranti si prevedono le seguenti tre tipologie di barra tipo Titan di Ischebeck:

Tipologia barra	tipo TITAN 40/20	tipo TITAN 40/16	tipo TITAN 52/26
Diametro nominale esterno / interno	Øe=40mm Øi=20mm	Øe=40mm Øi=16mm	Øe=52mm Øi=26mm
Sezione effettiva	A_{eff} = 730 mm^2	A_{eff} = 900 mm^2	A_{eff} = 1250 mm^2
Carico di rottura	F_u = 540 kN	F_u = 660 kN	F_u = 925 kN
Resistenza caratteristica	$R_{M,k}$ = 372 kN	$R_{M,k}$ = 490 kN	$R_{M,k}$ = 650 kN
Resistenza di progetto (acciaio)	$R_{M,d}$ = 323 kN > 239.3	$R_{M,d}$ = 426 kN > 310.0	$R_{M,d}$ = 565 kN > 442.3

Il sistema di tiranti tipo Titan prevede di impiegare manicotti di giunzione tra barre, elementi distanziatori, punte di perforazione / iniezione, piastre di testa, elemento sferico per compensazione inclinazione tiranti e dado con collare sferico adatti a ciascuna delle barre come rappresentato negli elaborati grafici.

Si distinguono varie lunghezze e tipologie di tiranti in funzione del materiale di supporto e dell'effettivo sforzo di trazione.
Le fasi di intervento per la realizzazione dei tiranti tipo Titan di Ischebeck sono le stesse sia nel caso del terrapieno che nel caso delle arcate dove il materiale da perforare è il calcestruzzo.

FASE 1: PERFORAZIONE DIRETTA
Perforazione diretta a roto percussione con mezzo di lavaggio. La perforazione dovrà avvenire con la contemporanea iniezione della miscela cementizia che ha la funzione di stabilizzazione del foro: il terreno non ha decompressione e non ha rilassamento (per le caratteristiche del mezzo di lavaggio vedere materiali: M3-A).
La perforazione dovrà avvenire a bassa velocità di avanzamento (< 1 m/ minuto) e per ottenere un corpo di iniezione di più alta qualità dovrà essere eseguito con dei ripassi che significa ripetere l'estrazione ed il reinserimento dell'asta di perforazione mantenendo attiva la rotazione ed il lavaggio del foro con la miscela cementizia. Il ripasso consente di estrarre il detrito di perforazione dalla bocca del foro.
Il liquido di lavaggio deve rifluire sempre dalla bocca del foro. Nel caso il riflusso subisca un'interruzione o sparisca nel foro è necessario interrompere l'avanzamento e continuare il lavaggio impiegando una miscela più densa fino a quando il fluido riprende a rifluire.

FASE 2: INIEZIONE DINAMICA
É la fase di realizzazione del corpo d'iniezione del tirante e dovrà avvenire iniettando la miscela cementizia dal fondo e mantenendo la rotazione della barra (per le caratteristiche della miscela d'iniezione vedere materiali: M3-B).
L'iniezione dinamica con un fluido di densità elevata permette di eliminare il mezzo di lavaggio che rifluirà dalla bocca del foro e si otterrà quindi il corpo d'iniezione più denso.
L'iniezione dinamica deve essere eseguita a pressione compresa tra 10 e 15 bar (1 - 1.5 MPa).

La forza massima di ancoraggio viene calcolata con la formula di Bustamante considerando l'aderenza limite di un tirante tipo IGU (a singola iniezione) con pressione di iniezione 1.5 MPa:

$R_d = \pi * D_s * L_b * q_s / \gamma_{ra,p}$

essendo:

D_s diametro medio del bulbo di ancoraggio che, nel caso in esame di terreno costituito da miscele di limi argillosi e limi sabbiosi, può essere assunto pari a (1.1-1.20)*D, essendo D il diametro di perforazione;

q_s = aderenza limite unitaria lungo la superficie di contatto bulbo-terreno, in accordo con le tabelle fornite per le varie tipologie di terreno in funzione della pressione di iniezione, da Bustamante e Doix (1985);

L_b = lunghezza del bulbo di ancoraggio(si trascura una porzione lunga 1-1.50 m a ridosso del paramento murario);

$\gamma_{ra,p}$= coefficiente parziale per la resistenza laterale a trazione, pari a 1.20 per tiranti permanenti

Per i tiranti i calcoli sono stati condotti considerando l'approccio A1+M1+R3 previsti dal DM 17/1/2018 ".

La resistenza di progetto è stata calcolata adottando i valori medi dei parametri del terreno e quelli minimi ed applicando i coefficienti di riduzione ξ funzione del numero di verticali indagate.

Il valore di calcolo della resistenza risulta:

$$R_d = \min\left\{\frac{R_{d,media}}{\xi_3}; \frac{R_{d,\min imi}}{\xi_4}\right\}$$

Dove:

$\xi_3 = 1.60$

$\xi_4 = 1.55$

La seguente riporta il calcolo della resistenza limite dei tiranti. In tutti i casi il valore della resistenza limite R_d risulta superiore allo sforzo nel tirante $T_{max,\,slu}$.

TIRANTE titan 52/26				pressione iniezione 1.5 Mpa						
R_{md}	R_d	q_s	L_B	$\gamma_{ra,p}$	ξ_3 - ξ_4	$T_{max,slu}$	lunghezza effettiva	Fili	mensola	prove di riferimento
[kN]	[kN]	[kPa]	[m]	-	-	[kN]				
565	459	120	13	1.2	1.6	442.3	14.5	21	M3	S3 - S11
d=	0.15	alfa =	1.20							
Terrapieno lungo tratto finale mensola M3										

TIRANTE titan 40/16				pressione iniezione 1.5 Mpa						
R_{md}	R_d	q_s	L_B	$\gamma_{ra,p}$	ξ_3 - ξ_4	$T_{max,slu}$	lunghezza effettiva	Fili	mensola	prove di riferimento
[kN]	[kN]	[kPa]	[m]	-	-	[kN]				
426	334	120	10.5	1.2	1.6	310.0	12	30	M3	S1 - S8
d=	0.135	alfa =	1.2							
Terrapieno corto mensola M3										

TIRANTE titan 40/20				pressione iniezione 1.5 Mpa						
R_{md}	R_d	q_s	L_B	$\gamma_{ra,p}$	ξ_3 - ξ_4	$T_{max,slu}$	lunghezza effettiva	Fili	mensola	prove di riferimento
[kN]	[kN]	[kPa]	[m]	-	-	[kN]				
323	191	120	6	1.2	1.6	135.0	7.5	31	M1	S1 - S8
d=	0.135	alfa =	1.2							
Terrapieno corto mensola M1										

TIRANTE titan 40/16				pressione iniezione 1.5 Mpa						
R_{md}	R_d	q_s	L_B	$\gamma_{ra,p}$	$\xi_3 - \xi_4$	$T_{max,slu}$	lunghezza effettiva	Fili	mensola	prove di riferimento
[kN]	[kN]	[kPa]	[m]	-	-	[kN]				
426	302	120	9.5	1.2	1.6	288.7	11	1	M1	S7 - S14
d=	0.135	alfa =	1.2							
Terrapieno lungo tratto iniziale mensola M1										

TIRANTE titan 40/20				pressione iniezione 1.5 Mpa						
R_{md}	R_d	q_s	L_B	$\gamma_{ra,p}$	$\xi_3 - \xi_4$	$T_{max,slu}$	lunghezza effettiva	Fili	mensola	prove di riferimento
[kN]	[kN]	[kPa]	[m]	-	-	[kN]				
323	254	120	8	1.2	1.6	235.5	9.5	da 2 a 20	M1	S16 - S6 - S13
										S15 - S5 - S12
d=	0.135	alfa =	1.2							
Terrapieno lungo ad esclsione dei tratti iniziale e finale mrensole M1										

TIRANTE titan 40/16				pressione iniezione 1.5 Mpa						
R_{md}	R_d	q_s	L_B	$\gamma_{ra,p}$	$\xi_3 - \xi_4$	$T_{max,slu}$	lunghezza effettiva	Fili	mensola	prove di riferimento
[kN]	[kN]	[kPa]	[m]	-	-	[kN]				
426	304	250	7.5	1.2	1.6	294.0	8.5	22-29	M2	S9
d=	0.09	alfa =	1.1							
1° e 4° pila mensole M2										

TIRANTE titan 40/20				pressione iniezione 1.5 Mpa						
R_{md}	R_d	q_s	L_B	$\gamma_{ra,p}$	$\xi_3 - \xi_4$	$T_{max,slu}$	lunghezza effettiva	Fili	mensola	prove di riferimento
[kN]	[kN]	[kPa]	[m]	-	-	[kN]				
323	243	250	6	1.2	1.6	239.3	7	23-24-25-26-27-28	M1	S4 - S2 - S10
d=	0.09	alfa =	1.1							
1° 2° 3° e 4° pila mensole M1										

Nel caso di tiranti realizzati interamente nel calcestruzzo esistente, solo per le pile, si riporta anche la verifica condotta sia per l'interfaccia boiacca – calcestruzzo esistente, sia per l'interfaccia barra filettata – boiacca.

Si effettua una verifica della tensione tangenziale di aderenza tra boiacca e cls, secondo il par. 4.1.2.1.1.4 del D.M.2018: si considera un diametro di 90 mm e una lunghezza efficace di 6000 mm. Si prende in considerazione la resistenza minima del cls rilevate mediante indagini (condotte durante l'esecuzione del primo stralcio, vedere relazione R03 dei documenti del primo stralcio), ossia una resistenza a compressione caratteristica fck di 9,5 MPa.

R_{ck}	11.5	MPa		
f_{ck}	9.5	MPa		
γ_C	1.5		1.35	FC
α_{cc}	0.85			
f_{cd}	4.01	MPa		
f_{ctd}	0.47	MPa		
f_{ctk}	0.94	MPa		
E	19290	MPa		
f_{bd}	0.73	MPa		

C.A. esistente

R_{ck}	42	MPa		
f_{ck}	34.9	MPa		
γ_C	1.5		1	FC
α_{cc}	0.85			
f_{cd}	19.75	MPa		
f_{ctd}	1.49	MPa		
f_{ctk}	2.24	MPa		
E	34044	MPa		
f_{bd}	2.35	MPa		

Boiacca

Si ottiene dunque una resistenza tangenziale di aderenza pari a f_{bd} = 0,7 MPa, superiore alla tensione tangenziale di τ_{ad} = 294000/(6000*3.14*90)= 0,17 MPa.

La tensione tangenziale di aderenza tra barra in acciaio zincato e boiacca è calcolata considerando un diametro di 40 mm e una lunghezza efficace di 6000 mm. Si prende in considerazione la resistenza minima della boiacca. Si ottiene dunque una resistenza tangenziale di aderenza pari a f_{bd} = 2.35 MPa, superiore alla tensione tangenziale di τ_{ad} = 294000/(6000*3.14*40)= 0.39 MPa.

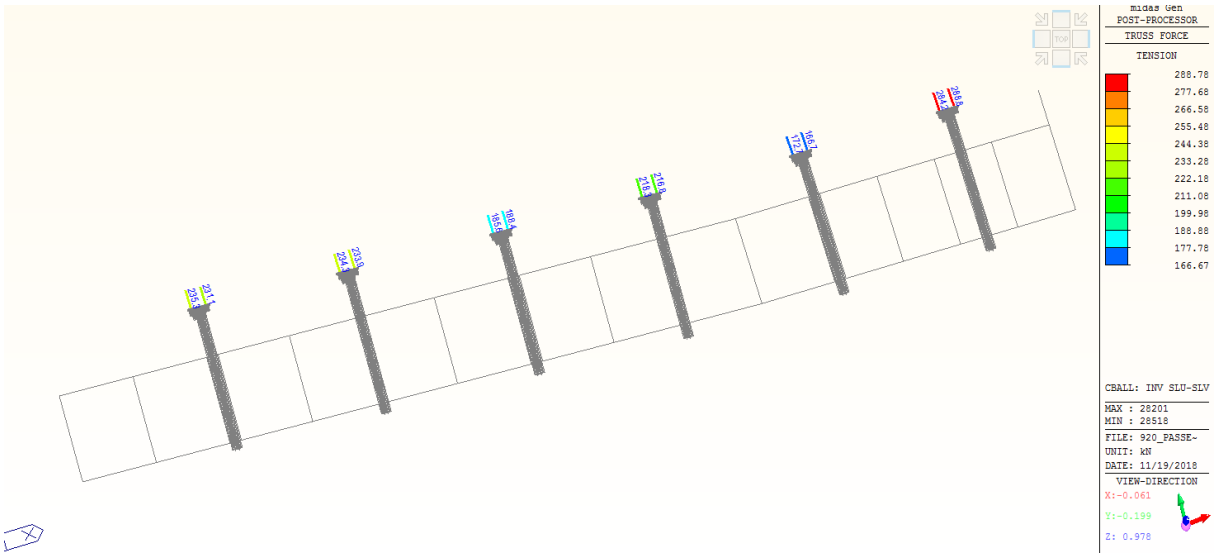


Figura 30 Sforzo assiale massimo nei tiranti tratti A-B

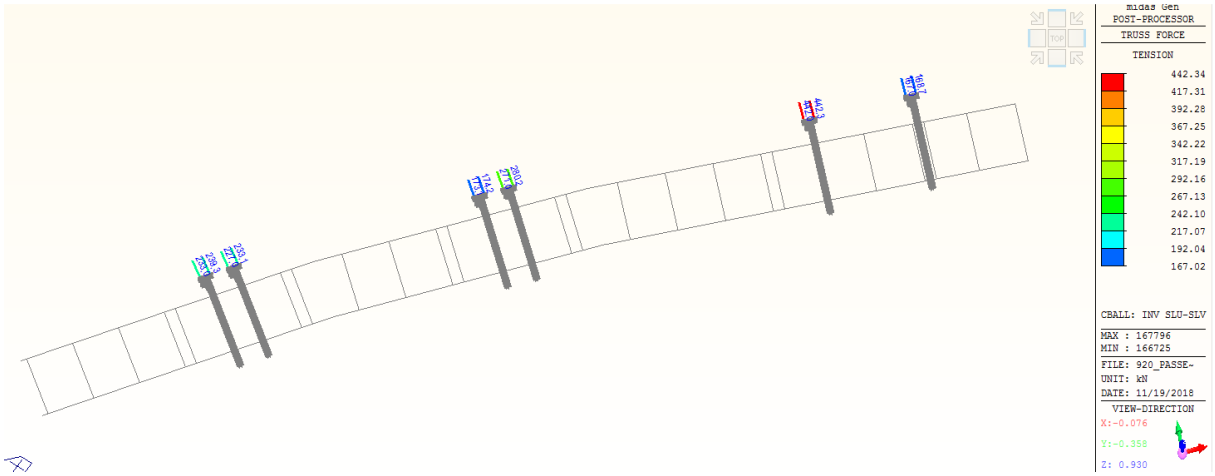


Figura 31 Sforzo assiale massimo nei tiranti tratto C

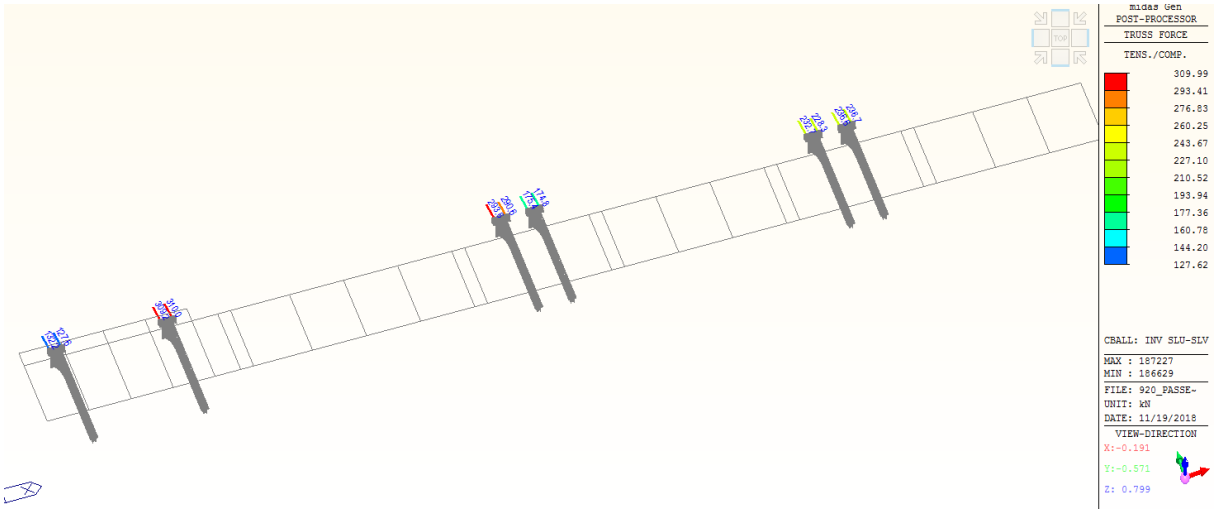


Figura 32 Sforzo assiale massimo nei tiranti tratto D

7.6 MENSOLE

Le verifiche strutturali delle mensole sono condotte in termini tensionali confrontando le massime tensioni negli elementi con le tensioni limite del materiale acciaio S355.

7.6.1 Segmenti A-B

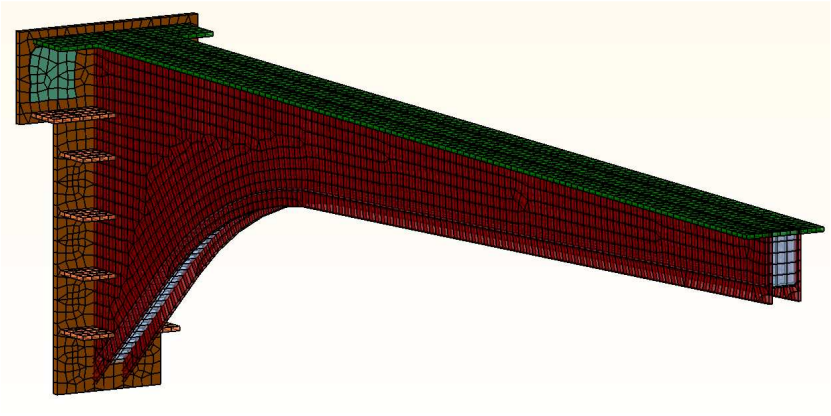


Figura 33 Mensola tipo M1

Piastra di testa marrone	sp. 25 mm
Piastra superiore verde	sp. 15 mm
Piastre sagomate marrone scuro	sp. 12 mm
Piastre di chiusura inferiore azzurro	sp. 12 mm
Fazzoletti irrigidimento arancione	sp. 15 mm
Piastra di testa verde	sp. 34 mm (spessore equivalente piastra 25 + piastra testa tirante 30)

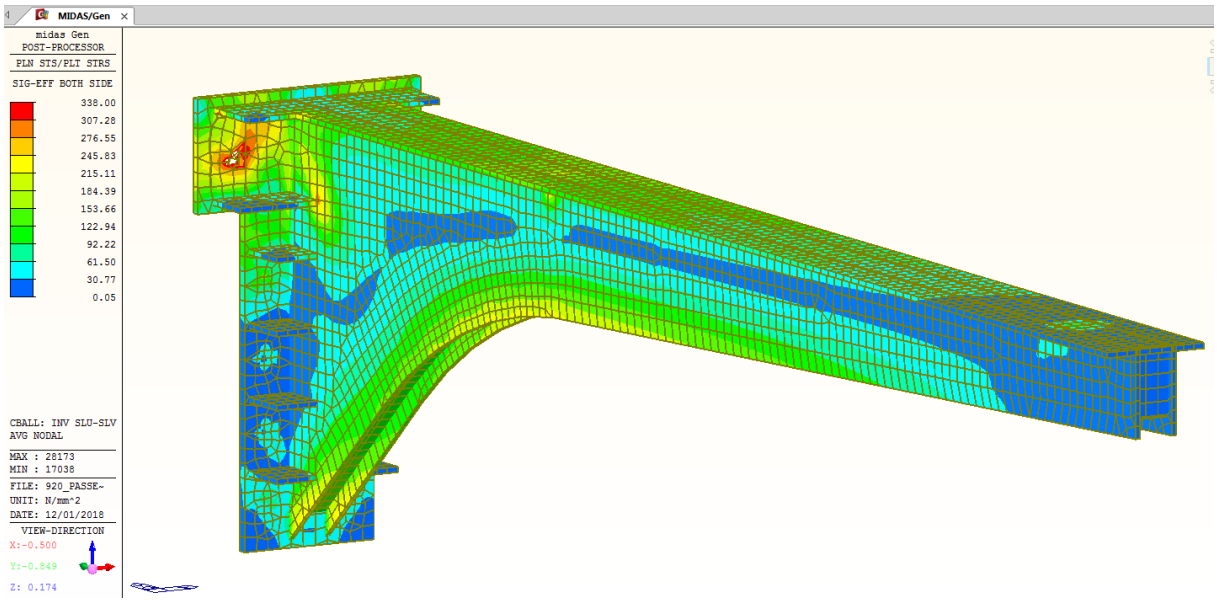


Figura 34 Stato tensionale nell'inviluppo delle combinazioni SLU - SLV mensola tipo M1 (filo 1 maggiormente sollecitata nell'intero sviluppo della passerella)

7.6.2 Segmento C

Nel segmento C sono presenti tutte e tre le tipologie di mensola: M1, M2 e M3.

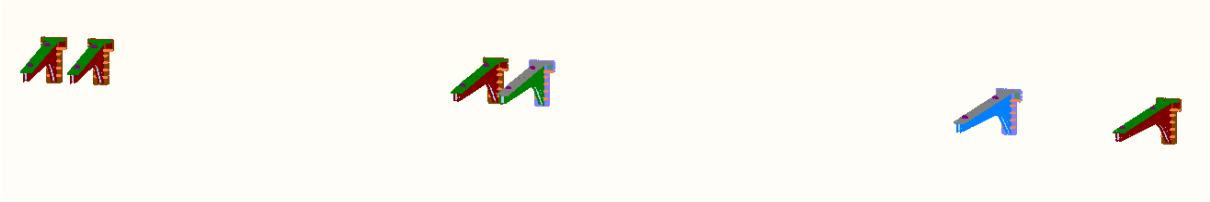


Figura 35 Mensole settore C, da destra filo 20 a sinistra filo 25.

Per il segmento C si riportano gli stati tensionali solo delle mensole tipo M2 e M3 che sono maggiormente sollecitate.

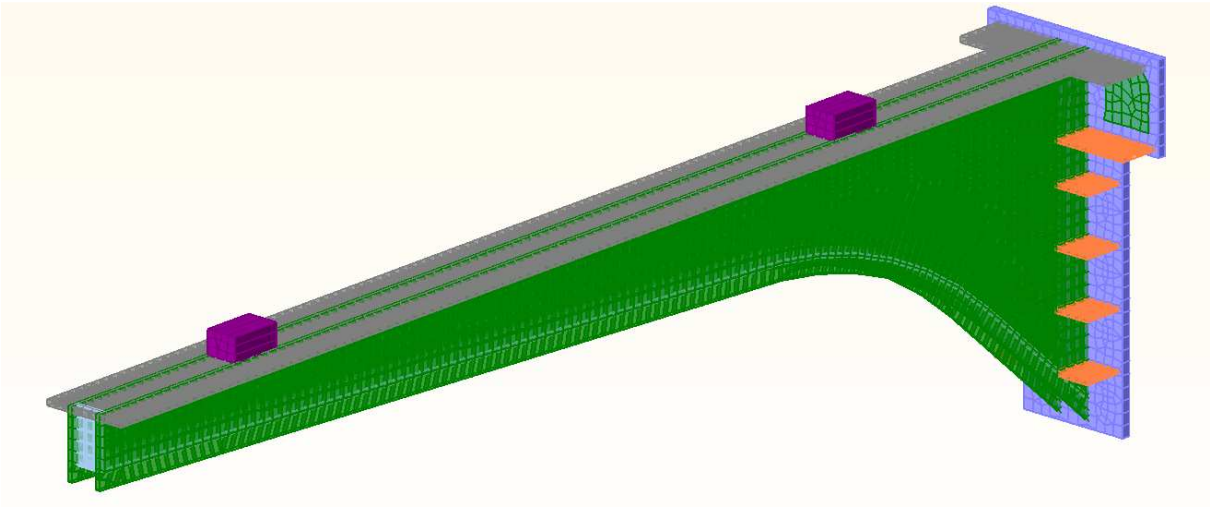


Figura 36 Mensola tipo M2

Piastra di testa indaco	sp. 30 mm
Piastra superiore grigio	sp. 20 mm
Piastre sagomate verde	sp. 15 mm
Piastre di chiusura azzurro	sp. 12 mm
Fazzoletti irrigidimento arancione	sp. 15 mm
Piastra di testa verde	sp. 37 mm (spessore equivalente piastra 30 + piastra testa tirante 30)

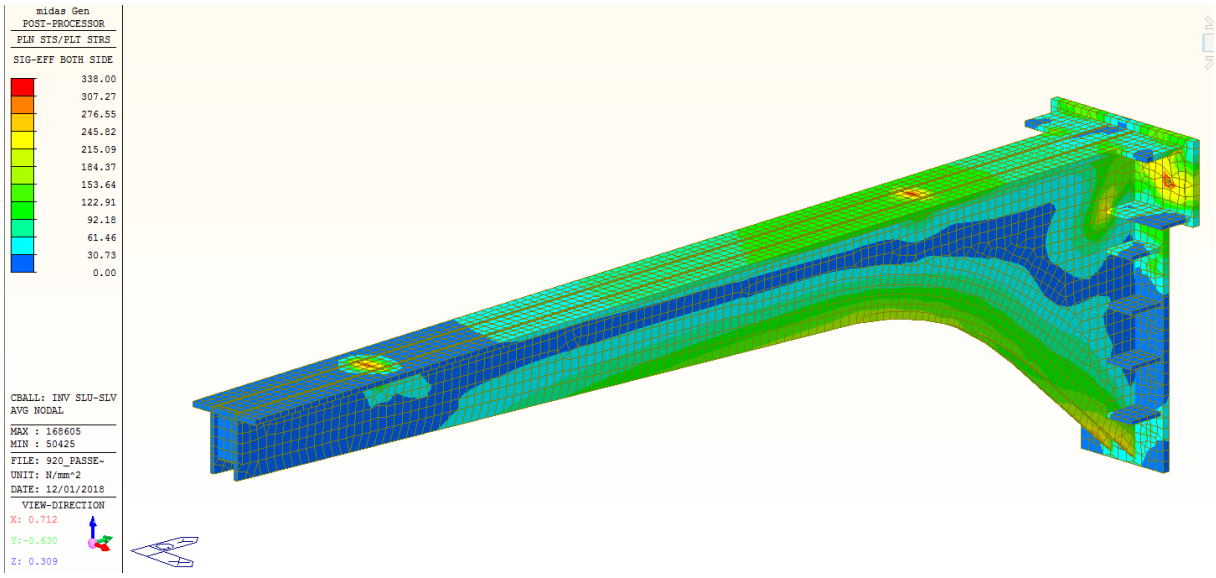


Figura 37 Stato tensionale nell'inviluppo delle combinazioni SLU - SLV mensola tipo M2 filo 22

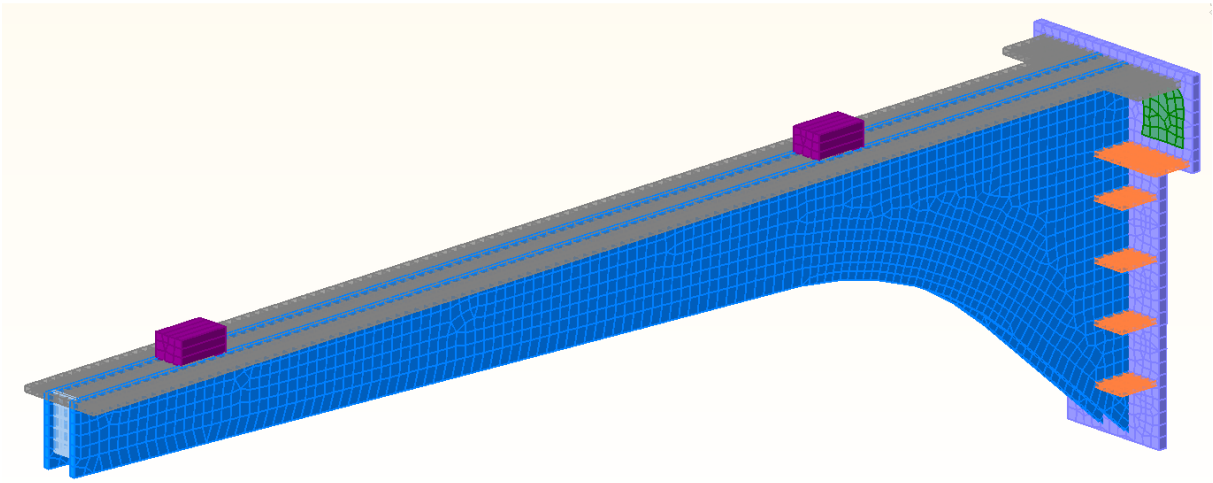


Figura 38 Mensola tipo M3

Piastra di testa indaco	sp. 30 mm
Piastra superiore grigio	sp. 20 mm
Piastre sagomate azzurro scuro	sp. 18 mm
Piastre di chiusura azzurro	sp. 12 mm
Fazzoletti irrigidimento arancione	sp. 15 mm
Piastra di testa verde	sp. 37 mm (spessore equivalente piastra 30 + piastra testa tirante 30)

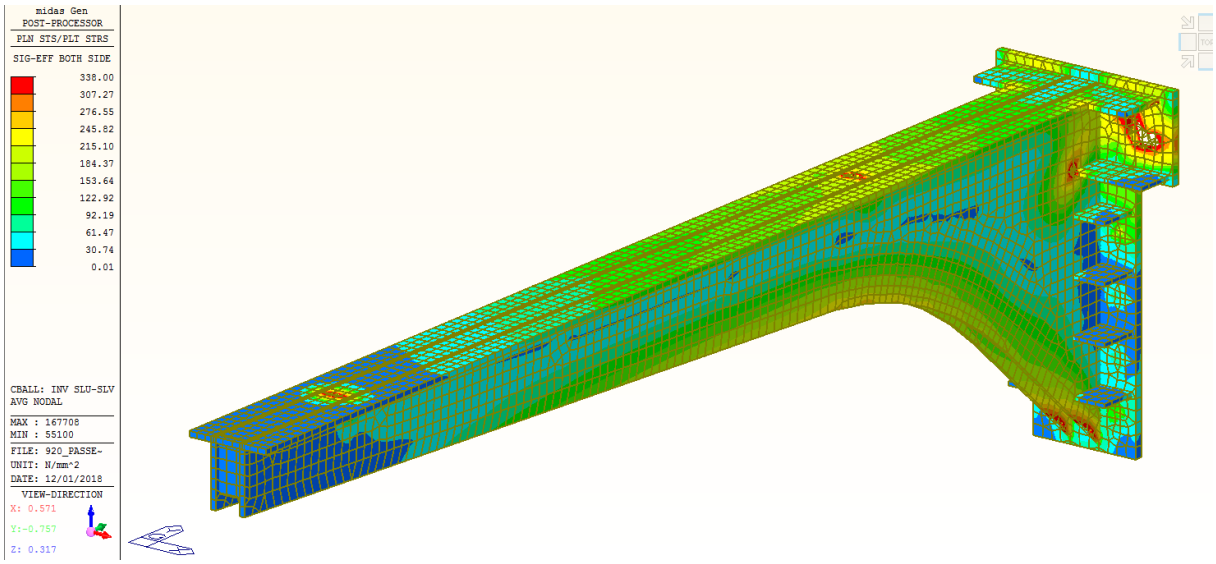


Figura 39 Stato tensionale nell'inviluppo delle combinazioni SLU - SLV mensola tipo M3 filo 21

La piccola area non verificata in corrispondenza dell'attacco del tirante corrisponde all'incirca alle dimensioni del foro per il tirante, in tale area è presente anche il dado sferico per il serraggio della barra inclinata.

7.6.3 Segmento D

Nel segmento D sono presenti tutte e tre le tipologie di mensola: M1, M2 e M3.

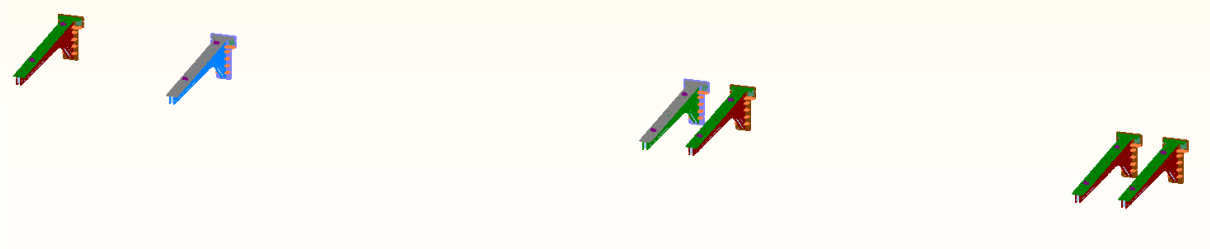


Figura 40 Mensole settore C, da destra filo 26 a sinistra filo 31.

Per il segmento D si riportano gli stati tensionali solo delle mensole tipo M2 e M3 che sono maggiormente sollecitate.

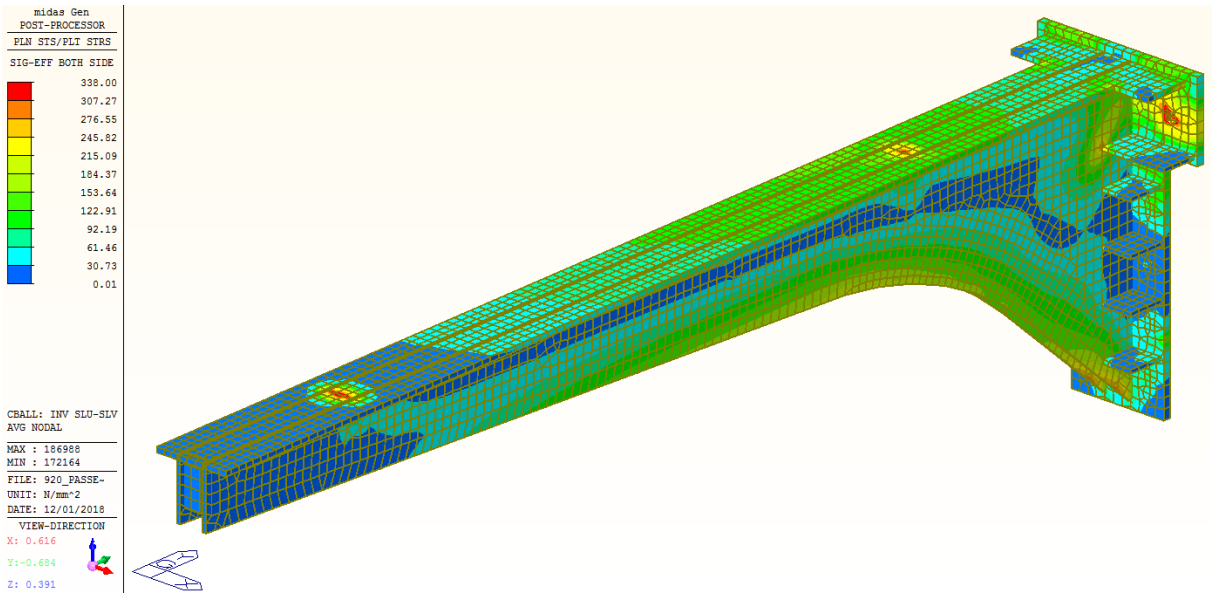


Figura 41 Stato tensionale nell'inviluppo delle combinazioni SLU - SLV mensola tipo M2 filo 29

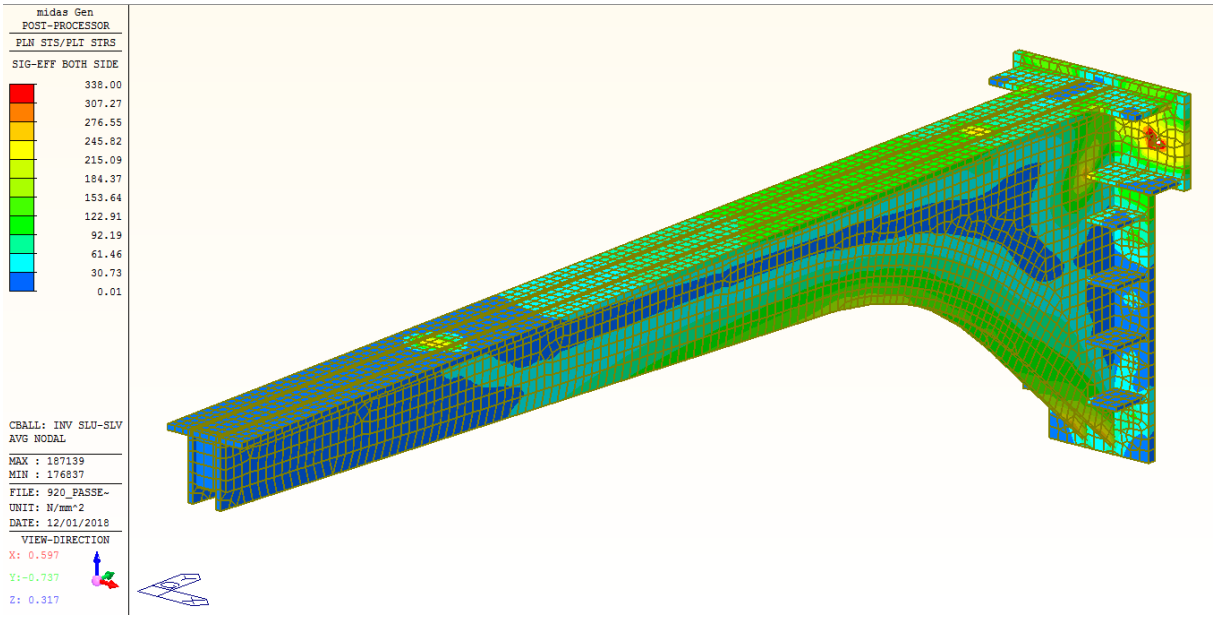


Figura 42 Stato tensionale nell'inviluppo delle combinazioni SLU - SLV mensola tipo M3 filo 30

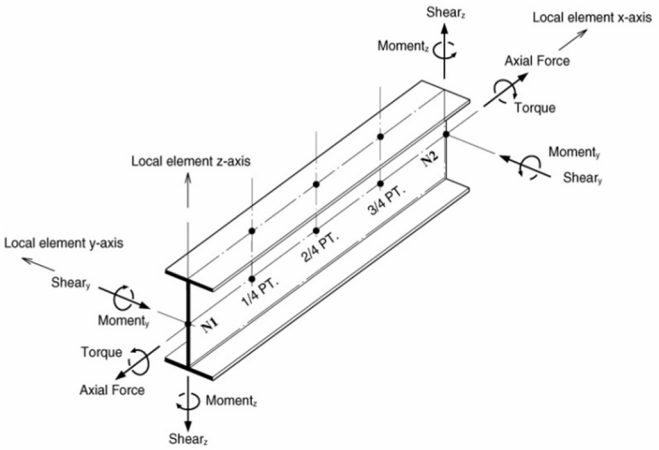
La piccola area non verificata in corrispondenza dell'attacco del tirante corrisponde all'incirca alle dimensioni del foro per il tirante, in tale area è presente anche il dado sferico per il serraggio della barra inclinata.

7.7 VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI DI ACCIAIO (SLU – SLV)

Le verifiche di resistenza delle strutture di acciaio dell'impalcato della passerella a sbalzo sono condotte in accordo con l'Eurocodice 3 del 2005 come consentito dal DM 17.01.2018. Vengono modificati, rispetto all'EC3 i coefficienti di sicurezza per la resistenza e la stabilità e sono assunti γ_{M0}=1.05, γ_{M1}=1.05, γ_{M2}=1.25 (mentre l'EC3 prevede rispettivamente 1.0, 1.0, 1.25).

Le verifiche sono condotte con il codice di calcolo Midas, previa la definizione del materiale, dei coefficienti di sicurezza, delle lunghezze libere di inflessione di tutti i "member" e dei limiti di snellezza. Il codice di calcolo

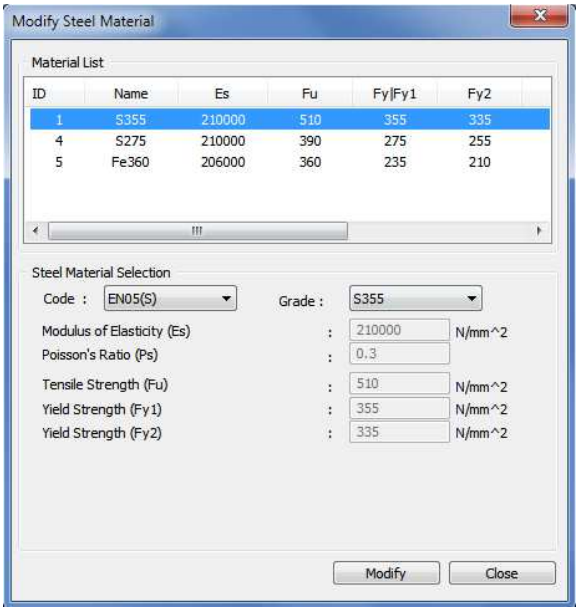
determina per le combinazioni di carico richieste (le verifiche di resistenza sono condotte sia per le combinazioni SLU che SLV) la classe della sezione ed effettua le verifiche prescritte dalle normative.
Gli assi locali ed i parametri di sollecitazione di ciascuno degli elementi frame sono i seguenti:



J_{yy}, W_{yy} sono rispettivamente il momento d'inerzia e il modulo di resistenza da utilizzare con il momento M_y;
J_{zz}, W_{zz} sono rispettivamente il momento d'inerzia e il modulo di resistenza da utilizzare con il momento M_z;
r_y è il raggio d'inerzia per la verifica all'instabilità in direzione y-y
r_z è il raggio d'inerzia per la verifica all'instabilità in direzione z-z
Le immagini che seguono riportano l'identificazione del numero degli elementi e del numero dei "member" che sono composti da più elementi che vengono verificati assieme al fine di considerare le corrette lunghezze libere di inflessione. Per le briglie ad arco delle travi reticolari principali si definiscono le lunghezze libere di inflessione in quanto non è possibile generare i "member" ce sono solo rettilinei.

Si riportano di seguito le verifiche in modo sommario, nei paragrafi successivi si riportano le schede di verifica sintetiche per ogni elemento member.
Le unità di misura riportate nelle tabelle sono N, mm. Il significato dei simboli riportati nelle tabelle è il seguente:
CHK: visualizza la verifica di resistenza dei member (o element)
MEMB: Member (o Element) number
SECT: numero della tipologia di sezione
COM: rapporto di verifica combinato M-N
SHR: rapporto di verifica per taglio
SEL: Member selection for sectional change, rechecking and producing results
Section: nome della sezione
Material: materiale
Fy: tensione di snervamento
LCB: numero della combinazione di carico per cui si ha il Massimo COM
Len: lunghezza dei member (o element)
Ly, Lz: lunghezza libera di inflessione attorno, rispettivamente, agli assi locali y e z
Lb: lunghezza libera laterale per flange sottoposte a compressione
Ky , Kz: fattori di amplificazione della lunghezza effettiva per instabilità rispettivamente attorno all'asse forte e debole
BMY , BMZ: fattori di momento equivalente uniforme
N_Ed: forza assiale applicata
N_Rd: resistenza assiale di progetto
MbEd: momento torcente applicato
Mb_Rd: momento torcente resistente
MyEd: momento flettente applicato attorno all'asse forte y

My_Rd: momento resistente attorno all'asse forte y
MzEd: momento flettente applicato attorno all'asse debole z
Mz_Rd: momento resistente attorno all'asse debole z
Def: deformazione verticale
Defa: deformazione ammissibile



7.7.1 Segmenti A-B

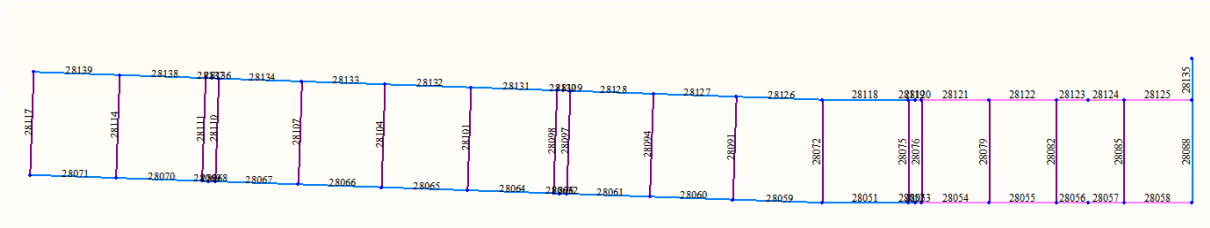


Figura 43 Modello FEM, numerazione elementi "frame" segmenti A-B

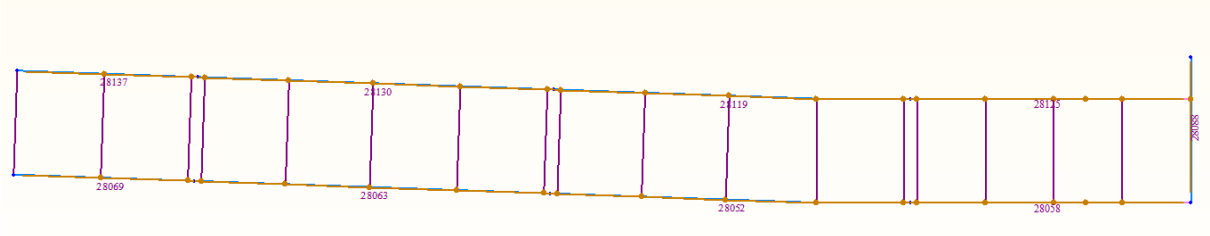


Figura 44 Modello FEM, numerazione elementi "member" segmenti A-B

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

Code : Eurocode3:05 Unit : N , mm Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update... SECT MEMB

CHK	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	28069	3	☐	IPE330		18	4700.00	4700.00	1.000	1.000	-2670.1	+3.3E+7	+3.3E+7	435874	4235.22	-26634	-	-2.0728
	0.153	0.047		S355	355.000		2262.50	2262.50	1.000	1.000	2116476	0.00000	2.7E+08	5.1E+07	772502	601263	-	15.6667
OK	28101	4	☐	IPE140		2	2690.00	2700.00	1.000	1.000	-2988.7	+1.5E+7	+1.5E+7	0.00000	0.00000	-18849	-	-7.3380
	0.600	0.127		S355	355.000		550.000	550.000	1.000	1.000	554476	0.00000	3.0E+07	6451527	0.00000	148670	-	10.7600
OK	28125	7	☐	IPE330+piatti140x10		19	7290.12	4550.00	1.000	1.000	22154.7	-5.9E+7	-5.9E+7	-4.2E+6	-21208	33174.2	-	2.72859
	0.196	0.062		S355	355.000		1775.00	1775.00	1.000	1.000	3063354	0.00000	4.2E+08	8.9E+07	1264892	539336	-	24.3004

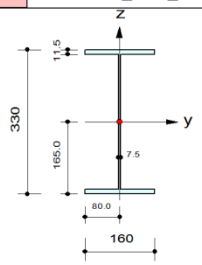
7.7.1.1 IPE 330

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\...ibertà_tratti_A-B_rev_01.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : N, mm
Member No : 28069
Material : S355 (No:1)
(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name : IPE330 (No:3)
(Rolled : IPE330).
Member Length : 4700.00



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -2670.1 (LCB: 18, POS:1/2)
Bending Moments My = 32927439, Mz = 435874
End Moments Myi = 4629125, Myj = 32925616 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = -1874.9 (for Ly)
Mzi = -726840, Mzj = 556972 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -26290 (LCB: 17, POS:I)
Fzz = -28166 (LCB: 7, POS:I)

Depth	330.000	Web Thick	7.50000
Top F Width	160.000	Top F Thick	11.5000
Bot.F Width	160.000	Bot.F Thick	11.5000
Area	6260.00	Asz	2475.00
Qyb	50850.5	Qzb	3200.00
Iyy	117700000	Izz	7880000
Ybar	80.0000	Zbar	165.000
Wely	713000	Welz	98500.0
ry	136.490	rz	36.2502

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 4700.00, Lz = 2262.50, Lb = 2262.50
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 65.0 < 200.0 (Memb:28052, LCB: 34)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 2670/2116476 = 0.001 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 32927439/271828571 = 0.121 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 435874/51227210 = 0.009 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.153 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.034 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.047 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 15.6667 > 2.0728 (Memb:28137, LCB: 70, POS:2437.5mm, Dir-Z)..... O.K

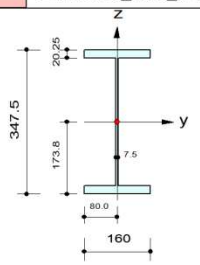
7.7.1.2 IPE 330 + piatti 140x10

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\...ibertà_tratti_A-B_rev_01.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : N, mm
Member No : 28125
Material : S355 (No:1)
(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name : IPE330+piatti140x10 (No:7)
(Rolled : IPE330+piatti140x10).
Member Length : 7290.12



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 22154.7 (LCB: 19, POS:1/2)
Bending Moments My = -59205667, Mz = -4213823
End Moments Myi = -38361504, Myj = -14520978 (for Lb)
Myi = -59205667, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = -4485258, Mzj = 1541657 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -30399 (LCB: 6, POS:J)
Fzz = 33174.2 (LCB: 19, POS:1/4)

Depth	347.500	Web Thick	7.50000
Top F Width	160.000	Top F Thick	20.2500
Bot.F Width	160.000	Bot.F Thick	20.2500
Area	9060.62	Asz	2606.25
Qyb	82467.1	Qzb	3200.00
Iyy	198012956	Izz	13854755
Ybar	80.0000	Zbar	173.750
Wely	1139643	Welz	173184
ry	147.832	rz	39.1039

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 4550.00, Lz = 1775.00, Lb = 1775.00
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 45.8 < 200.0 (Memb:28058, LCB: 17)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 22155/3063354 = 0.007 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 59205667/418226134 = 0.142 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 4213823/89093906 = 0.047 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend)] = 0.196 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.024 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.062 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 24.3004 > 2.7286 (Memb:28125, LCB: 71, POS:2740.1mm, Dir-Z)..... O.K

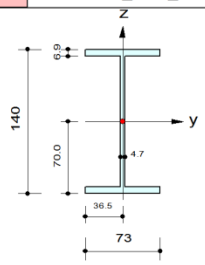
7.7.1.3 IPE 140

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\...ibertà_tratti_A-B_rev_01.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : N, mm
Member No : 28101
Material : S355 (No:1)
(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name : IPE140 (No:4)
(Rolled : IPE140).
Member Length : 2690.00



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -2988.7 (LCB: 2, POS:1/2)
Bending Moments My = 14888668, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 37, POS:1/2)
Fzz = -18849 (LCB: 1, POS:I)

Depth	140.000	Web Thick	4.70000
Top F Width	73.0000	Top F Thick	6.90000
Bot.F Width	73.0000	Bot.F Thick	6.90000
Area	1640.00	Asz	658.000
Qyb	9122.98	Qzb	666.125
Iyy	5410000	Izz	449000
Ybar	36.5000	Zbar	70.0000
Wely	77300.0	Welz	12300.0
ry	57.2883	rz	16.7390

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2700.00, Lz = 550.000, Lb = 550.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 47.1 < 200.0 (Memb:28101, LCB: 2)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 2989/ 554476 = 0.005 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 14888668/29887619 = 0.498 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0/6451527 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.600 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.127 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 10.7600 > 7.3380 (Memb:28101, LCB: 71, POS:1345.0mm, Dir-Z)..... O.K

7.7.1.4 Verifica controventi D=14 mm

I tondi D=14 mm costituenti i controventi di piano vengono verificati per via tensionale.

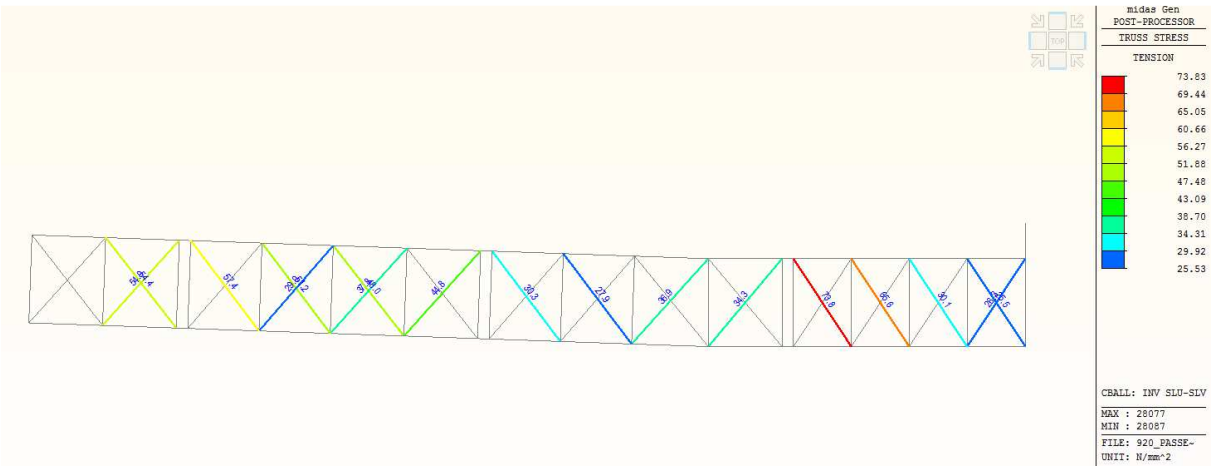


Figura 45 Modello FEM, massime tensioni assiali (N/mm²) agenti sui profili D14 mm, elementi di tipo "truss".

La massima tensione agente risulta: 73.8 MPa < 338 MPa OK

7.7.1.5 Verifica travi secondarie tubo 60x80x3 mm

Si riporta la verifica di un travetto in semplice appoggio sulla campata di luce 2.5 m e interasse 0.5 m. la verifica risulta soddisfatta e riporta:

G1 trave	0.07	kN/m	profilo	60x80x3		0.07	1
parete	0	kN/m					
G2 (solaio+ permanenti)	0.8	kN/m2	J	76.1	cm^4	76.1	1
Q	5	kN/m2	Wel	19	cm^3	19	1
			Wpl	23	cm^3	23	1
luce in pianta	2.5	m	Avz	4.2	cm^2	4.2	1
inclinazione	0	°	γ_M	1.05			
interasse	0.5	m	f_{yk}	235			
γ_{G1}	1.3						
γ_{G2}	1.5		Mrd,elastico	4.25	kNm	0.816	M_{ed} / M_{Rd}
γ_Q	1.5		Mrd,pl	5.15	kNm	0.674	M_{ed} / M_{Rd}
			Vrd	54.27	kN	0.102	V_{ed} / V_{Rd}
M_{Ed}	3.47	kNm	freccia sa	7.96	mm	314	L/dz
V_{Ed}	5.55	kN	freccia totale	9.45	mm	264	L/dz

7.7.1.6 Verifica travi secondarie omega 80x80x4 mm

Si riporta la verifica di un travetto in semplice appoggio sulla campata di luce 2.5 m e interasse 0.5 m. la verifica risulta soddisfatta e riporta:

G1 trave	0.09	kN/m	profilo	omega 80x80x4		0.09	1
parete	0	kN/m					
G2 (solaio+ permanenti)	0.7	kN/m2	J	105	cm^4	105	1
Q	5	kN/m2	Wel	26.26	cm^3	26.26	1
			Wpl	26.26	cm^3	26.26	1
luce in pianta	2.5	m	Avz	6.4	cm^2	6.4	1
inclinazione	0	°	γ_M	1.05			
interasse	0.5	m	f_{yk}	355			
γ_{G1}	1.3						
γ_{G2}	1.5		Mrd,elastico	8.88	kNm	0.386	M_{ed} / M_{Rd}
γ_Q	1.5		Mrd,pl	8.88	kNm	0.386	M_{ed} / M_{Rd}
			Vrd	124.93	kN	0.044	V_{ed} / V_{Rd}
M_{Ed}	3.43	kNm	freccia sa	5.77	mm	434	L/dz
V_{Ed}	5.49	kN	freccia totale	6.78	mm	369	L/dz

7.7.2 Segmento C

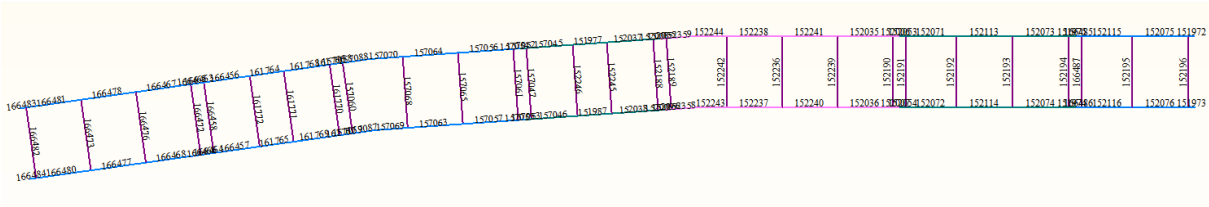


Figura 46 Modello FEM, numerazione elementi "frame" segmento C

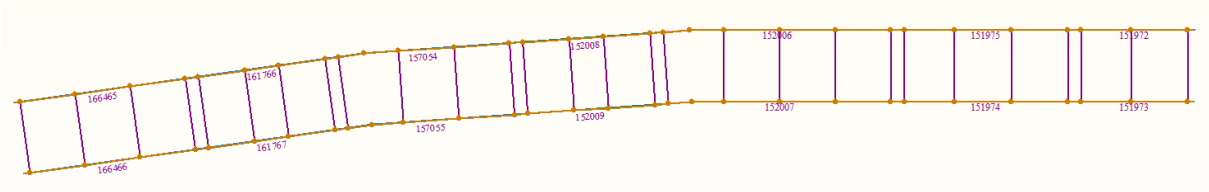


Figura 47 Modello FEM, numerazione elementi "member" segmento C

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

Code : Eurocode3:05 Unit : N , mm

Sorted by Member / Property — Change... Update...

Primary Sorting Option: SECT / MEMB

CHK	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	161766	3		IPE330		1	5320.12	1300.12	1.000	1.000	-76623	-1.1E+8	-1.1E+8	-102471	4013.26	57610.9	-	-13.345
	0.528	0.096		S355	355.000		1300.12	1300.12	1.000	1.000	2116476	0.00000	2.7E+08	5.1E+07	772502	601263	-	23.3036
OK	152192	4		IPE140		2	2690.00	2690.00	1.000	1.000	117474	+1.3E+7	+1.3E+7	0.00000	0.00000	-16400	-	-6.9148
	0.643	0.110		S355	355.000		550.000	550.000	1.000	1.000	554476	0.00000	3.0E+07	6451527	0.00000	148670	-	8.96667
OK	152006	7		IPE330+piatti140x10		1	9092.12	9092.12	1.000	1.000	-104109	+1.3E+8	+1.3E+8	-3890.7	-4136.1	57949.6	-	-19.532
	0.414	0.107		S355	355.000		2101.05	2101.05	1.000	1.000	3063354	0.00000	4.2E+08	8.9E+07	1264892	539336	-	30.3071
OK	151975	8		IPE330+piatti140x20		1	6680.02	4530.02	1.000	1.000	-78171	-1.5E+8	-1.5E+8	-682543	-4136.1	-73464	-	4.71996
	0.332	0.136		S355	355.000		2140.02	2140.02	1.000	1.000	4010021	0.00000	5.9E+08	1.3E+08	1811450	539336	-	17.7337

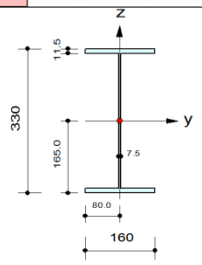
7.7.2.1 IPE 330

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\..._Libertà_tratto_C_rev_05.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : N, mm
Member No : 161766
Material : S355 (No:1)
(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name : IPE330 (No:3)
(Rolled : IPE330).
Member Length : 5320.12



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -76623 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = -110980859, Mz = -102470
End Moments Myi = -110980238, Myj = -105926194 (for Ly)
Myi = -110980238, Myj = -105926194 (for Lz)
Mzi = 550506, Mzj = -755449 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -8103.9 (LCB: 17, POS:J)
Fzz = 57610.9 (LCB: 1, POS:1/4)

Depth	330.000	Web Thick	7.50000
Top F Width	160.000	Top F Thick	11.5000
Bot.F Width	160.000	Bot.F Thick	11.5000
Area	6260.00	Asz	2475.00
Iyy	117700000	Izz	7880000
Ybar	80.0000	Zbar	165.000
Wely	713000	Welz	98500.0
ry	136.490	rz	36.2502

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1300.12, Lz = 1300.12, Lb = 1300.12
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 63.1 < 200.0 (Memb:157054, LCB: 51)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 76623/2116476 = 0.036 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 110980859/271828571 = 0.408 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 102470/51227210 = 0.002 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.528 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.010 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.096 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 23.3036 > 13.3451 (Memb:157054, LCB: 71, POS:3868.5mm, Dir-Z)..... O.K

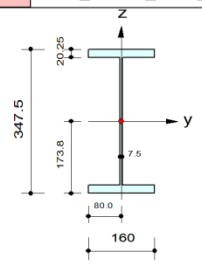
7.7.2.2 IPE 330 + piatti 140x10

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\..._Libertà_tratto_C_rev_05.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : N, mm
Member No : 152006
Material : S355 (No:1)
(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name : IPE330+piatti140x10 (No:7)
(Built-up Section).
Member Length : 9092.12



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -104108 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 128239779, Mz = -3890.7
End Moments Myi = 128238858, Myj = 104216737 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 40848.1, Mzj = -959604 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -8405.0 (LCB: 60, POS:J)
Fzz = 57949.6 (LCB: 1, POS:J)

Depth	347.500	Web Thick	7.50000
Top F Width	160.000	Top F Thick	20.2500
Bot.F Width	160.000	Bot.F Thick	20.2500
Area	9060.62	Asz	2606.25
Qyb	82467.1	Qzb	3200.00
Iyy	198012956	Izz	13854755
Ybar	80.0000	Zbar	173.750
Wely	1139643	Welz	173184
ry	147.832	rz	39.1039

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 9092.12, Lz = 2101.05, Lb = 2101.05
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 61.5 < 200.0 (Memb:152006, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 104108/3063354 = 0.034 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 128239779/418226134 = 0.307 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 3891/89093906 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.414 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.007 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.107 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 30.3071 > 19.5324 (Memb:152006, LCB: 71, POS:4568.8mm, Dir-Z)..... O.K

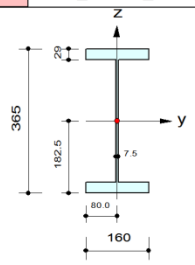
7.7.2.3 IPE 330 + piatti 140x20

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\..._Libertà_tratto_C_rev_05.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : N, mm
Member No : 151975
Material : S355 (No:1)
(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name : IPE330+piatti140x20 (No:8)
(Built-up Section).
Member Length : 6680.02



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -78171 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = -149568809, Mz = -682543
End Moments Myi = -46678547, Myj = -149568809 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = -149568809 (for Ly)
Mzi = -536315, Mzj = -865711 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 37969.9 (LCB: 6, POS:I)
Fzz = -73464 (LCB: 1, POS:3/4)

Depth	365.000	Web Thick	7.50000
Top F Width	160.000	Top F Thick	29.0000
Bot.F Width	160.000	Bot.F Thick	29.0000
Area	11860.6	Asz	2737.50
Qyb	115717	Qzb	3200.00
Iyy	286870664	Izz	19828089
Ybar	80.0000	Zbar	182.500
Wely	1571894	Welz	247851
ry	155.521	rz	40.8871

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 4530.02, Lz = 2140.02, Lb = 2140.02
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 52.3 < 200.0 (Memb:151975, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 78171/4010020 = 0.019 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 149568809/586851134 = 0.255 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 682543/126960573 = 0.005 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.332 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.021 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.136 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 17.7337 > 4.7200 (Memb:152008, LCB: 70, POS:2515.6mm, Dir-Z)..... O.K

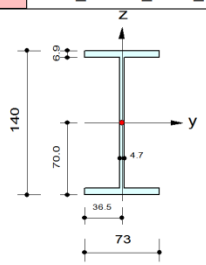
7.7.2.4 IPE 140

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\..._Libertà_tratto_C_rev_05.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : N, mm
Member No : 152192
Material : S355 (No:1)
(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name : IPE140 (No:4)
(Rolled : IPE140).
Member Length : 2690.00



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 117474 (LCB: 2, POS:1/2)
Bending Moments My = 12876666, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 37, POS:1/2)
Fzz = -16400 (LCB: 1, POS:I)

Depth	140.000	Web Thick	4.70000
Top F Width	73.0000	Top F Thick	6.90000
Bot.F Width	73.0000	Bot.F Thick	6.90000
Area	1640.00	Asz	658.000
Qyb	9122.98	Qzb	666.125
Iyy	5410000	Izz	449000
Ybar	36.5000	Zbar	70.0000
Wely	77300.0	Welz	12300.0
ry	57.2883	rz	16.7390

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2690.00, Lz = 550.000, Lb = 550.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 47.0 < 200.0 (Memb:152188, LCB: 34)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 117474/ 554476 = 0.212 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 12876666/29887619 = 0.431 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0/6451527 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.643 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.110 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 8.9667 > 6.9148 (Memb:157068, LCB: 71, POS:1345.0mm, Dir-Z)..... O.K

7.7.2.5 Verifica controventi D=14 mm

I tondi D=14 mm costituenti i controventi di piano vengono verificati per via tensionale.

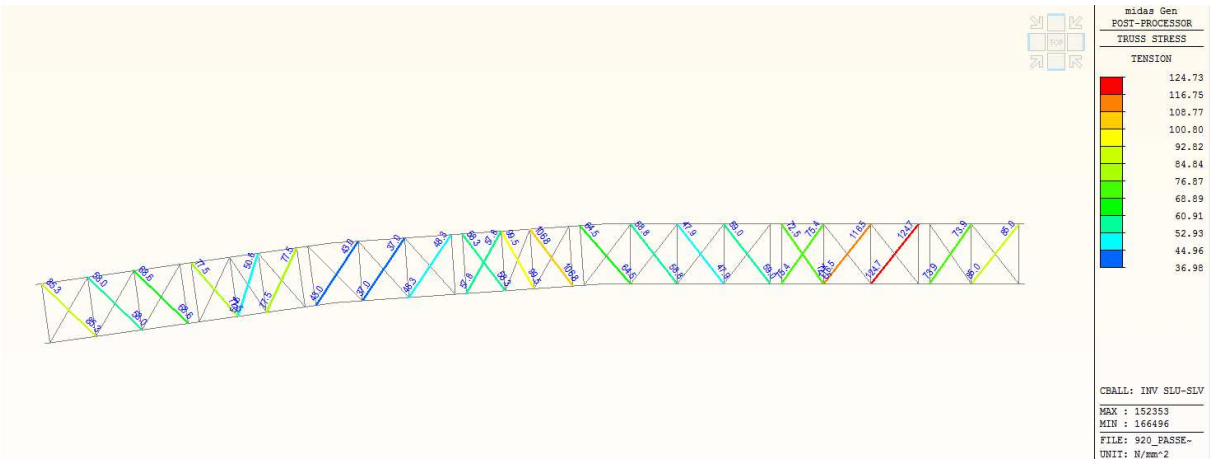


Figura 48 Modello FEM, massime tensioni assiali (N/mm²) agenti sui profili D14 mm, elementi di tipo "truss".

La massima tensione agente risulta: 124 MPa < 338 MPa OK

7.7.3 Segmento D

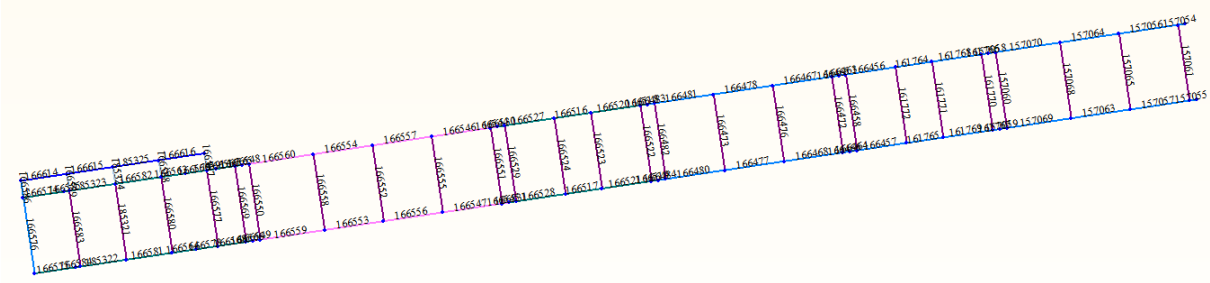


Figura 49 Modello FEM, numerazione elementi "frame" segmento D

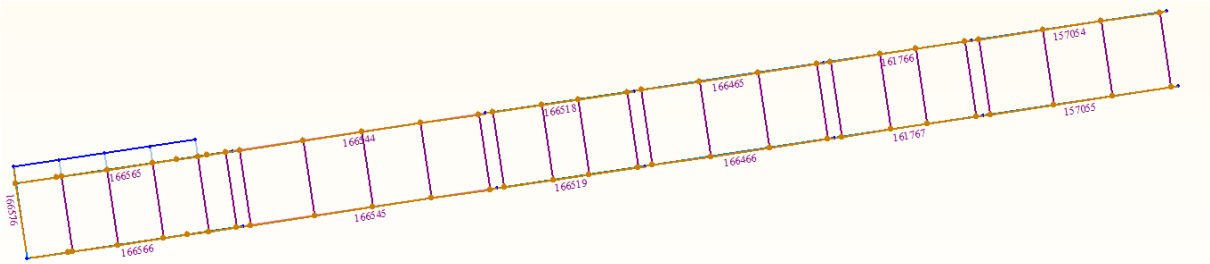


Figura 50 Modello FEM, numerazione elementi "member" segmento D

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

Code : Eurocode3:05 Unit : N , mm

Sorted by Member Property Change... Update...

Primary Sorting Option SECT MEMB

CHK	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	166587	2		IPE200		58	600.000	600.000	1.000	1.000	-165.57	-330945	-330945	827502	1379.17	-975.89	-	0.00943
	0.070	0.010		S355	355.000		600.000	600.000	1.000	1.000	963571	0.00000	7.4E+07	1.5E+07	356278	273592	-	2.40000
OK	161766	3		IPE330		1	5320.12	1300.12	1.000	1.000	-23682	-1.1E+8	-1.1E+8	104031	-2111.0	56204.1	-	9.27944
	0.488	0.093		S355	355.000		1300.12	1300.12	1.000	1.000	2116476	0.00000	2.7E+08	5.1E+07	772502	601263	-	17.7337
OK	166524	4		IPE140		2	2690.00	2690.00	1.000	1.000	97218.0	+1.1E+7	+1.1E+7	0.00000	0.00000	14956.1	-	-7.1219
	0.559	0.101		S355	355.000		550.000	550.000	1.000	1.000	554476	0.00000	3.0E+07	6451527	0.00000	148670	-	8.96667
OK	166544	7		IPE330+piatti140x10		1	9092.12	9092.12	1.000	1.000	-33648	+1.3E+8	+1.3E+8	-136505	3630.52	-55815	-	-19.017
	0.378	0.103		S355	355.000		2101.05	2101.05	1.000	1.000	3063354	0.00000	4.2E+08	8.9E+07	1264892	539336	-	30.3071
OK	166565	8		IPE330+piatti140x20		8	7770.12	7700.00	1.000	1.000	-14407	-1.4E+8	-1.4E+8	4553834	-11776	84856.6	-	4.58704
	0.315	0.157		S355	355.000		2200.00	4300.00	1.000	1.000	4010021	0.00000	5.9E+08	1.3E+08	1811450	539336	-	17.7337
OK	185325	14		60x80x3		7	1635.00	1635.00	1.000	1.000	-371.91	-937862	-937862	24592.3	-18.493	1790.10	-	-0.2818
	0.154	0.019		S355	355.000		1635.00	1635.00	1.000	1.000	271829	0.00000	7463114	6103971	70271.8	93695.7	-	6.52047

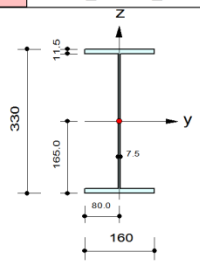
7.7.3.1 IPE 330

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\...a_Libertà_tratto_D_REV_b.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : N, mm
Member No : 161766
Material : S355 (No:1)
(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name : IPE330 (No:3)
(Rolled : IPE330).
Member Length : 5320.12



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -23682 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = -108153842, Mz = 104031
End Moments Myi = -108153834, Myj = -106092671 (for Ly)
Myi = -108153834, Myj = -106092671 (for Lz)
Mzi = -687695, Mzj = 882619 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 7664.87 (LCB: 17, POS:I)
Fzz = 56204.1 (LCB: 2, POS:1/4)

Depth	330.000	Web Thick	7.50000
Top F Width	160.000	Top F Thick	11.5000
Bot.F Width	160.000	Bot.F Thick	11.5000
Area	6260.00	Asz	2475.00
Iyy	50850.5	Qzb	3200.00
Ybar	117700000	Izz	7880000
Wely	80.0000	Zbar	165.000
ry	713000	Welz	98500.0
	136.490	rz	36.2502

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1300.12, Lz = 1300.12, Lb = 1300.12
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 63.1 < 200.0 (Memb:157054, LCB: 17)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 23682/2116476 = 0.011 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 108153842/271828571 = 0.398 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 104031/51227210 = 0.002 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.488 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.010 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.093 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 17.7337 > 9.2794 (Memb:161766, LCB: 70, POS:2660.1mm, Dir-Z)..... O.K

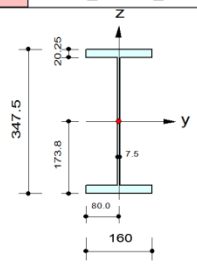
7.7.3.2 IPE 330 + piatti 140x10

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\...a_Libertà_tratto_D_REV_b.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : N, mm
Member No : 166544
Material : S355 (No:1)
(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name : IPE330+piatti140x10 (No:7)
(Rolled : IPE330+piatti140x10).
Member Length : 9092.12



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -33648 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 126911318, Mz = -136505
End Moments Myi = 126910444, Myj = 102260964 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = -127738, Mzj = -156984 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -8212.4 (LCB: 43, POS:I)
Fzz = -55815 (LCB: 1, POS:I)

Depth	347.500	Web Thick	7.50000
Top F Width	160.000	Top F Thick	20.2500
Bot.F Width	160.000	Bot.F Thick	20.2500
Area	9060.62	Asz	2606.25
Qyb	82467.1	Qzb	3200.00
Iyy	198012956	Izz	13854755
Ybar	80.0000	Zbar	173.750
Wely	1139643	Welz	173184
ry	147.832	rz	39.1039

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 9092.12, Lz = 2101.05, Lb = 2101.05
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 61.5 < 200.0 (Memb:166544, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 33648/3063354 = 0.011 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 126911318/418226134 = 0.303 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 136505/89093906 = 0.002 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.378 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.006 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.103 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 30.3071 > 19.0174 (Memb:166545, LCB: 71, POS:4568.8mm, Dir-Z)..... O.K

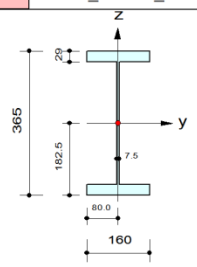
7.7.3.3 IPE 330 + piatti 140x20

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\...a_Libertà_tratto_D_REV_b.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : N, mm
Member No : 166565
Material : S355 (No:1)
(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name : IPE330+piatti140x20 (No:8)
(Rolled : IPE330+piatti140x20).
Member Length : 7770.12



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -14407 (LCB: 8, POS:1/4)
Bending Moments My = -137050860, Mz = 4553834
End Moments Myi = -79419361, Myj = -91338194 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = -142767092 (for Ly)
Mzi = -3600984, Mzj = -3132796 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -18031 (LCB: 6, POS:1/4)
Fzz = 84856.6 (LCB: 8, POS:1/4)

Depth	365.000	Web Thick	7.50000
Top F Width	160.000	Top F Thick	29.0000
Bot.F Width	160.000	Bot.F Thick	29.0000
Area	11860.6	Asz	2737.50
Qyb	115717	Qzb	3200.00
Iyy	286870664	Izz	19828089
Ybar	80.0000	Zbar	182.500
Wely	1571894	Welz	247851
ry	155.521	rz	40.8871

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 7700.00, Lz = 4300.00, Lb = 2200.00
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 105.2 < 200.0 (Memb:166565, LCB: 8)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 14407/4010020 = 0.004 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 137050860/586851134 = 0.234 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 4553834/126960573 = 0.036 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.315 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.010 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.157 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 17.7337 > 4.5870 (Memb:166519, LCB: 70, POS:2804.5mm, Dir-Z)..... O.K

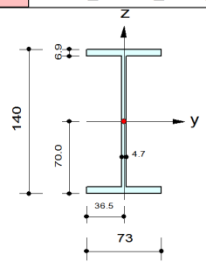
7.7.3.4 IPE 140

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\...a_Libertà_tratto_D_REV_b.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : N, mm
Member No : 166524
Material : S355 (No:1)
(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name : IPE140 (No:4)
(Rolled : IPE140).
Member Length : 2690.00



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 97218.0 (LCB: 2, POS:1/2)
Bending Moments My = 11475423, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 37, POS:1/2)
Fzz = 14956.1 (LCB: 20, POS:J)

Depth	140.000	Web Thick	4.70000
Top F Width	73.0000	Top F Thick	6.90000
Bot.F Width	73.0000	Bot.F Thick	6.90000
Area	1640.00	Asz	658.000
Qyb	9122.98	Qzb	666.125
Iyy	5410000	Izz	449000
Ybar	36.5000	Zbar	70.0000
Wely	77300.0	Welz	12300.0
ry	57.2883	rz	16.7390

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2690.00, Lz = 550.000, Lb = 550.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 47.0 < 200.0 (Memb:157060, LCB: 17)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 97218/ 554476 = 0.175 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 11475423/29887619 = 0.384 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0/6451527 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.559 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.101 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 8.9667 > 7.1219 (Memb:157068, LCB: 71, POS:1345.0mm, Dir-Z)..... O.K

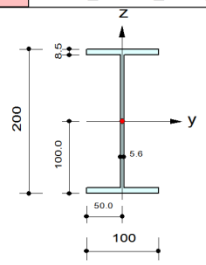
7.7.3.5 IPE 200

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\...a_Libertà_tratto_D_REV_b.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : N, mm
Member No : 166587
Material : S355 (No:1)
(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name : IPE200 (No:2)
(Rolled : IPE200).
Member Length : 600.000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -165.57 (LCB: 58, POS:I)
Bending Moments My = -330945, Mz = 827502
End Moments Myi = -330945, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = -330945, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 827502, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -1381.4 (LCB: 43, POS:1/2)
Fzz = -2784.9 (LCB: 18, POS:I)

Depth	200.000	Web Thick	5.60000
Top F Width	100.000	Top F Thick	8.50000
Bot.F Width	100.000	Bot.F Thick	8.50000
Area	2850.00	Asz	1120.00
Qyb	18719.6	Qzb	1250.00
Iyy	19430000	Izz	1420000
Ybar	50.0000	Zbar	100.000
Wely	194000	Welz	28500.0
ry	82.3001	rz	22.8232

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 600.000, Lz = 600.000, Lb = 600.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 26.3 < 200.0 (Memb:166587, LCB: 58)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 166/ 963571 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 330945/74380952 = 0.004 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 827502/14854120 = 0.056 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.070 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.004 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.010 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 2.4000 > 0.0094 (Memb:166588, LCB: 70, POS: 233.3mm, Dir-Z)..... O.K

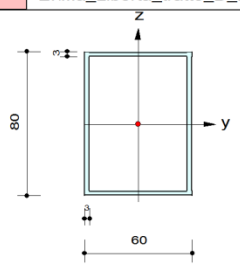
7.7.3.6 Tubo 60x80x3 mm

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\...a_Libertà_tratto_D_REV_b.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : N, mm
Member No : 185325
Material : S355 (No:1)
(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name : 60x80x3 (No:14)
(Rolled : 60x80x3).
Member Length : 1635.00



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -371.91 (LCB: 7, POS:J)
Bending Moments My = -937862, Mz = 24592.3
End Moments Myi = -480073, Myj = -937862 (for Lb)
Myi = -480073, Myj = -937862 (for Ly)
Mzi = -5644.1, Mzj = 24592.3 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -34.093 (LCB: 43, POS:1/2)
Fzz = 1790.12 (LCB: 8, POS:J)

Depth	80.0000	Web Thick	3.00000
Flg Width	60.0000	Top F Thick	3.00000
Web Center	57.0000	Bot.F Thick	3.00000
Area	804.000	Asz	480.000
Qyb	1839.50	Qzb	1504.50
Iyy	736492	Izz	468972
Ybar	30.0000	Zbar	40.0000
Wely	18412.3	Welz	15632.4
ry	30.2661	rz	24.1516

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1635.00, Lz = 1635.00, Lb = 1635.00
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 67.7 < 200.0 (Memb:185325, LCB: 7)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 372/ 271829 = 0.001 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 937862/7463114 = 0.126 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 24592/6103971 = 0.004 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.154 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.019 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 6.5205 > 0.2818 (Memb:166614, LCB: 71, POS: 633.9mm, Dir-Z)..... O.K

7.7.3.7 Verifica controventi D=14 mm

I tondi D=14 mm costituenti i controventi di piano vengono verificati per via tensionale.

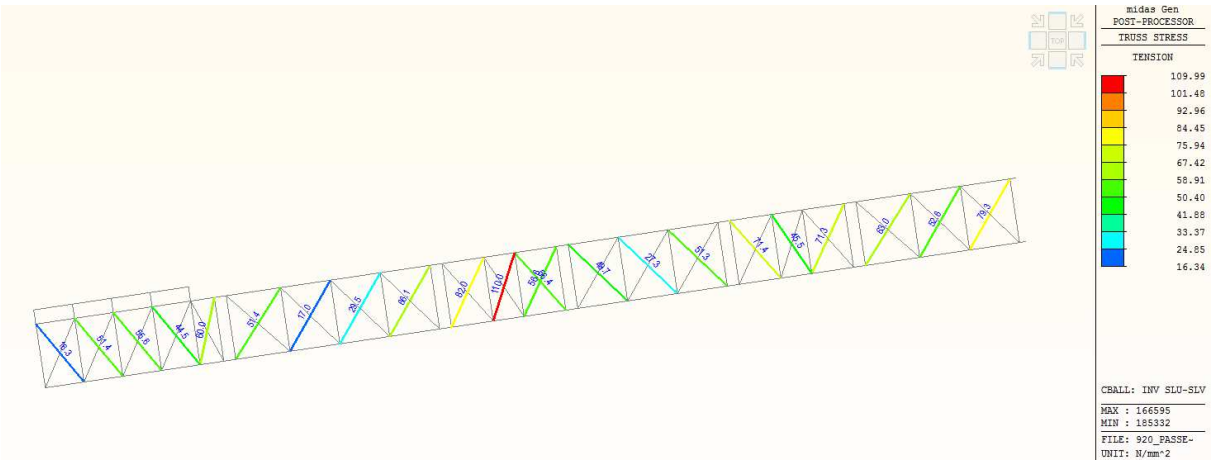


Figura 51 Modello FEM, massime tensioni assiali (N/mm²) agenti sui profili D14 mm, elementi di tipo "truss".

La massima tensione agente risulta: 110 MPa < 338 MPa OK

7.8 NODI PRINCIPALI

paragrafi che seguono esplicitano alcune delle verifiche più significative dei nodi tra gli elementi di acciaio e tra elementi di acciaio e le strutture di calcestruzzo.
Per le unioni bullonate è stato predisposto un foglio di calcolo in excel dove sono inserite le caratteristiche geometriche salienti del giunto, le caratteristiche dei materiali (piastre, profili e bulloni), le sollecitazioni di progetto e le resistenze di calcolo. In particolare le formule impiegate per il calcolo delle resistenze sono le seguenti (vedere § 4.2.8.2.1 NTC 2018):

resistenza a taglio $F_{v,Rd} = n_{sez}\ 0.6\ f_{tb}\ A_{res} / \gamma_{M2}$
resistenza a rifollamento $F_{b,Rd} = k\ \alpha\ f_{tk}\ d\ t\ n_b / \gamma_{M2}$
resistenza a trazione $F_{t,Rd} = 0.9\ f_{tb}\ A_{res} / \gamma_{M2}$
resistenza di calcolo a punzonamento $B_{p,Rd} = 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_{tk} / \gamma_{M2}$
resistenza combinata $$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

7.8.1 Ancoranti mensola tipo M1

Vale per tutte le mensole M1 ad esclusione della mensola M1 del filo1.
La piastra di testa delle mensole è ancorata all'elemento in c.a. mediante i tiranti e mediante 8 barre M20 classe 8.8 inghisate con ancorante chimico tipo Hilti HIT-RE 500 V3 e lunghezza di ancoraggio 210 mm.
La distanza minima dal bordo inferiore deve essere maggiore di 430 mm e la distanza dal bordo laterale deve essere maggiore di 360 mm.

Le tabelle che seguono riportano le sollecitazioni statiche e sismiche e le relative verifiche degli ancoraggi delle mensole M1 dei vari segmenti analizzati. Le verifiche sono condotte per la coppia di ancoraggi più vicina al bordo inferiore con il software Hilti Profis Anchor.

Sollecitazioni tasselli mensole M1 SLU			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
GR4 SLU 6		-4.59	43.18
GR4 SLU 12		1.75	16.93
GR4 SLU 1		-4.00	63.49
GR4 SLU 1		-4.00	63.49
GR4 SLU 1		0.00	0.00
GR4 SLU 1		-4.00	63.49
GR4 SLU 1		-4.00	63.49
GR4 SLU 1		-4.00	63.49
GR4 SLU 1		-4.00	63.49
GR4 SLU 1		-4.00	63.49
GR4 SLU 6		-4.59	43.18
GR4 SLU 13		1.64	19.49

Segmento A-B

Sollecitazioni tasselli mensole M1 SLU			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
GR4 SLU 12		-11.21	14.41
GR4 SLU 5		24.95	50.95
GR4 SLU 1		-6.34	26.00
GR4 SLU 1		-6.34	26.00
GR4 SLU 1		0.00	0.00
GR4 SLU 1		20.15	58.39
GR4 SLU 1		-6.34	26.00
GR4 SLU 1		-6.34	26.00
GR4 SLU 1		-6.34	26.00
GR4 SLU 1		-6.34	26.00
GR4 SLU 12		-11.21	14.41
GR4 SLU 6		11.94	25.15

Segmento C

Sollecitazioni tasselli mensole M1 SLU			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
GR4 SLU 12		-10.14	20.63
GR4 SLU 6		10.44	50.75
GR4 SLU 3		-4.27	48.18
GR4 SLU 1		3.15	26.61
GR4 SLU 1		0.00	0.00
GR4 SLU 2		6.46	59.00
GR4 SLU 1		-5.76	58.98
GR4 SLU 1		-5.76	58.98
GR4 SLU 1		-5.76	58.98
GR4 SLU 1		-5.76	58.98
GR4 SLU 5		-9.91	50.71
GR4 SLU 13		10.22	20.67

Segmento D

Sollecitazioni tasselli mensole M1 SLV			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
SLV 3		-4.20	23.48
SLV 19		2.37	23.60
SLV 19		2.37	23.60
SLV 3		-4.20	23.48
SLV 1		0.00	0.00
SLV 7		0.59	24.38
SLV 1		-2.28	16.13
SLV 1		-2.28	16.13
SLV 1		-2.28	16.13
SLV 1		-2.28	16.13
SLV 19		2.37	23.60
SLV 17		2.08	17.97

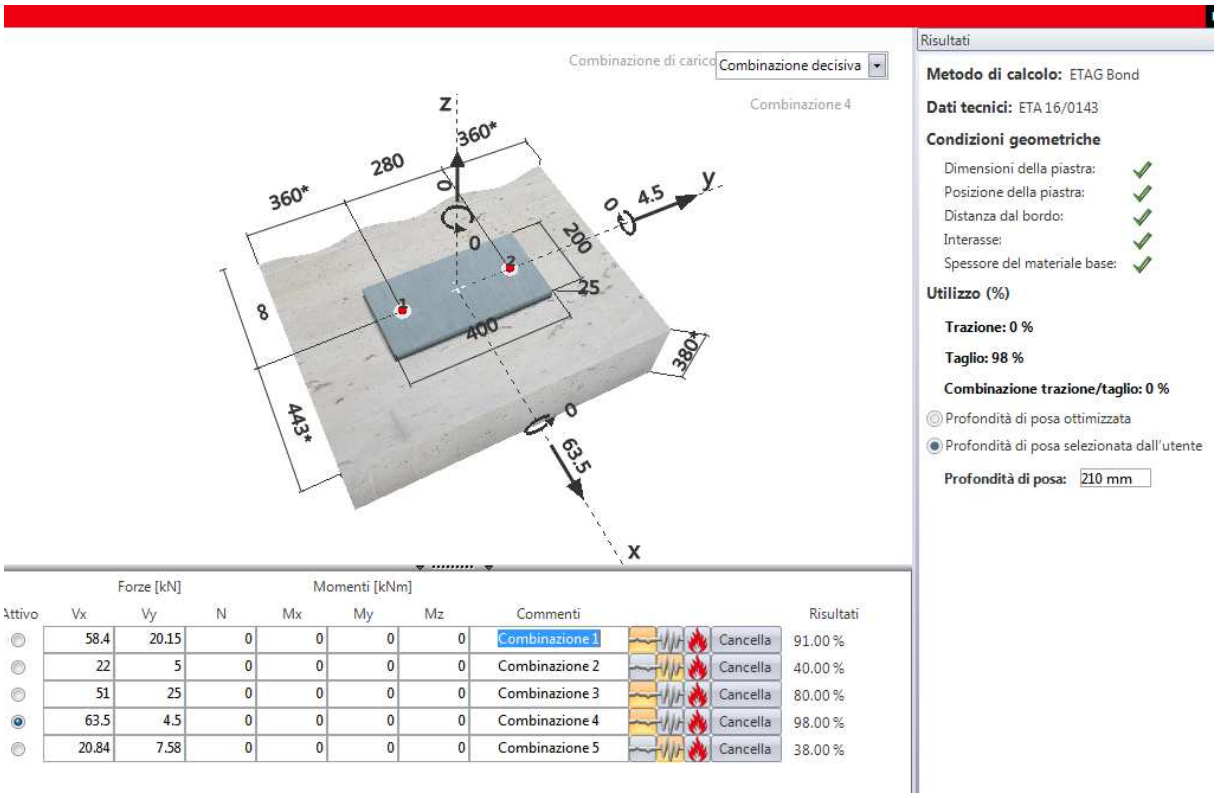
Segmento A-B

Sollecitazioni tasselli mensole M1 SLV			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
SLV 3		-2.91	17.10
SLV 17		7.80	21.48
SLV 3		-0.31	20.87
SLV 19		7.58	20.84
SLV 1		0.00	0.00
SLV 7		5.01	21.99
SLV 1		-2.61	9.63
SLV 1		-2.61	9.63
SLV 1		-2.61	9.63
SLV 1		-2.61	9.63
SLV 1		0.00	0.00
SLV 3		-0.31	20.87

Segmento C

Sollecitazioni tasselli mensole M1 SLV			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
SLV 3		-6.94	16.85
SLV 19		6.88	16.38
SLV 7		2.30	22.19
SLV 39		-0.57	9.76
SLV 1		0.00	0.00
SLV 39		-1.14	22.20
SLV 1		-4.60	21.41
SLV 1		-4.60	21.41
SLV 1		-4.60	21.41
SLV 1		-4.60	21.41
SLV 33		-1.15	21.43
SLV 3		-6.94	16.85

Segmento D



7.8.2 Ancoranti mensola tipo M1 filo 1 e mensole tipo M2

Vale per tutte le mensole M2 e per la mensola M1 del filo1.

La piastra di testa delle mensole è ancorata all'elemento in c.a. mediante i tiranti e mediante 8 barre M20 classe 8.8 inghisate con ancorante chimico tipo Hilti HIT-RE 500 V3 e lunghezza di ancoraggio 240 mm.

La distanza minima dal bordo inferiore deve essere maggiore di 430 mm e la distanza dal bordo laterale deve essere maggiore di 490 mm.

Le tabelle che seguono riportano le sollecitazioni statiche, sismiche e le relative verifiche degli ancoraggi delle mensole M1 dei vari segmenti analizzati. Le verifiche sono condotte per la coppia di ancoraggi più vicina al bordo inferiore con il software Hilti Profis Anchor.

Sollecitazioni tasselli mensole M1 SLU filo 1			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
GR4 SLU 5		-8.48	67.05
GR4 SLU 13		7.58	30.56
GR4 SLU 1		-5.23	76.92
GR4 SLU 1		-5.23	76.92
GR4 SLU 1		0.00	0.00
GR4 SLU 2		4.29	77.60
GR4 SLU 1		-5.23	76.92
GR4 SLU 1		-5.23	76.92
GR4 SLU 1		-5.23	76.92
GR4 SLU 1		-5.23	76.92
GR4 SLU 14		-8.36	30.04
GR4 SLU 17		7.46	67.16

Segmento A-B

Sollecitazioni tasselli mensole M2 SLU			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
GR4 SLU 12		-0.01	24.78
GR4 SLU 2		8.31	79.86
GR4 SLU 1		5.75	79.60
GR4 SLU 1		5.75	79.60
GR4 SLU 1		0.00	0.00
GR4 SLU 2		8.31	79.86
GR4 SLU 1		5.75	79.60
GR4 SLU 1		5.75	79.60
GR4 SLU 1		5.75	79.60
GR4 SLU 1		5.75	79.60
GR4 SLU 12		-0.01	24.78
GR4 SLU 6		7.97	66.56

Segmento C

Sollecitazioni tasselli mensole M2 SLU			
Part		Sollecitazioni coppia di tassell	
		Vx	Vz
GR4 SLU 6		-5.46	69.79
GR4 SLU 12		5.30	28.10
GR4 SLU 3		3.09	68.82
GR4 SLU 1		0.00	0.00
GR4 SLU 1		0.00	0.00
GR4 SLU 2		-3.33	82.88
GR4 SLU 1		3.09	82.83
GR4 SLU 1		3.09	82.83
GR4 SLU 1		3.09	82.83
GR4 SLU 1		3.09	82.83
GR4 SLU 6		-5.46	69.79
GR4 SLU 12		5.30	28.10

Segmento D

Sollecitazioni tasselli mensole M1 SLV filo 1			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
SLV 1		-2.53	29.57
SLV 17		2.33	29.06
SLV 7		-0.06	29.61
SLV 23		-0.13	29.02
SLV 1		0.00	0.00
SLV 39		-0.93	29.86
SLV 1		-2.53	29.57
SLV 1		-2.53	29.57
SLV 1		-2.53	29.57
SLV 1		-2.53	29.57
SLV 1		0.00	0.00
SLV 39		-0.93	29.86

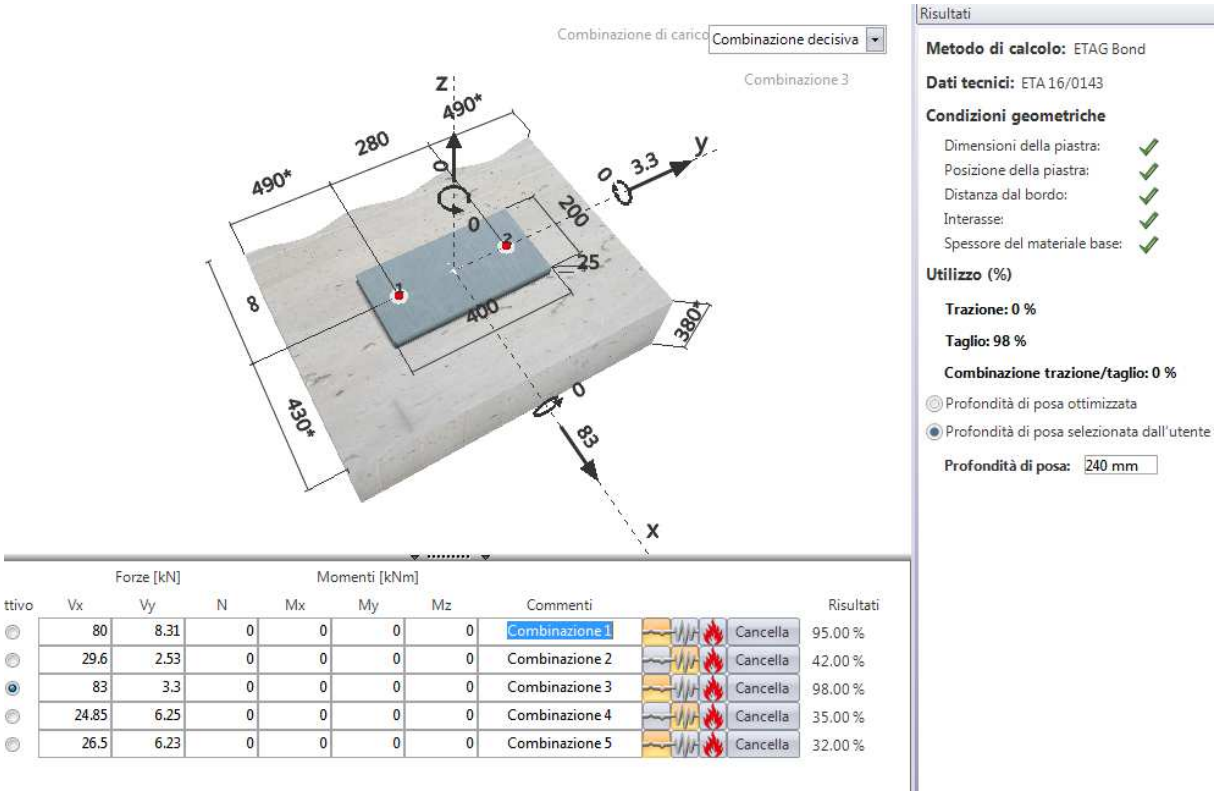
Segmento A-B

Sollecitazioni tasselli mensole M2 SLV			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
SLV 3		-1.92	25.22
SLV 19		6.25	24.85
SLV 3		-1.92	25.22
SLV 19		6.25	24.85
SLV 1		0.00	0.00
SLV 37		3.22	25.47
SLV 1		-1.67	24.87
SLV 1		-1.67	24.87
SLV 1		-1.67	24.87
SLV 1		-1.67	24.87
SLV 17		6.01	25.21
SLV 1		0.00	0.00

Segmento C

Sollecitazioni tasselli mensole M2 SLV			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
SLV 3		-6.51	26.25
SLV 19		6.47	26.46
SLV 3		-6.51	26.25
SLV 19		6.47	26.46
SLV 1		0.00	0.00
SLV 7		2.35	27.02
SLV 1		-6.23	26.47
SLV 1		-6.23	26.47
SLV 1		-6.23	26.47
SLV 1		-6.23	26.47
SLV 17		6.20	26.24
SLV 1		0.00	0.00

Segmento D



7.8.3 Ancoranti mensola tipo M3

Vale per tutte le mensole M3.

La piastra di testa delle mensole è ancorata all'elemento in c.a. mediante i tiranti e mediante 8 barre M24 classe 8.8 inghisate con ancorante chimico tipo Hilti HIT-RE 500 V3 e lunghezza di ancoraggio 240 mm.

La distanza minima dal bordo inferiore deve essere maggiore di 550 mm e la distanza dal bordo laterale deve essere maggiore di 810 mm.

Le tabelle che seguono riportano le sollecitazioni statiche e le relative verifiche degli ancoraggi delle mensole M1 dei vari segmenti analizzati. Le verifiche sono condotte per la coppia di ancoraggi più vicina al bordo inferiore con il software Hilti Profis Anchor.

Sollecitazioni tasselli mensole M3 SLU			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
GR4 SLU 12		-14.04	38.20
GR4 SLU 6		14.66	94.76
GR4 SLU 1		-7.98	110.89
GR4 SLU 1		-7.98	110.89
GR4 SLU 1		0.00	0.00
GR4 SLU 1		-7.98	110.89
GR4 SLU 1		-7.98	110.89
GR4 SLU 1		-7.98	110.89
GR4 SLU 1		-7.98	110.89
GR4 SLU 1		-7.98	110.89
GR4 SLU 16		-13.79	94.11
GR4 SLU 15		14.41	38.84

Segmento C

Sollecitazioni tasselli mensole M3 SLU			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
GR4 SLU 6		-5.05	79.69
GR4 SLU 12		4.72	29.89
GR4 SLU 3		2.64	78.43
GR4 SLU 1		0.00	0.00
GR4 SLU 1		0.00	0.00
GR4 SLU 1		2.61	95.23
GR4 SLU 1		2.61	95.23
GR4 SLU 1		2.61	95.23
GR4 SLU 1		2.61	95.23
GR4 SLU 1		2.61	95.23
GR4 SLU 15		-4.92	29.79
GR4 SLU 16		4.59	79.79

Segmento D

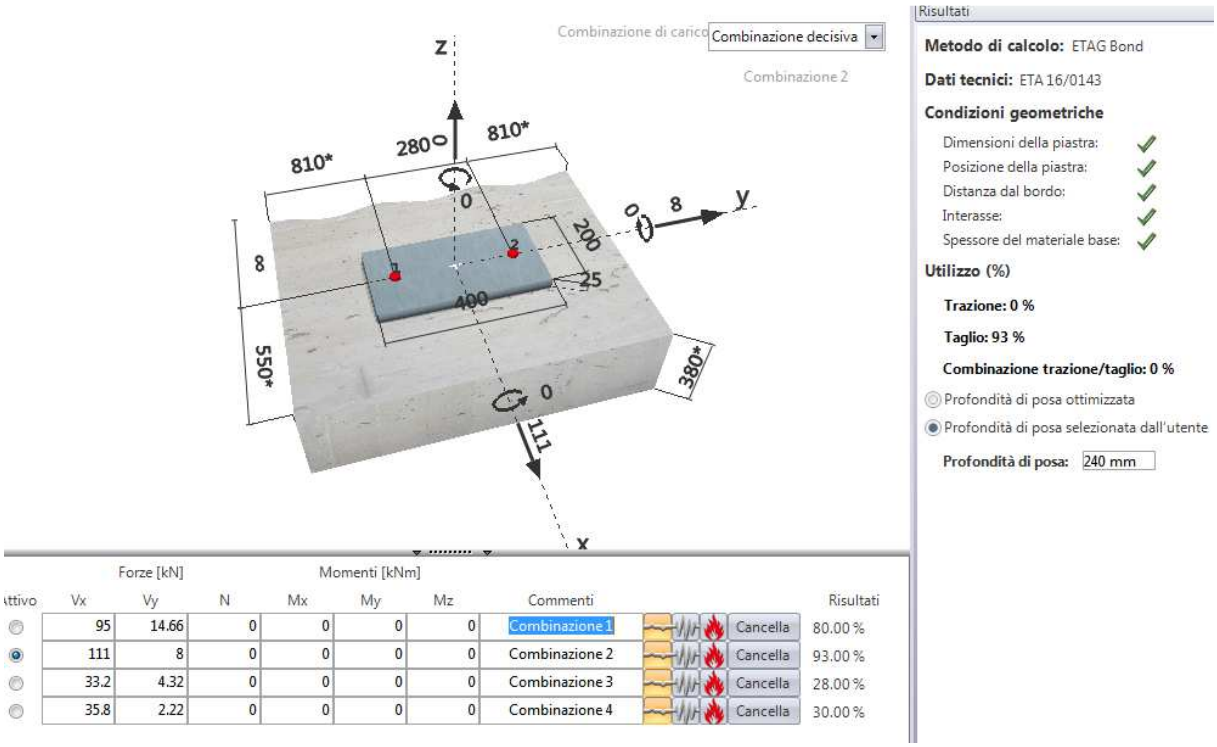
Le tabelle che seguono riportano le sollecitazioni sismiche e le relative verifiche degli ancoraggi delle mensole M1 dei vari segmenti analizzati. Le verifiche sono condotte per la coppia di ancoraggi più vicina al bordo inferiore con il software Hilti Profis Anchor.

Sollecitazioni tasselli mensole M3 SLV			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
SLV 3		-4.04	33.14
SLV 19		4.32	32.81
SLV 3		-4.04	33.14
SLV 19		4.32	32.81
SLV 1		0.00	0.00
SLV 39		-0.95	33.53
SLV 1		-3.80	32.83
SLV 1		-3.80	32.83
SLV 1		-3.80	32.83
SLV 1		-3.80	32.83
SLV 17		4.08	33.12
SLV 1		0.00	0.00

Segmento C

Sollecitazioni tasselli mensole M3 SLV			
Part		Sollecitazioni coppia di tasselli	
		Vx	Vz
SLV 3		-2.22	35.80
SLV 19		2.03	35.41
SLV 1		-2.05	35.42
SLV 17		1.87	35.79
SLV 1		0.00	0.00
SLV 39		-0.62	36.35
SLV 1		-2.05	35.42
SLV 1		-2.05	35.42
SLV 1		-2.05	35.42
SLV 1		-2.05	35.42
SLV 17		1.87	35.79
SLV 1		0.00	0.00

Segmento D



7.8.4 Appoggio travi IPE 330 su mensole

Le travi longitudinali IPE 330 (con o senza piatti di rinforzo) sono collegate ai baggioli di appoggio saldati sulle mensole. Il piatto superiore dei baggioli è 260x260x15 mm ed è fissato alle IPE 330 con 4 bulloni M20 classe 8.8 disposti su maglia 90x90 mm.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo sono riportate nelle tabelle:

Appoggio IPE 330 su mensole									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
28046	GR4 SLU 2	I[27557]	**-77.52**	24.24	-36.81	0.04	0.00	0.00	
28045	GR4 SLU 12	I[27553]	**-7.87**	-13.68	21.92	-0.03	0.00	0.00	
28046	GR4 SLU 5	I[27557]	-64.14	**-48.93**	10.87	-0.09	0.00	0.00	
28050	GR4 SLU 5	I[27569]	-40.52	**43.70**	14.12	0.11	0.00	0.00	
28049	GR4 SLU 6	I[27566]	-53.38	-14.79	**-71.55**	-0.04	0.00	0.00	
28041	GR4 SLU 17	I[27538]	-49.09	-4.69	**73.04**	0.00	0.00	0.00	
28050	GR4 SLU 6	I[27569]	-40.53	-38.52	-63.89	**-0.20**	0.00	0.00	
28050	GR4 SLU 12	I[27569]	-12.03	42.41	32.70	**0.15**	0.00	0.00	
28039	GR4 SLU 1	I[27531]	-44.25	1.40	-8.48	-0.04	**0.00**	0.00	
28039	GR4 SLU 1	I[27531]	-44.25	1.40	-8.48	-0.04	**0.00**	0.00	
28039	GR4 SLU 1	I[27531]	-44.25	1.40	-8.48	-0.04	0.00	**0.00**	
28039	GR4 SLU 1	I[27531]	-44.25	1.40	-8.48	-0.04	0.00	**0.00**	A-B

Appoggio IPE 330 su mensole									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
58408	GR4 SLU 1	I[57212]	**-144.71**	-44.83	-39.40	-0.04	0.00	0.00	
63095	SLV 7	I[61816]	**-4.41**	-0.64	-2.97	0.03	0.00	0.00	
166432	GR4 SLU 17	I[158419]	-57.57	**-89.73**	-59.60	-0.10	0.00	0.00	
58408	GR4 SLU 6	I[57212]	-118.05	**84.40**	-129.05	0.12	0.00	0.00	
58408	GR4 SLU 6	I[57212]	-118.05	84.40	**-129.05**	0.12	0.00	0.00	
58420	GR4 SLU 17	I[57227]	-115.44	-10.98	**144.55**	0.02	0.00	0.00	
63083	GR4 SLU 5	I[61801]	-18.31	-63.54	15.47	**-0.10**	0.00	0.00	
58408	GR4 SLU 6	I[57212]	-118.05	84.40	-129.05	**0.12**	0.00	0.00	
53733	GR4 SLU 1	I[52623]	-115.98	-10.91	-15.51	-0.04	**0.00**	0.00	
53733	GR4 SLU 1	I[52623]	-115.98	-10.91	-15.51	-0.04	**0.00**	0.00	
53733	GR4 SLU 1	I[52623]	-115.98	-10.91	-15.51	-0.04	0.00	**0.00**	
53733	GR4 SLU 1	I[52623]	-115.98	-10.91	-15.51	-0.04	0.00	**0.00**	C

Appoggio IPE 330 su mensole									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
166561	GR4 SLU 1	I[163066]	**-147.09**	9.58	-13.05	0.00	0.00	0.00	
166572	GR4 SLU 24	I[163070]	**11.89**	12.37	1.36	0.01	0.00	0.00	
161740	GR4 SLU 12	I[158389]	-18.41	**-56.20**	35.18	-0.08	0.00	0.00	
161740	GR4 SLU 6	I[158389]	-61.06	**58.68**	-73.29	0.08	0.00	0.00	
166525	GR4 SLU 6	I[163041]	-94.11	-30.32	**-111.31**	0.00	0.00	0.00	
166526	GR4 SLU 17	I[163042]	-93.63	3.04	**133.34**	0.02	0.00	0.00	
161740	GR4 SLU 5	I[158389]	-61.06	-54.58	14.15	**-0.08**	0.00	0.00	
161740	GR4 SLU 6	I[158389]	-61.06	58.68	-73.29	**0.08**	0.00	0.00	
161740	GR4 SLU 1	I[158389]	-75.42	-31.38	-10.05	-0.05	**0.00**	0.00	
161740	GR4 SLU 1	I[158389]	-75.42	-31.38	-10.05	-0.05	**0.00**	0.00	
161740	GR4 SLU 1	I[158389]	-75.42	-31.38	-10.05	-0.05	0.00	**0.00**	
161740	GR4 SLU 1	I[158389]	-75.42	-31.38	-10.05	-0.05	0.00	**0.00**	D

Le massime sollecitazioni di trazione e taglio nel singolo bullone valgono:

Ved	Ned
11.02	19.38
6.46	1.97
12.53	16.04
11.48	10.13
18.27	13.35
18.30	12.27
18.65	10.13
13.39	3.01
2.15	11.06
2.15	11.06
2.15	11.06
2.15	11.06

Segmento A-B

Ved	Ned
14.92	36.18
0.76	1.10
26.93	14.39
38.55	29.51
38.55	29.51
36.24	28.86
16.35	4.58
38.55	29.51
4.74	29.00
4.74	29.00
4.74	29.00
4.74	29.00

Segmento C

Ved	Ned
4.05	36.77
3.11	2.97
16.58	4.60
23.47	15.27
28.84	23.53
33.34	23.41
14.10	15.27
23.47	15.27
8.24	18.86
8.24	18.86
8.24	18.86
8.24	18.86

Segmento D

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M20 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				**Caratteristiche dei materiali**					
spessore piatto/ala/anima (mm)	11.5						fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	20	22	30	acciaio profili e piastre S 355			355	510	1.25
Ares (mm^2)	245			bulloni			649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**					
n° bulloni	1					Ved	39	kN	
k	2.5					Ned	36.2	kN	
alfa	0.61			**Resistenze di calcolo**					
e1 (mm)	40				resistenza a taglio		94.1	kN	OK
e2 (mm)	35				resistenza a rifollamento		142.2	kN	OK
					resistenza a trazione		141.1	kN	OK
					resistenza a punzonamento		265.2	kN	OK
					resistenza combinata taglio - trazione		0.598		OK

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza dell'anima (o del piatto di irrigidimento) e delle ali della trave riporta:

M_{Ed} = 36.2*0.035*2 = 2.53 kNm

$M_{Rd} = W*f_{yk}/\gamma_{M0} = [(260*15^2/6)*335/1.25]/10^6$ = 2.77 kNm.

M_{Ed} / M_{Rd} = 0.91 < 1 → verificato

7.8.5 Giunto travi IPE 140 su travi IPE 330 tipico

Le travi trasversali IPE 140 sono collegate alle travi longitudinali IPE 330 (con o senza piatti di rinforzo) mediante un giunto bullonato con due bulloni M14 classe 10.9 che uniscono l'anima della IPE 140 ad un piatto sagomato saldato alla trave principale.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo sono riportate nelle tabelle:

IPE 140 su IPE 330 (tipico)									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
28076	GR4 SLU 12	I[27532]	**-20.47**	0.00	-0.79	0.00	0.00	0.00	
28076	GR4 SLU 6	I[27532]	**38.31**	0.00	-7.05	0.00	0.00	0.00	
28076	GR4 SLU 1	I[27532]	1.40	**0.00**	-9.16	0.00	0.00	0.00	
28076	GR4 SLU 1	I[27532]	1.40	**0.00**	-9.16	0.00	0.00	0.00	
28101	GR4 SLU 1	I[27543]	0.96	0.00	**-18.85**	0.00	0.00	0.00	
28101	GR4 SLU 1	J[27565]	0.96	0.00	**18.85**	0.00	0.00	0.00	
28076	GR4 SLU 1	I[27532]	1.40	0.00	-9.16	**0.00**	0.00	0.00	
28076	GR4 SLU 1	I[27532]	1.40	0.00	-9.16	**0.00**	0.00	0.00	
28076	GR4 SLU 1	I[27532]	1.40	0.00	-9.16	0.00	**0.00**	0.00	
28076	GR4 SLU 1	I[27532]	1.40	0.00	-9.16	0.00	**0.00**	0.00	
28076	GR4 SLU 1	I[27532]	1.40	0.00	-9.16	0.00	0.00	**0.00**	
28076	GR4 SLU 1	I[27532]	1.40	0.00	-9.16	0.00	0.00	**0.00**	A-B

IPE 140 su IPE 330 (tipico)									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
152196	GR4 SLU 12	[149103]	**-30.03**	0.00	-0.76	0.00	0.00	0.00	
152196	GR4 SLU 6	[149103]	**31.54**	0.00	-6.76	0.00	0.00	0.00	
152188	GR4 SLU 1	[149065]	-0.60	**0.00**	-9.71	0.00	0.00	0.00	
152188	GR4 SLU 1	[149065]	-0.60	**0.00**	-9.71	0.00	0.00	0.00	
152239	GR4 SLU 1	[149195]	1.93	0.00	**-17.55**	0.00	0.00	0.00	
152239	GR4 SLU 1	)[149196	1.93	0.00	**17.55**	0.00	0.00	0.00	
152188	GR4 SLU 1	[149065]	-0.60	0.00	-9.71	**0.00**	0.00	0.00	
152188	GR4 SLU 1	[149065]	-0.60	0.00	-9.71	**0.00**	0.00	0.00	
152188	GR4 SLU 1	[149065]	-0.60	0.00	-9.71	0.00	**0.00**	0.00	
152188	GR4 SLU 1	[149065]	-0.60	0.00	-9.71	0.00	**0.00**	0.00	
152188	GR4 SLU 1	[149065]	-0.60	0.00	-9.71	0.00	0.00	**0.00**	
152188	GR4 SLU 1	[149065]	-0.60	0.00	-9.71	0.00	0.00	**0.00**	C

IPE 140 su IPE 330 (tipico)									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
157061	GR4 SLU 12	[153812]	**-29.40**	0.00	-0.77	0.00	0.00	0.00	
157061	GR4 SLU 6	[153812]	**30.37**	0.00	-6.84	0.00	0.00	0.00	
157060	GR4 SLU 1	[153817]	0.84	**0.00**	-11.84	0.00	0.00	0.00	
157060	GR4 SLU 1	[153817]	0.84	**0.00**	-11.84	0.00	0.00	0.00	
157068	GR4 SLU 1	[153821]	0.34	0.00	**-18.31**	0.00	0.00	0.00	
157068	GR4 SLU 1	)[153822	0.34	0.00	**18.30**	0.00	0.00	0.00	
157060	GR4 SLU 1	[153817]	0.84	0.00	-11.84	**0.00**	0.00	0.00	
157060	GR4 SLU 1	[153817]	0.84	0.00	-11.84	**0.00**	0.00	0.00	
157060	GR4 SLU 1	[153817]	0.84	0.00	-11.84	0.00	**0.00**	0.00	
157060	GR4 SLU 1	[153817]	0.84	0.00	-11.84	0.00	**0.00**	0.00	
157060	GR4 SLU 1	[153817]	0.84	0.00	-11.84	0.00	0.00	**0.00**	
157060	GR4 SLU 1	[153817]	0.84	0.00	-11.84	0.00	0.00	**0.00**	D

Le massime sollecitazioni di taglio composto vettorialmente valgono:

Ved	Ved	Ved
20.49	30.04	29.41
38.95	32.26	31.13
9.27	9.73	11.87
9.27	9.73	11.87
18.87	17.66	18.31
18.87	17.66	18.30
9.27	9.73	11.87
9.27	9.73	11.87
9.27	9.73	11.87
9.27	9.73	11.87
9.27	9.73	11.87
9.27	9.73	11.87
Segmento A-B	Segmento C	Segmento D

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M14 classe 10.9 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				**Caratteristiche dei materiali**				
spessore piatto/ala/anima (mm)	4.7				fyk	ftk	γ_{M2}	
diametro bulloni/foro/dado (mm)	14	15	20	acciaio profili e piastre S 355	355	510	1.25	
Ares (mm^2)	115			bulloni	900	1000	1.25	
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**				
n° bulloni	2			Ved	39	kN		
k	2.5			Ned	0	kN		
alfa	0.89			**Resistenze di calcolo**				
e1 (mm)	40			resistenza a taglio	110.4	kN	OK	
e2 (mm)	25			resistenza a rifollamento	119.3	kN	OK	
				resistenza a trazione	165.6	kN	OK	
				resistenza a punzonamento	144.5	kN	OK	
				resistenza combinata taglio - trazione	0.353		OK	

La verifica della sezione netta del piatto di giunzione riporta:

$N_{t,\ Rd,\ coprigiunto}$= [10x(110-32)]*335/1.25/1000 = 209 kN > 39 kN

7.8.6 Giunto travi IPE 140 in asse mensole su travi IPE 330

Le travi trasversali IPE 140, collocate in asse alle mensole, sono collegate alle travi longitudinali IPE 330 (con o senza piatti di rinforzo) mediante un giunto bullonato con 4 bulloni M14 classe 10.9 che uniscono l'anima della IPE 140 ad un piatto sagomato saldato alla trave principale.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo sono riportate nelle tabelle:

IPE 140 su IPE 330 (in asse sopra mensole M1)

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
28104	GR4 SLU 12	I[27544]	**-31.62**	0.00	-1.37	0.00	0.00	0.00
28104	GR4 SLU 6	I[27544]	**69.66**	0.00	-14.22	0.00	0.00	0.00
28091	SLV 19	I[27538]	10.04	**-0.04**	-3.57	0.00	0.00	-0.05
28091	SLV 1	I[27538]	9.46	**0.03**	-3.57	0.00	0.00	0.03
28091	GR4 SLU 1	I[27538]	9.80	0.00	**-19.07**	0.00	0.01	0.00
28091	GR4 SLU 1	J[27560]	9.80	0.00	**18.57**	0.00	0.00	0.00
28091	GR4 SLU 1	I[27538]	9.80	0.00	-19.07	**0.00**	0.01	0.00
28091	GR4 SLU 1	I[27538]	9.80	0.00	-19.07	**0.00**	0.01	0.00
28091	GR4 SLU 24	J[27560]	-2.01	0.01	9.82	0.00	**-0.04**	-0.01
28091	GR4 SLU 18	I[27538]	-2.49	0.00	-10.63	0.00	**0.04**	0.00
28091	SLV 19	I[27538]	10.04	-0.04	-3.57	0.00	0.00	**-0.05**
28091	SLV 19	J[27560]	10.04	-0.04	3.48	0.00	0.00	**0.05**

A-B

IPE 140 su IPE 330 (in asse sopra mensole M1 M2 e M3)

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
152245	GR4 SLU 12	I[52638]	**-40.70**	0.00	-1.02	0.00	0.00	0.00
152192	GR4 SLU 6	I[57227]	**127.36**	0.00	-12.58	0.00	0.00	0.00
152192	GR4 SLU 1	I[57227]	44.55	**0.00**	-16.40	0.00	0.00	0.00
152192	GR4 SLU 1	I[57227]	44.55	**0.00**	-16.40	0.00	0.00	0.00
152192	GR4 SLU 1	I[57227]	44.55	0.00	**-16.40**	0.00	0.00	0.00
152192	GR4 SLU 1	J[57212]	44.55	0.00	**16.40**	0.00	0.00	0.00
152192	GR4 SLU 1	I[57227]	44.55	0.00	-16.40	**0.00**	0.00	0.00
152192	GR4 SLU 1	I[57227]	44.55	0.00	-16.40	**0.00**	0.00	0.00
152192	GR4 SLU 1	I[57227]	44.55	0.00	-16.40	0.00	**0.00**	0.00
152192	GR4 SLU 1	I[57227]	44.55	0.00	-16.40	0.00	**0.00**	0.00
152192	GR4 SLU 1	I[57227]	44.55	0.00	-16.40	0.00	0.00	**0.00**
152192	GR4 SLU 1	I[57227]	44.55	0.00	-16.40	0.00	0.00	**0.00**

C

IPE 140 su IPE 330 (in asse sopra mensole M1 M2 e M3)

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
166524	GR4 SLU 12	[163042]	**-38.82**	0.00	-3.04	0.00	0.00	0.00
166524	GR4 SLU 6	[163042]	**109.38**	0.00	-11.96	0.00	0.00	0.00
161771	GR4 SLU 1	[158404]	13.12	**0.00**	-12.94	0.00	0.00	0.00
161771	GR4 SLU 1	[158404]	13.12	**0.00**	-12.94	0.00	0.00	0.00
161772	GR4 SLU 1	[158420]	13.32	0.00	**-14.96**	0.00	0.00	0.00
161772	GR4 SLU 1	J[158419	13.32	0.00	**14.96**	0.00	0.00	0.00
161771	GR4 SLU 1	[158404]	13.12	0.00	-12.94	**0.00**	0.00	0.00
161771	GR4 SLU 1	[158404]	13.12	0.00	-12.94	**0.00**	0.00	0.00
161771	GR4 SLU 1	[158404]	13.12	0.00	-12.94	0.00	**0.00**	0.00
161771	GR4 SLU 1	[158404]	13.12	0.00	-12.94	0.00	**0.00**	0.00
161771	GR4 SLU 1	[158404]	13.12	0.00	-12.94	0.00	0.00	**0.00**
161771	GR4 SLU 1	[158404]	13.12	0.00	-12.94	0.00	0.00	**0.00**

D

Le massime sollecitazioni di taglio composto vettorialmente valgono:

Ved
31.65
71.10
10.66
10.11
21.44
21.00
21.44
21.44
10.02
10.92
10.66
10.63

Segmento A-B

Ved
40.71
127.98
47.47
47.47
47.47
47.47
47.47
47.47
47.47
47.47
47.47
47.47

Segmento C

Ved
38.94
110.03
18.43
18.43
20.03
20.03
18.43
18.43
18.43
18.43
18.43
18.43

Segmento D

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M14 classe 10.9 risultano soddisfatte.

spessore piatto/ala/anima (mm)	4.7						fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	14	15	20	acciaio profili e piastre S 355			355	510	1.25
Ares (mm^2)	115			bulloni			900	1000	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**					
n° bulloni	4					Ved	128	kN	
k	2.5					Ned	0	kN	
alfa	0.89			**Resistenze di calcolo**					
e1 (mm)	40				resistenza a taglio		220.8	kN	OK
e2 (mm)	25			resistenza a rifollamento			238.6	kN	OK
				resistenza a trazione			331.2	kN	OK
				resistenza a punzonamento			289.0	kN	OK
				resistenza combinata taglio - trazione			0.580		OK

La verifica della sezione netta del piatto di giunzione riporta:

$N_{t,\ Rd,\ coprigiunto}$= [10x(110-32)]*335/1.25/1000 = 209 kN > 128 kN

7.8.7 Giunto travi IPE 140 su travi IPE 330 incastro

In prossimità dei cambi di direzione delle travi longitudinali della passerella e nella porzione in corrispondenza dello sbarco, dove sono presenti le IPE 200 a sbalzo, le travi trasversali IPE 140 sono collegate alle travi longitudinali IPE 330 (con o senza piatti di rinforzo) mediante un giunto flangiato di testa con piastre spesse 20 mm saldata alle estremità delle IPE 140 e in corrispondenza delle ali delle IPE 330. Le piastre sono collegate con 4 bulloni M14 classe 8.8 disposti su una maglia 80x150 mm.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo sono riportate nelle tabelle:

IPE 140 SU IPE 300 (incastro)								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
28075	GR4 SLU 12	I[27530]	**-11.65**	-0.01	-0.92	0.00	-0.01	-0.06
28075	GR4 SLU 6	I[27530]	**22.31**	-0.08	-8.59	0.00	-0.07	-0.01
28075	GR4 SLU 4	I[27530]	17.33	**-0.10**	-8.59	0.00	-0.07	-0.06
28075	SLV 1	I[27530]	2.25	**0.06**	-2.15	0.00	-0.03	0.10
28072	GR4 SLU 18	I[27529]	1.70	-0.01	**-19.67**	0.00	-1.17	-0.01
28072	GR4 SLU 1	J[27551]	0.97	-0.01	**18.69**	0.00	0.62	0.02
28072	GR4 SLU 1	I[27529]	0.97	-0.01	-19.57	**0.00**	-1.02	-0.02
28072	GR4 SLU 1	I[27529]	0.97	-0.01	-19.57	**0.00**	-1.02	-0.02
28072	GR4 SLU 18	I[27529]	1.70	-0.01	-19.67	0.00	**-1.17**	-0.01
28072	GR4 SLU 19	J[27551]	-1.35	-0.02	18.58	0.00	**0.74**	0.01
28075	GR4 SLU 3	I[27530]	0.43	-0.09	-8.58	0.00	-0.06	**-0.13**
28075	GR4 SLU 4	J[27552]	17.33	-0.10	8.51	0.00	0.03	**0.20**

A-B

IPE 140 SU IPE 300 (incastro)									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
152189	GR4 SLU 17	[149083]	**-4.62**	0.20	-7.39	0.00	1.71	0.28	
157060	GR4 SLU 5	[153817]	**5.21**	-0.36	-7.78	0.00	1.14	-0.47	
157060	GR4 SLU 16	[153817]	4.52	**-0.40**	-7.78	0.00	1.14	-0.53	
157060	GR4 SLU 15	[153817]	-3.56	**0.37**	-0.63	0.00	0.36	0.49	
157068	GR4 SLU 1	[153821]	3.08	0.05	**-17.30**	0.00	0.94	0.05	
152242	GR4 SLU 1	[149198	2.92	0.10	**19.20**	0.00	-1.90	-0.13	
152189	GR4 SLU 1	[149083]	2.47	0.02	-9.72	**0.00**	2.10	0.04	
152189	GR4 SLU 1	[149083]	2.47	0.02	-9.72	**0.00**	2.10	0.04	
152189	GR4 SLU 24	[149082	2.65	-0.01	13.43	0.00	**-2.12**	0.02	
152189	GR4 SLU 24	[149083]	2.65	-0.01	-9.70	0.00	**2.14**	0.00	
157060	GR4 SLU 16	[153817]	4.52	-0.40	-7.78	0.00	1.14	**-0.53**	
157060	GR4 SLU 16	[153815	4.52	-0.40	10.00	0.00	-1.25	**0.56**	C

IPE 140 SU IPE 300 (incastro)									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
166583	GR4 SLU 12	[163082]	**-7.77**	-0.01	-0.96	0.00	-0.04	0.00	
166577	GR4 SLU 6	[163078]	**22.81**	0.04	-8.04	0.00	0.33	0.02	
166577	SLV 5	[163078]	4.13	**-0.11**	-1.94	0.00	0.12	-0.16	
166577	SLV 21	[163078]	5.35	**0.10**	-1.95	0.00	0.09	0.13	
185321	GR4 SLU 1	[181434]	-0.78	0.06	**-13.04**	0.00	-0.15	0.07	
166583	GR4 SLU 18	[163083	1.51	0.01	**14.73**	0.00	-3.28	-0.01	
166577	GR4 SLU 1	[163078]	10.46	0.01	-10.49	**0.00**	0.43	-0.01	
166577	GR4 SLU 1	[163078]	10.46	0.01	-10.49	**0.00**	0.43	-0.01	
166583	GR4 SLU 18	[163083	1.51	0.01	14.73	0.00	**-3.28**	-0.01	
166577	GR4 SLU 1	[163078]	10.46	0.01	-10.49	0.00	**0.43**	-0.01	
166577	SLV 5	[163078]	4.13	-0.11	-1.94	0.00	0.12	**-0.16**	
166580	GR4 SLU 17	[163080]	17.37	0.09	-9.76	0.00	-0.05	**0.16**	D

Le massime sollecitazioni di taglio composto vettorialmente e di trazione nel singolo bullone valgono:

Ved	Ned
0.23	-2.50
2.15	5.93
2.15	5.00
0.54	1.06
4.92	5.36
4.67	2.95
4.89	4.62
4.89	4.62
4.92	5.36
4.65	2.81
2.15	1.17
2.13	5.71

Segmento A-B

Ved	Ned
1.85	7.72
1.95	3.12
1.95	2.57
0.18	3.67
4.33	5.00
4.80	9.46
2.43	9.62
2.43	9.62
3.36	9.37
2.43	9.58
1.95	2.57
2.50	2.84

Segmento C

Ved	Ned
0.24	-1.78
2.01	7.20
0.49	1.53
0.49	2.53
3.26	-0.01
3.68	14.11
2.62	4.34
2.62	4.34
3.68	14.11
2.62	4.34
0.49	1.53
2.44	5.13

Segmento D

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M14 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				**Caratteristiche dei materiali**				
spessore piatto/ala/anima (mm)	20				fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	14	15	22	acciaio profili e piastre S 355	355	510	1.25
Ares (mm^2)	115			bulloni	649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**			
n° bulloni	1			Ved	3.8	kN	
k	2.5			Ned	14.1	kN	
alfa	1.00			**Resistenze di calcolo**			
e1 (mm)	50			resistenza a taglio	44.2	kN	OK
e2 (mm)	50			resistenza a rifollamento	285.6	kN	OK
				resistenza a trazione	66.2	kN	OK
				resistenza a punzonamento	344.4	kN	OK
				resistenza combinata taglio - trazione	0.238		OK

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza dell'anima (o del piatto di irrigidimento) e delle ali della trave riporta:

M_{Ed} = 14.1*0.045 = 0.63 kNm

M_{Rd} = $W*f_{yk}/\gamma_{M0}$= [(90*20²/6)*335/1.25]/10⁶ = 1.57 kNm.

M_{Ed} / M_{Rd} = 0.40 < 1 → verificato

7.8.8 Giunto travi IPE 330 longitudinali su travi IPE 330 di estremità

Le travi longitudinali della passerella alle estremità sono collegate alle travi trasversali di estremità IPE 330 mediante un giunto flangiato di testa con piastre spesse 10 mm saldata alle estremità delle IPE 330 longitudinali e in corrispondenza delle ali delle IPE 330 trasversali di estremità. Le piastre sono collegate con 4 bulloni M14 classe 8.8 disposti su una maglia 90x230 mm.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo sono riportate nelle tabelle:

IPE330 estremità su IPE 330+piatti longitudinali									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
28058	SLV 17	I[27537]	**-3.77**	-0.24	0.95	0.02	0.00	-0.30	
28058	SLV 1	I[27537]	**3.66**	-0.74	2.39	0.03	0.00	0.12	
28058	GR4 SLU 17	I[27537]	-0.48	**-2.77**	6.03	0.09	0.00	-0.54	
28125	GR4 SLU 6	I[27559]	0.16	**2.84**	9.38	0.00	0.00	0.00	
28058	SLV 7	I[27537]	0.39	-0.62	**0.77**	0.02	0.00	-0.37	
28125	GR4 SLU 18	I[27559]	0.16	0.20	**11.14**	0.00	0.00	0.00	
28125	GR4 SLU 1	I[27559]	0.14	0.47	11.13	**-0.01**	0.00	0.00	
28058	GR4 SLU 19	I[27537]	-0.66	-1.35	7.79	**0.12**	0.00	-0.38	
28058	GR4 SLU 1	I[27537]	-0.30	0.10	7.80	0.11	**0.00**	-0.08	
28058	GR4 SLU 1	I[27537]	-0.30	0.10	7.80	0.11	**0.00**	-0.08	
28058	GR4 SLU 17	I[27537]	-0.48	-2.77	6.03	0.09	0.00	**-0.54**	
28058	GR4 SLU 14	I[27537]	-0.03	1.82	0.89	0.01	0.00	**0.25**	A-B

IPE330 estremità su IPE 330+piatti longitudinali									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
166574	SLV 3	)[163076	**-3.84**	0.54	-4.41	0.20	0.00	0.00	
166575	SLV 17	)[163077	**3.24**	-0.26	-2.12	-0.06	0.00	0.00	
166575	GR4 SLU 11	)[163077	0.10	**-0.80**	-3.21	0.01	0.00	0.00	
166574	GR4 SLU 6	)[163076	-2.08	**2.37**	-10.86	0.74	0.00	0.00	
166574	GR4 SLU 18	)[163076	-0.06	0.31	**-13.01**	0.75	0.00	0.00	
166575	SLV 21	)[163077	2.43	-0.58	**-0.84**	-0.05	0.00	0.00	
166575	GR4 SLU 19	)[163077	0.15	-0.71	-9.24	**-0.75**	0.00	0.00	
166574	GR4 SLU 1	)[163076	-0.91	0.86	-12.85	**0.97**	0.00	0.00	
166574	GR4 SLU 1	)[163076	-0.91	0.86	-12.85	0.97	**0.00**	0.00	
166574	GR4 SLU 1	)[163076	-0.91	0.86	-12.85	0.97	**0.00**	0.00	
166574	GR4 SLU 1	)[163076	-0.91	0.86	-12.85	0.97	0.00	**0.00**	
166574	GR4 SLU 1	)[163076	-0.91	0.86	-12.85	0.97	0.00	**0.00**	D

Le massime sollecitazioni di taglio composto vettorialmente e di trazione nel singolo bullone valgono:

Ved	Ned
0.24	1.59
0.63	1.18
1.66	1.29
2.45	0.04
0.25	0.90
2.79	0.04
2.78	0.04
1.98	0.99
1.95	0.25
1.95	0.25
1.66	1.29
0.51	0.55

Segmento A-B

Ved	Ned
1.11	0.96
0.53	0.81
0.83	0.03
2.78	0.52
3.25	0.02
0.26	0.61
2.32	0.04
3.22	0.23
3.22	0.23
3.22	0.23
3.22	0.23
3.22	0.23

Segmento D

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M14 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				**Caratteristiche dei materiali**				
spessore piatto/ala/anima (mm)	10					fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	14	15	22	acciaio profili e piastre S 355		355	510	1.25
Ares (mm^2)	115			bulloni		649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**				
n° bulloni	1				Ved	3.3	kN	
k	2.5				Ned	1	kN	
alfa	0.67			**Resistenze di calcolo**				
e1 (mm)	30				resistenza a taglio	44.2	kN	OK
e2 (mm)	50				resistenza a rifollamento	95.2	kN	OK
					resistenza a trazione	66.2	kN	OK
					resistenza a punzonamento	169.1	kN	OK
					resistenza combinata taglio - trazione	0.086		OK

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza dell'anima (o del piatto di irrigidimento) e delle ali della trave riporta:

M_{Ed} = 1*0.05 = 0.05 kNm

$M_{Rd} = W*f_{yk}/\gamma_{M0} = [(160*10^2/6)*335/1.25]/10^6 = 0.75$ kNm.

$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.07 < 1 \rightarrow$ verificato

7.8.9 Giunto travi IPE 330 in corrispondenza delle mensole

Le travi longitudinali IPE 330 sono giuntate tra loro, sopra le mensole, con un giunto bullonato con piatti coprigiunto in anima spessi 10 e 6 bulloni M20 classe 8.8. Su uno dei due lati i fori sono asolati in direzione longitudinale, 2+2 mm, per garantire lo spostamento per le azioni termiche.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo sono riportate nelle tabelle:

Giunto IPE 330 sopra mensole									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
28119	GR4 SLU 12	I[27553]	**-36.33**	-10.82	-5.28	0.00	0.00	0.00	
28119	GR4 SLU 6	I[27553]	**40.24**	23.69	-18.11	0.00	0.00	0.00	
28063	GR4 SLU 17	I[27541]	16.96	**-27.68**	-20.26	0.00	0.00	0.00	
28137	GR4 SLU 6	I[27569]	3.11	**29.05**	-22.80	0.00	0.00	0.00	
28069	GR4 SLU 1	I[27547]	-4.32	-0.48	**-28.17**	0.00	0.00	0.00	
28119	GR4 SLU 24	I[27553]	-21.60	-0.07	**-4.95**	-0.01	0.00	0.00	
28119	GR4 SLU 1	I[27553]	-19.28	3.73	-22.34	**-0.01**	0.00	0.00	
28052	GR4 SLU 19	I[27531]	1.57	-9.94	-26.41	**0.12**	0.00	0.00	
28052	GR4 SLU 1	I[27531]	-15.48	2.29	-26.54	0.11	**0.00**	0.00	
28052	GR4 SLU 1	I[27531]	-15.48	2.29	-26.54	0.11	**0.00**	0.00	
28052	GR4 SLU 1	I[27531]	-15.48	2.29	-26.54	0.11	0.00	**0.00**	
28052	GR4 SLU 1	I[27531]	-15.48	2.29	-26.54	0.11	0.00	**0.00**	A-B

IPE 330 cerniere									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
151975	GR4 SLU 16	I[61801]	**-102.51**	-11.14	3.63	-0.05	0.00	0.00	
151975	GR4 SLU 15	I[61801]	**95.43**	29.36	0.82	-0.01	0.00	0.00	
151975	GR4 SLU 12	I[61801]	-101.69	**-19.75**	0.82	-0.01	0.00	0.00	
151975	GR4 SLU 6	I[61801]	94.60	**37.97**	3.63	-0.05	0.00	0.00	
151974	GR4 SLU 18	I[61816]	-34.91	8.78	**-12.15**	-0.01	0.00	0.00	
151975	GR4 SLU 24	I[61801]	-59.72	-3.59	**17.30**	-0.05	0.00	0.00	
151975	GR4 SLU 1	I[61801]	-62.05	2.38	4.58	**-0.06**	0.00	0.00	
151974	GR4 SLU 1	I[61816]	-36.60	11.72	3.75	**0.00**	0.00	0.00	
151974	GR4 SLU 1	I[61816]	-36.60	11.72	3.75	0.00	**0.00**	0.00	
151974	GR4 SLU 1	I[61816]	-36.60	11.72	3.75	0.00	**0.00**	0.00	
151974	GR4 SLU 1	I[61816]	-36.60	11.72	3.75	0.00	0.00	**0.00**	
151974	GR4 SLU 1	I[61816]	-36.60	11.72	3.75	0.00	0.00	**0.00**	C

Le massime sollecitazioni di taglio composto vettorialmente valgono:

Ved
36.71
44.13
26.42
23.01
28.50
22.16
29.51
26.46
30.72
30.72
30.72
30.72

Segmento A-B

Ved
102.57
95.43
101.69
94.67
36.96
62.18
62.22
36.79
36.79
36.79
36.79
36.79

Segmento C

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M20 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				**Caratteristiche dei materiali**				
spessore piatto/ala/anima (mm)	7.5					fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	20	22	30	acciaio profili e piastre S 355		355	510	1.25
Ares (mm^2)	245			bulloni		649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**				
n° bulloni	6				Ved	102.6	kN	
k	2.5				Ned	0	kN	
alfa	0.53			**Resistenze di calcolo**				
e1 (mm)	35				resistenza a taglio	564.5	kN	OK
e2 (mm)	35				resistenza a rifollamento	486.8	kN	OK
					resistenza a trazione	846.7	kN	OK
					resistenza a punzonamento	1037.7	kN	OK
					resistenza combinata taglio - trazione	0.182		OK

La verifica della sezione netta del piatto di giunzione riporta:

$N_{t,\ Rd,\ coprigiunto}$= [2x10x(260-66)]*335/1.25/1000 = 1101 kN > 103 kN

7.8.10 Giunto travi IPE 330 in corrispondenza delle selle Gerber

Le travi longitudinali IPE 330, in corrispondenza delle arcate del ponte della Libertà, sono giuntate tra loro con una sella tipo Gerber composta da piatti spessi 10 mm e due bulloni M20 classe 8.8. I fori sono asolati in direzione longitudinale, 2+2 mm, per garantire lo spostamento per le azioni termiche.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo sono riportate nelle tabelle:

Selle tipo Gerber su IPE 330

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
152006	GR4 SLU 5	[149033]	**-181.05**	-4.67	-45.67	-0.05	0.00	0.00
157054	GR4 SLU 13	[153808]	**152.11**	1.12	-10.26	0.01	0.00	0.00
152009	GR4 SLU 6	[149036]	110.79	**-11.42**	42.70	0.03	0.00	0.00
161767	GR4 SLU 16	[153818]	-82.60	**11.30**	31.91	0.00	0.00	0.00
152006	GR4 SLU 1	[149033]	-122.82	-4.14	**-56.11**	-0.06	0.00	0.00
152008	GR4 SLU 1	[149035]	-92.24	-3.28	**57.95**	0.01	0.00	0.00
152006	GR4 SLU 1	[149033]	-122.82	-4.14	-56.11	**-0.06**	0.00	0.00
152009	GR4 SLU 1	[149036]	-46.97	-1.68	52.49	**0.04**	0.00	0.00
152006	GR4 SLU 1	[149033]	-122.82	-4.14	-56.11	-0.06	**0.00**	0.00
152006	GR4 SLU 1	[149033]	-122.82	-4.14	-56.11	-0.06	**0.00**	0.00
152006	GR4 SLU 1	[149033]	-122.82	-4.14	-56.11	-0.06	0.00	**0.00**
152006	GR4 SLU 1	[149033]	-122.82	-4.14	-56.11	-0.06	0.00	**0.00**

C

Selle tipo Gerber su IPE 330

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
166465	GR4 SLU 5	[163017]	**-67.36**	-0.69	-33.02	-0.01	0.00	0.00
166518	GR4 SLU 6	[163033]	**71.94**	-3.14	33.02	-0.01	0.00	0.00
166544	SLV 5	[163049]	-5.92	**-8.21**	-16.52	0.00	0.00	0.00
166545	SLV 21	[163050]	11.45	**8.84**	-15.01	0.00	0.00	0.00
166545	GR4 SLU 1	[163050]	-7.26	4.95	**-55.82**	-0.01	0.00	0.00
166565	GR4 SLU 1	[163059]	-36.18	-0.22	**55.80**	-0.06	0.00	0.00
166565	GR4 SLU 1	[163059]	-36.18	-0.22	55.80	**-0.06**	0.00	0.00
161767	GR4 SLU 3	[153818]	-2.69	-2.87	33.85	**0.00**	0.00	0.00
161766	GR4 SLU 1	[153816]	1.49	-2.11	41.82	-0.01	**0.00**	0.00
161766	GR4 SLU 1	[153816]	1.49	-2.11	41.82	-0.01	**0.00**	0.00
161766	GR4 SLU 1	[153816]	1.49	-2.11	41.82	-0.01	0.00	**0.00**
161766	GR4 SLU 1	[153816]	1.49	-2.11	41.82	-0.01	0.00	**0.00**

D

Le massime sollecitazioni di taglio composto vettorialmente valgono:

Ved
186.72
152.46
118.73
88.55
135.03
108.93
135.03
70.44
135.03
135.03
135.03
135.03

Segmento C

Ved
75.02
79.16
17.55
18.88
56.29
66.50
66.50
33.96
41.85
41.85
41.85
41.85

Segmento D

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M20 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				**Caratteristiche dei materiali**					
spessore piatto/ala/anima (mm)	10						fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	20	22	30	acciaio profili e piastre S 355			355	510	1.25
Ares (mm^2)	245			bulloni			649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**					
n° bulloni	2					Ved	186.7	kN	
k	2.118181818					Ned	0	kN	
alfa	0.91			**Resistenze di calcolo**					
e1 (mm)	60				resistenza a taglio		188.2	kN	OK
e2 (mm)	30				resistenza a rifollamento		314.3	kN	OK
					resistenza a trazione		282.2	kN	OK
					resistenza a punzonamento		461.2	kN	OK
					resistenza combinata taglio - trazione		0.992		OK

La verifica della sezione netta del piatto di giunzione riporta:

$N_{t,\ Rd,\ coprigiunto}$= [10x(170-44)]*335/1.25/1000 = 357.84 kN > 186.7 kN

7.8.11 Giunto controventi - travi IPE 330

I controventi a croce dell'impalcato sono collegati alle travi longitudinali mediante piatti spessi 10 mm e 1 bullone M16 classe 8.8.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo sono riportate nelle tabelle:

Controventi			
Elem	Load	Force-I (kN)	Force-J (kN)
28115	GR4 SLU 27	**0.00**	0.00
28078	GR4 SLU 5	**12.11**	12.11
28115	GR4 SLU 27	0.00	**0.00**
28078	GR4 SLU 5	12.11	**12.11**

A-B

Controventi			
Elem	Load	Force-I (kN)	Force-J (kN)
166512	GR4 SLU 10	**0.02**	0.02
152350	GR4 SLU 17	**17.62**	17.62
166512	GR4 SLU 10	0.02	**0.02**
152350	GR4 SLU 17	17.62	**17.62**

C

Controventi			
Elem	Load	Force-I (kN)	Force-J (kN)
166607	GR4 SLU 5	**0.01**	0.01
166595	GR4 SLU 25	**16.93**	16.93
166607	GR4 SLU 5	0.01	**0.01**
166595	GR4 SLU 25	16.93	**16.93**

D

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M16 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				Caratteristiche dei materiali				
spessore piatto/ala/anima (mm)	10					fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	16	17.5	25	acciaio profili e piastre S 355		355	510	1.25
Ares (mm^2)	157			bulloni		649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**				
n° bulloni	1				Ved	18	kN	
k	2.5				Ned	0	kN	
alfa	0.57			**Resistenze di calcolo**				
e1 (mm)	30				resistenza a taglio	60.3	kN	OK
e2 (mm)	30				resistenza a rifollamento	93.3	kN	OK
					resistenza a trazione	90.4	kN	OK
					resistenza a punzonamento	195.2	kN	OK
					resistenza combinata taglio - trazione	0.299		OK

La verifica della sezione netta del piatto di giunzione riporta:

$N_{t, Rd, coprigiunto}$= [10x(60-18)]*335/1.25/1000 = 112.5 kN > 186.7 kN

7.8.12 Giunto di collegamento baggiolo - mensole

Le travi trasversali IPE 140 sono collegate alle travi longitudinali IPE 330 (con o senza piatti di rinforzo) mediante un giunto bullonato con due bulloni M14 classe 10.9 che uniscono l'anima della IPE 140 ad un piatto sagomato saldato alla trave principale.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo sono riportate nelle tabelle:

Baggioli su mensole

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
28046	GR4 SLU 2	J[27506]	**-77.54**	24.24	-36.81	0.04	1.53	-1.01	
28045	GR4 SLU 12	J[27501]	**-7.89**	-13.68	21.92	-0.03	-0.91	0.57	
28046	GR4 SLU 5	J[27506]	-64.16	**-48.93**	10.87	-0.09	-0.45	2.04	
28050	GR4 SLU 5	J[27526]	-40.53	**43.70**	14.12	0.11	-0.59	-1.82	
28049	GR4 SLU 6	J[27521]	-53.40	-14.79	**-71.55**	-0.04	2.98	0.62	
28041	GR4 SLU 17	J[27481]	-49.11	-4.69	**73.04**	0.00	-3.04	0.20	
28050	GR4 SLU 6	J[27526]	-40.55	-38.52	-63.89	**-0.20**	2.66	1.60	
28050	GR4 SLU 12	J[27526]	-12.05	42.41	32.70	**0.15**	-1.36	-1.77	
28041	GR4 SLU 17	J[27481]	-49.11	-4.69	73.04	0.00	**-3.04**	0.20	
28049	GR4 SLU 6	J[27521]	-53.40	-14.79	-71.55	-0.04	**2.98**	0.62	
28050	GR4 SLU 5	J[27526]	-40.53	43.70	14.12	0.11	-0.59	**-1.82**	
28046	GR4 SLU 5	J[27506]	-64.16	-48.93	10.87	-0.09	-0.45	**2.04**	A-B

Baggioli su mensole

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
58408	GR4 SLU 1	J[57213]	**-144.73**	-44.83	-39.40	-0.04	1.64	1.87	
63095	SLV 7	J[61817]	**-4.42**	-0.64	-2.97	0.03	0.12	0.03	
166432	GR4 SLU 17	J[162986	-57.59	**-89.73**	-59.60	-0.10	2.48	3.74	
58408	GR4 SLU 6	J[57213]	-118.07	**84.40**	-129.05	0.12	5.37	-3.51	
58408	GR4 SLU 6	J[57213]	-118.07	84.40	**-129.05**	0.12	5.37	-3.51	
58420	GR4 SLU 17	J[57228]	-115.46	-10.98	**144.55**	0.02	-6.02	0.46	
63083	GR4 SLU 5	J[61802]	-18.33	-63.54	15.47	**-0.10**	-0.64	2.65	
58408	GR4 SLU 6	J[57213]	-118.07	84.40	-129.05	**0.12**	5.37	-3.51	
58420	GR4 SLU 17	J[57228]	-115.46	-10.98	144.55	0.02	**-6.02**	0.46	
58408	GR4 SLU 6	J[57213]	-118.07	84.40	-129.05	0.12	**5.37**	-3.51	
58408	GR4 SLU 6	J[57213]	-118.07	84.40	-129.05	0.12	5.37	**-3.51**	
166432	GR4 SLU 17	J[162986	-57.59	-89.73	-59.60	-0.10	2.48	**3.74**	C

Baggioli su mensole								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
166561	GR4 SLU 1	)[163067	**-147.19**	9.58	-13.05	0.00	2.70	-1.98
166572	GR4 SLU 28	)[163074	**11.80**	-1.50	-6.28	-0.01	1.30	0.31
161740	GR4 SLU 12	)[158390	-18.43	**-56.20**	35.18	-0.08	-1.46	2.34
161740	GR4 SLU 6	)[158390	-61.08	**58.68**	-73.29	0.08	3.05	-2.44
166525	GR4 SLU 6	)[163045	-94.12	-30.32	**-111.31**	0.00	4.63	1.26
166526	GR4 SLU 17	)[163046	-93.65	3.04	**133.34**	0.02	-5.55	-0.13
161740	GR4 SLU 5	)[158390	-61.08	-54.58	14.15	**-0.08**	-0.59	2.27
161740	GR4 SLU 6	)[158390	-61.08	58.68	-73.29	**0.08**	3.05	-2.44
166562	GR4 SLU 17	)[163069	-109.16	-5.08	41.76	-0.02	**-8.63**	1.05
166561	GR4 SLU 6	)[163067	-118.75	-20.19	-33.20	-0.02	**6.86**	4.17
166572	GR4 SLU 12	)[163074	-6.68	22.71	9.09	0.02	-1.88	**-4.69**
166572	GR4 SLU 6	)[163074	-27.90	-24.35	-22.49	-0.02	4.65	**5.03**

D

La verifica della saldatura a doppio cordone d'angolo Z12 su entrambi i piatti riporta:

cordoni	z	12	n	4
	l	260	Asald=	8824.7
	a	8.49	W sald=	382403

La verifica risulta soddisfatta se la seguente disuguaglianza risulta verificata

$[\sigma_{\perp}^{2} + 3(\tau_{\perp}^{2} + \tau_{//}^{2})]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}) = 335/(0.8*1.25) = 335$ MPa

I valori più gravosi si determinano per il segmento D e valgono:

σ_{orto}	τ_{orto}	τ_{para}	σ_{TOT}
36.4	15.1	6.6	39.9

La verifica risulta quindi soddisfatta.

7.9 PARAPETTO

Sulle travi longitudinali IPE330 dell'impalcato e sulla trave IPE 330 trasversale di chiusura si prevede l'installazione dei montanti dei parapetti, costituiti da piatti verticali sagomati a cui sono fissati tubolari 21x3 mm orizzontali a passo 108 mm e corrimano costituito da tubolare 60x3 mm. Il piatto del montante, spesso 15 mm, è rastremato, in sommità è largo 56 mm e alla base 138 mm; il passo massimo dei montanti è 170 cm.

Il collegamento alle IPE di bordo della passerella avviene con un piatto saldato alle IPE 330 e giuntato al montante del parapetto con 4 bulloni M12.

L'altezza del parapetto rispetto alle travi longitudinali principali dell'impalcato risulta essere sempre superiore ai 110 cm.

Verifica montante:

$M_{soll,\ montante} = 2.0x1.32x1.7x1.5 = 6.71$ kNm

$M_{resistente} = 47610x355/1.05x10^{-6} = 16.09$ kNm

$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.42 < 1$ →verificato

Verifica corrimano:

$M_{soll,\ corrimano} = 2.0x1.7^2/8\ x1.5 = 1.09$ kNm

$M_{resistente} = 7160x355/1.05x10^{-6} = 2.42$ kNm

$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.45 < 1$ →verificato

La verifica dei bulloni M12 classe 8.8 di giunzione riporta:

Caratteristiche geometriche				**Caratteristiche dei materiali**				
spessore piatto/ala/anima (mm)	15					fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	12	13	20	acciaio profili e piastre S 355		355	510	1.25
Ares (mm^2)	84			bulloni		649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**				
n° bulloni	1				Ved	29.82	kN	
k	2.5				Ned	0	kN	
alfa	0.90			**Resistenze di calcolo**				
e1 (mm)	35				resistenza a taglio	32.3	kN	OK
e2 (mm)	35				resistenza a rifollamento	164.8	kN	OK
					resistenza a trazione	48.4	kN	OK
					resistenza a punzonamento	230.6	kN	OK
					resistenza combinata taglio - trazione	0.925		OK

8 TRATTO 2 – ANALISI E VERIFICHE

8.1 MODELLO DI CALCOLO

L'analisi e la verifica degli elementi strutturali che compongono il ponte sul Canal Salso sono condotte utilizzando un modello di calcolo ad elementi finiti che schematizza in modo aderente alla realtà, per geometria e condizioni di vincolo tutte le strutture.
La schematizzazione delle spalle e delle travi di fondazione su pali è fatta con elementi "plate" a 4 nodi dotati di rigidezza membranale e flessionale.
I pali di fondazione e tutte le travi che compongono la struttura portante del ponte in acciaio sono invece schematizzati con elementi monodimensionali tipo "frame" dotati di rigidezza flessionale secondo due direzioni e rigidezza assiale, i controventi di piano sotto l'impalcato sono modellati con elementi "truss" dotati della sola rigidezza assiale. Tale schematizzazione permette di determinare con buona precisione le sollecitazioni in tutti gli elementi.
Gli elementi del corrente superiore che compongono le travi reticolari del ponte sono disposti orizzontalmente per contrastare meglio gli effetti dello sbandamento laterale. Tali elementi, si differente sezione, sono stati introdotti nel modello allineati sul lato interno e con le corrette eccentricità rispetto ai montanti verticali.
Il collegamento delle travi reticolari del ponte alle spalle e ai contrafforti in calcestruzzo armato è stato modellato mediante 8 elementi "rigidi" ai quali, in alcuni casi e posizioni, sono state modificate le caratteristiche di resistenza per simulare la presenza dei fori asolati, permettendo uno spostamento massimo tra spalla e elemento di acciaio pari a metà dell'asolatura prevista. Le asolature in senso longitudinale sono previste su un solo lato del ponte e consentono di limitare leggermente le sollecitazioni di origine termica.
Sono stati adottati tre gruppi di vincolo: il primo gruppo "statico" applicato solo ai carichi statici, il secondo gruppo "dinamico" applicato ai carichi dinamici (vento e sisma) ed il terzo gruppo DT applicato alle variazioni termiche. In particolare nei tre gruppi di vincolo possono essere differenziati i vincoli e le cerniere tra gli elementi. I vincoli sono applicati ai pali di fondazione sia in punta sia lungo il fusto.
I vincoli in punta sono applicati con elementi "support" che schematizzano una cerniera in condizioni sismiche mentre sono applicati come molle in condizione statica e per le variazioni termiche. Le molle sono state tarate in funzione del massimo cedimento verticale ammissibile per i pali pari a circa 1.2-1.5% del diametro del palo.
I vincoli applicati su tutta la lunghezza del fusto sono delle molle orizzontali la cui rigidezza è stata calcolata in modo iterativo confrontando lo spostamento in testa ottenuto con il modello di calcolo con lo spostamento calcolato con le formule di Matlock e Reese relative a pali lunghi vincolati in testa ad una fondazione che ne permette la traslazione ma non la rotazione, la rigidezza delle molle è stata mantenuta costante con la profondità in quanto è il tratto più superficiale quello maggiormente significativo ai fini del calcolo.
I nodi tra i vari elementi schematizzano il reale grado di vincolo che si vuole ottenere introducendo appropriate cerniere nei nodi che non devono rappresentare continuità flessionali. Le travi reticolari sono composta da elementi saldati o giuntati con giunti che garantiscono la continuità flessionale. I giunti bullonati tra travi principali dell'impalcato e travi reticolari garantiscono anch'essi la trasmissione degli sforzi flessionali simulando un incastro.
I carichi dell'impalcato e del rivestimento del parapetto sono applicati mediante "floor load" differenziando il peso proprio, il sovraccarico permanente ed il sovraccarico variabile, tale distribuzioni di carico consentono di riportare il carico direttamente sulle travi in funzione dell'area di influenza.

I carichi da vento sulla trave reticolare di bordo sono applicati con “element beam load”: carichi uniformi sulle travi di bordo.
Le spinte del terreno in condizioni sismiche e statiche e le spinte dell’acqua sono applicate con pressioni costanti o variabili con la profondità a seconda delle spinte considerate.
L’analisi sismica condotta è l’analisi dinamica modale associata agli spettri di risposta. L’analisi dinamica è svolta in modo automatico dal codice di calcolo una volta definito lo spettro di risposta, il numero di modi di vibrare della struttura e le masse partecipanti.
Le masse partecipanti sono direttamente convertite dal codice di calcolo partendo dai carichi applicati previa la definizione del coefficiente di partecipazione sismica Ψ_{2i} che vale 1 per i carichi permanenti sia strutturali che non strutturali 0.2 per il carico uniforme della folla e 0 per il vento e la neve.
Le immagini che seguono esplicitano gli elementi schematizzati nel codice di calcolo ed alcune condizioni di carico.

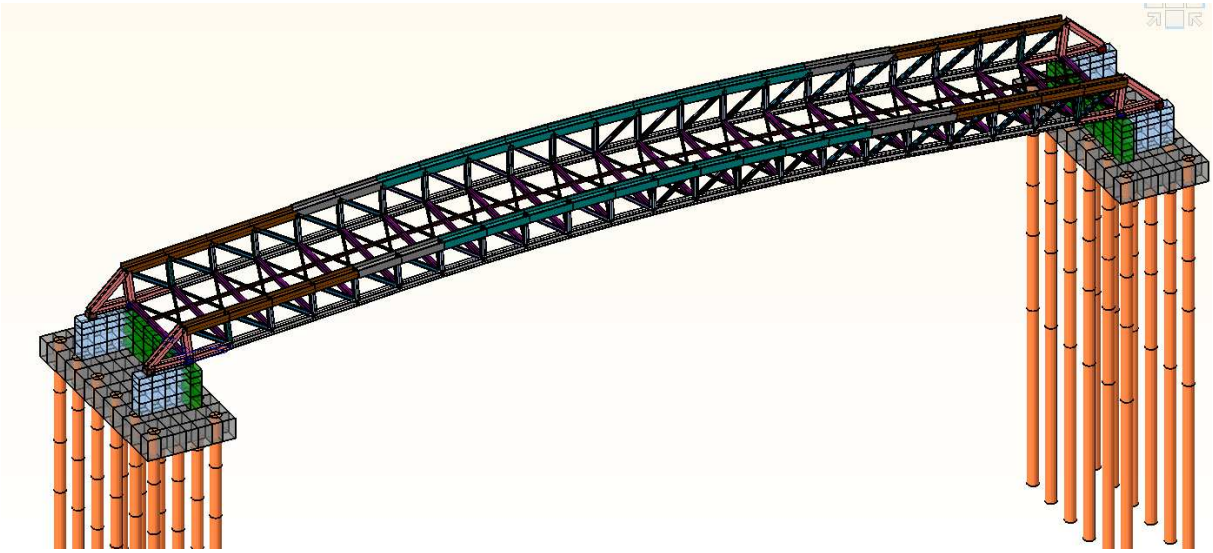


Figura 52 Modello FEM vista prospettica

Identificazione profili e spessori:
platea sp. 80 cm
contrafforti sp. 50 cm
spalle sp. 45 cm

HEB 240 colore grigio - briglia inferiore

A(cm^2)	Asy(cm^2)	Asz(cm^2)	z(+)(cm)	z(-)(cm)
106.000	68.000	24.000	12.000	12.000
Ixx(cm^4)	Iyy(cm^4)	Izz(cm^4)	y(+)(cm)	y(-)(cm)
86.041	11260.000	3920.000	12.000	12.000

HEA160 colore viola – travi trasversali impalcato; colore azzurro - montanti travi reticolari

A(cm^2)	Asy(cm^2)	Asz(cm^2)	z(+)(cm)	z(-)(cm)
38.800	24.000	9.120	7.600	7.600
Ixx(cm^4)	Iyy(cm^4)	Izz(cm^4)	y(+)(cm)	y(-)(cm)
8.806	1670.000	616.000	8.000	8.000

HEB160 colore verde - primo montante verticale vicino agli appoggi

A(cm 2)	Asy(cm 2)	Asz(cm 2)	z(+)(cm)	z(-)(cm)
54.300	34.667	12.800	8.000	8.000
Ixx(cm 4)	Iyy(cm 4)	Izz(cm 4)	y(+)(cm)	y(-)(cm)
25.943	2490.000	889.000	8.000	8.000

Tubo 60x60x5 colore verde – controventi di piano

A(cm 2)	Asy(cm 2)	Asz(cm 2)	z(+)(cm)	z(-)(cm)
11.000	6.000	6.000	3.000	3.000
Ixx(cm 4)	Iyy(cm 4)	Izz(cm 4)	y(+)(cm)	y(-)(cm)
83.188	55.917	55.917	3.000	3.000

Pali D=420 colore arancione

A(cm 2)	Asy(cm 2)	Asz(cm 2)	z(+)(cm)	z(-)(cm)
1385.442	1246.898	1246.898	21.000	21.000
Ixx(cm 4)	Iyy(cm 4)	Izz(cm 4)	y(+)(cm)	y(-)(cm)
305490.040	152745.020	152745.020	21.000	21.000

HEB450+piatti sp 12 mm colore verde – corrente superiore

A(cm 2)	Asy(cm 2)	Asz(cm 2)	z(+)(cm)	z(-)(cm)
289.978	190.000	66.360	23.700	23.700
Ixx(cm 4)	Iyy(cm 4)	Izz(cm 4)	y(+)(cm)	y(-)(cm)
1137.319	118316.105	17121.331	15.000	15.000

HEB260 colore arancione - zona appoggi

A(cm 2)	Asy(cm 2)	Asz(cm 2)	z(+)(cm)	z(-)(cm)
118.000	75.833	26.000	13.000	13.000
Ixx(cm 4)	Iyy(cm 4)	Izz(cm 4)	y(+)(cm)	y(-)(cm)
100.979	14920.000	5130.000	13.000	13.000

HEA400 colore marrone – corrente superiore

A(cm 2)	Asy(cm 2)	Asz(cm 2)	z(+)(cm)	z(-)(cm)
159.000	95.000	42.900	19.500	19.500
Ixx(cm 4)	Iyy(cm 4)	Izz(cm 4)	y(+)(cm)	y(-)(cm)
153.640	45070.000	8560.000	15.000	15.000

HEB450 colore grigio scuro - corrente superiore

A(cm 2)	Asy(cm 2)	Asz(cm 2)	z(+)(cm)	z(-)(cm)
218.000	130.000	63.000	22.500	22.500
Ixx(cm 4)	Iyy(cm 4)	Izz(cm 4)	y(+)(cm)	y(-)(cm)
390.302	79890.000	11720.000	15.000	15.000

HEA140 colore blu – diagonali zone appoggi

A(cm 2)	Asy(cm 2)	Asz(cm 2)	z(+)(cm)	z(-)(cm)
31.400	19.833	7.315	6.650	6.650
Ixx(cm 4)	Iyy(cm 4)	Izz(cm 4)	y(+)(cm)	y(-)(cm)
6.422	1030.000	389.000	7.000	7.000

HEA120 colore violetto – diagonali parte centrale

A(cm 2)	Asy(cm 2)	Asz(cm 2)	z(+)(cm)	z(-)(cm)
25.300	16.000	5.700	5.700	5.700
Ixx(cm 4)	Iyy(cm 4)	Izz(cm 4)	y(+)(cm)	y(-)(cm)
4.538	606.000	231.000	6.000	6.000

60x100x4 colore rosso scuro - travi longitudinali impalcato

A(cm 2)	Asy(cm 2)	Asz(cm 2)	z(+)(cm)	z(-)(cm)
12.160	4.800	8.000	5.000	5.000
Ixx(cm 4)	Iyy(cm 4)	Izz(cm 4)	y(+)(cm)	y(-)(cm)
152.113	162.569	72.201	3.000	3.000

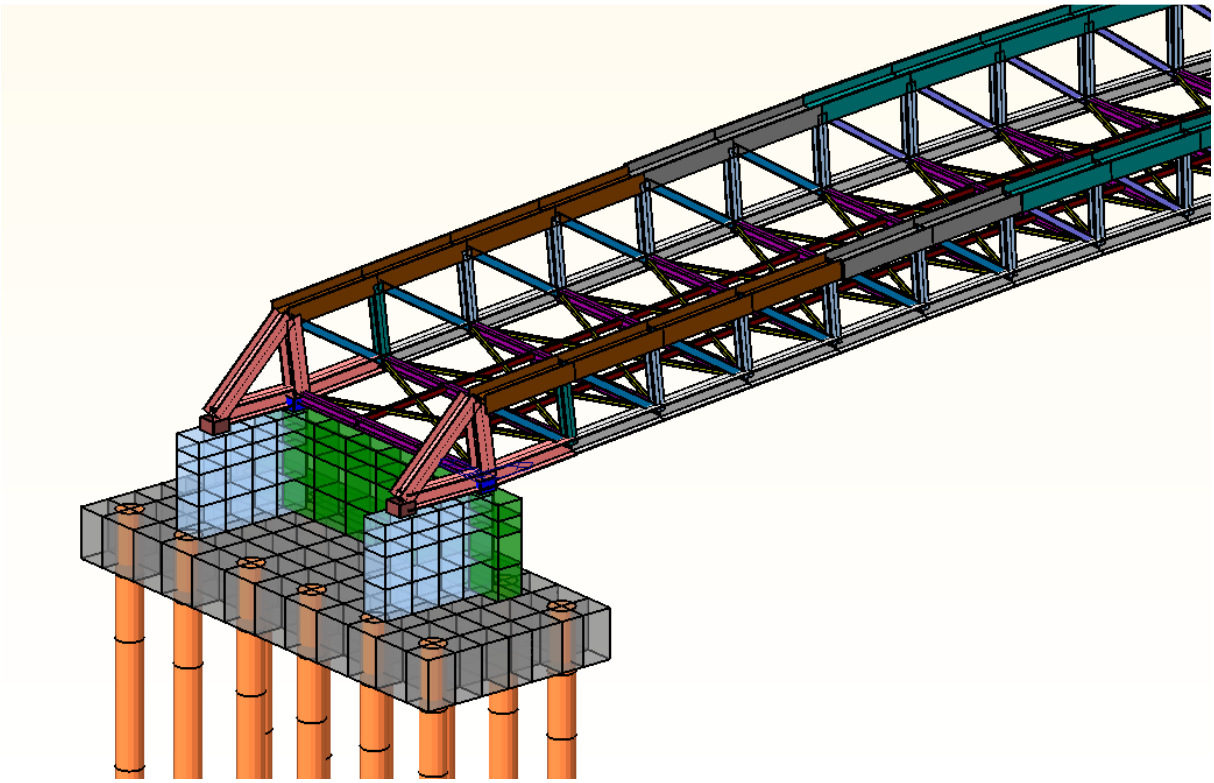


Figura 53 Modello FEM vista prospettica dettaglio

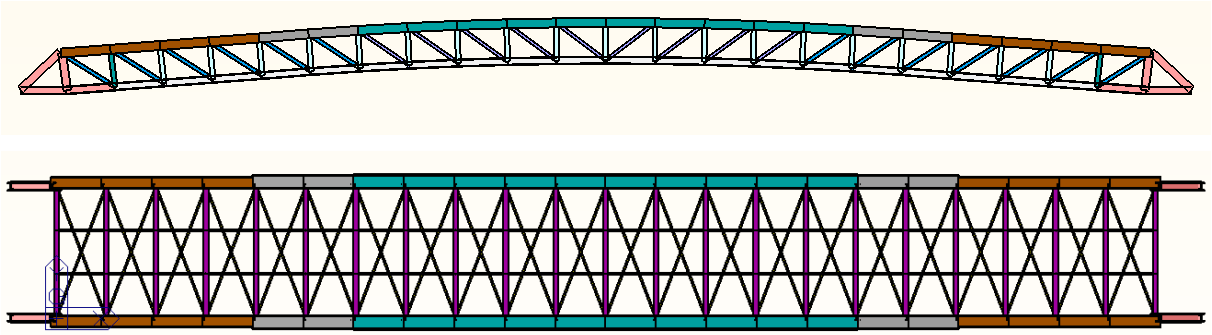


Figura 54 Modello FEM laterale e pianta impalcato

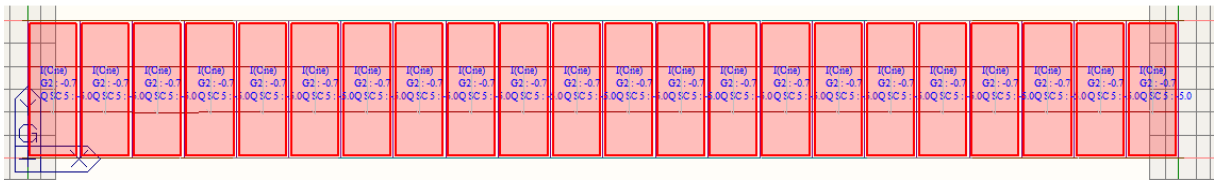


Figura 55 Modello FEM rappresentazione dei carichi sull'impalcato (kN/m²).

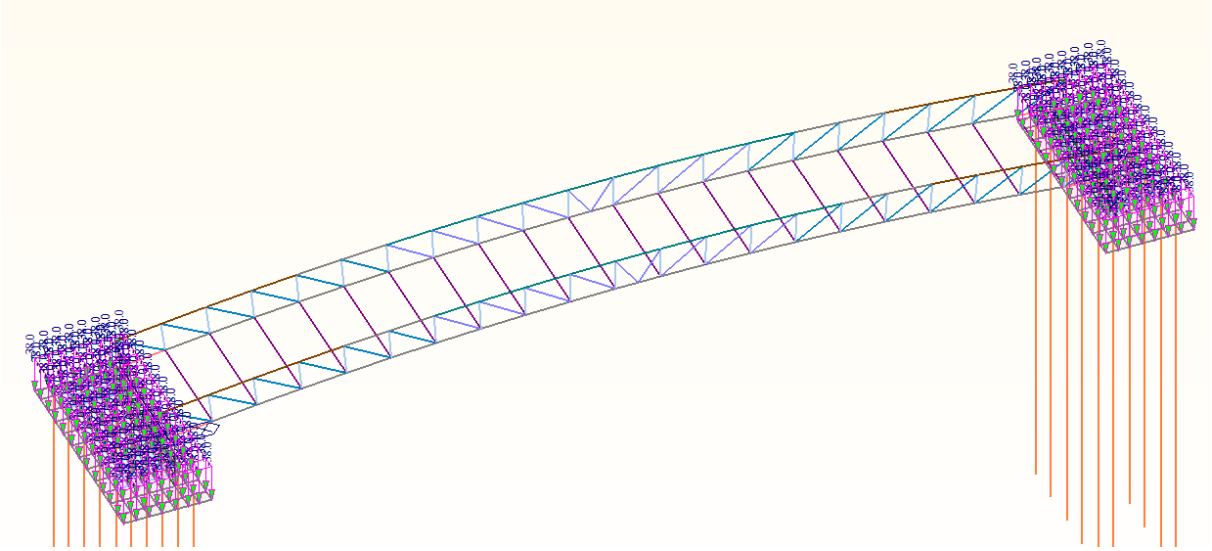


Figura 56 Modello FEM rappresentazione dei carichi permanenti sulle solette e sulle travi di fondazione (kN/m²).

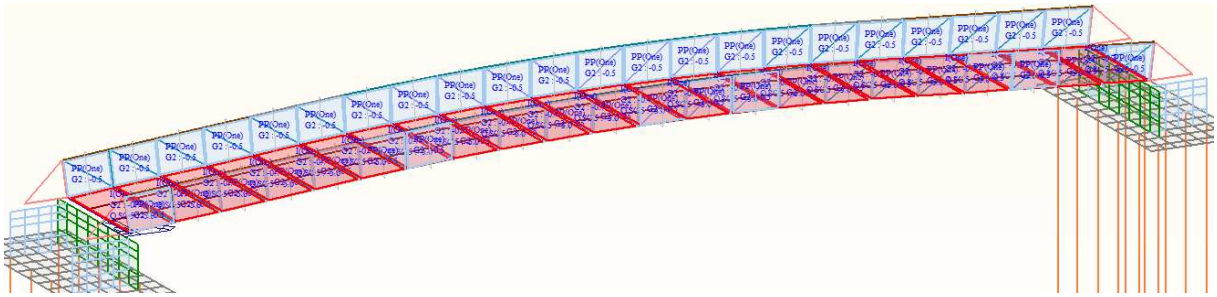


Figura 57 Modello FEM rappresentazione dei carichi del parapetto (kN/m²)

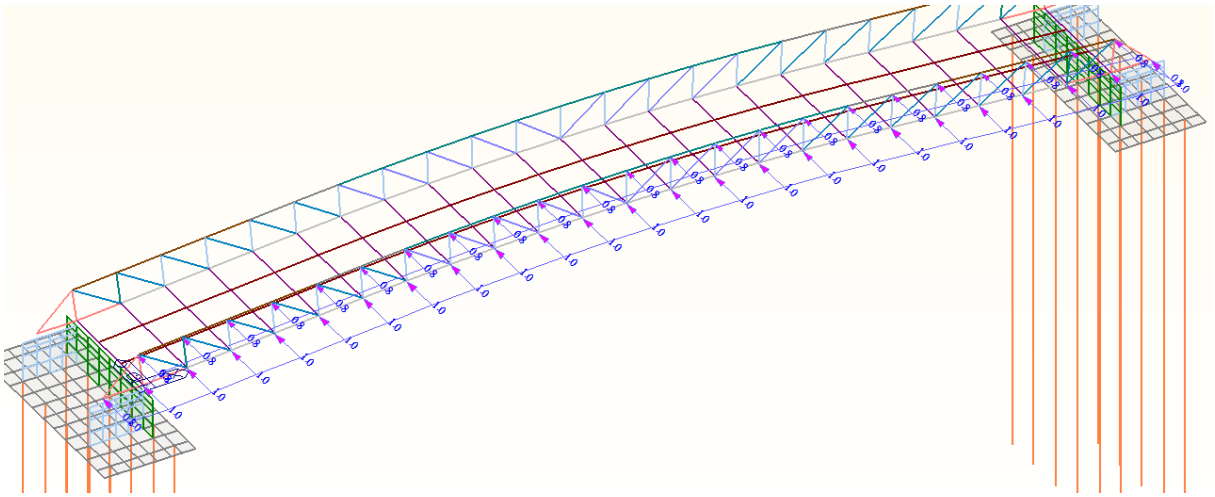


Figura 58 Modello FEM spinta del vento sul parapetto kN/m

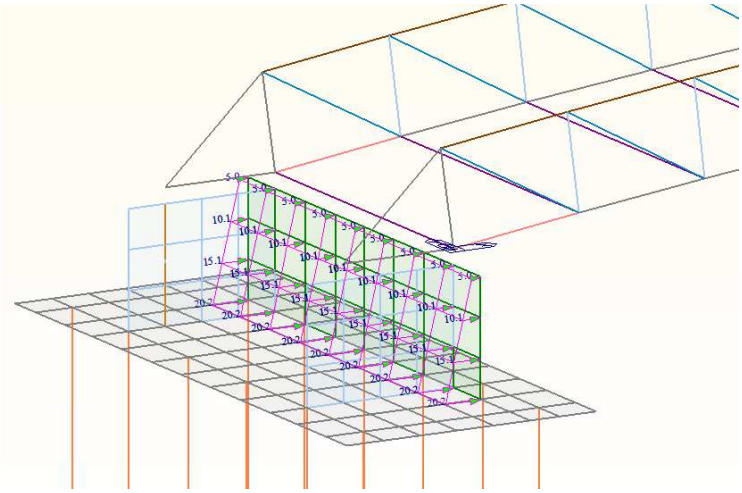


Figura 59 Modello FEM spinta statica del terreno su spalla.

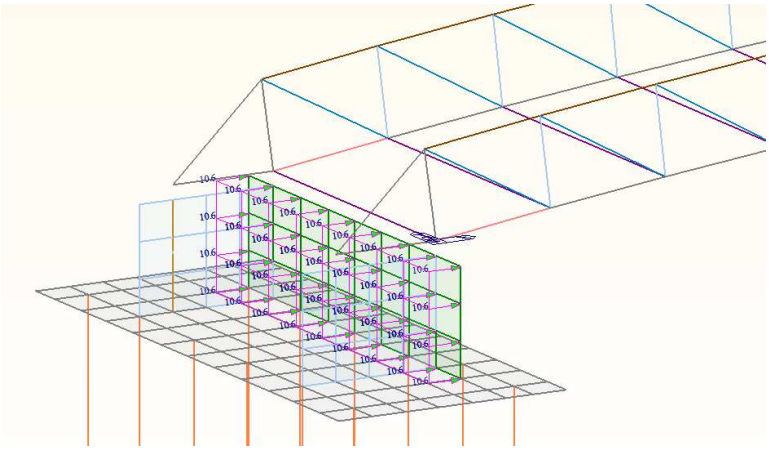


Figura 60 Modello FEM spinta statica dovuta al sovraccarico variabile.

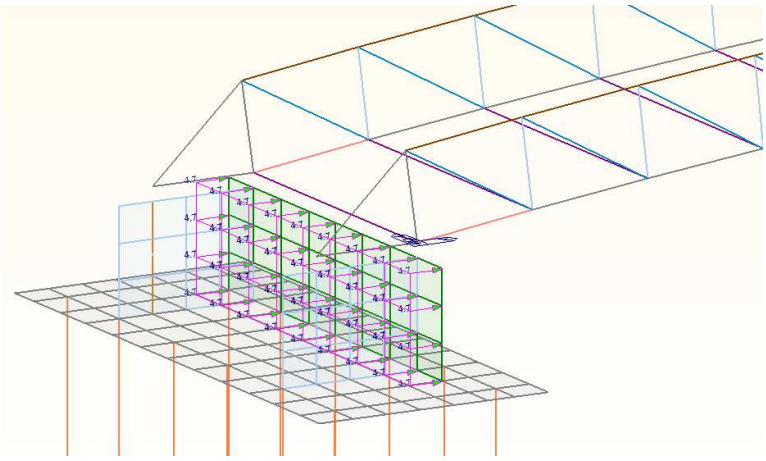


Figura 61 Modello FEM spinta sismica terreno.

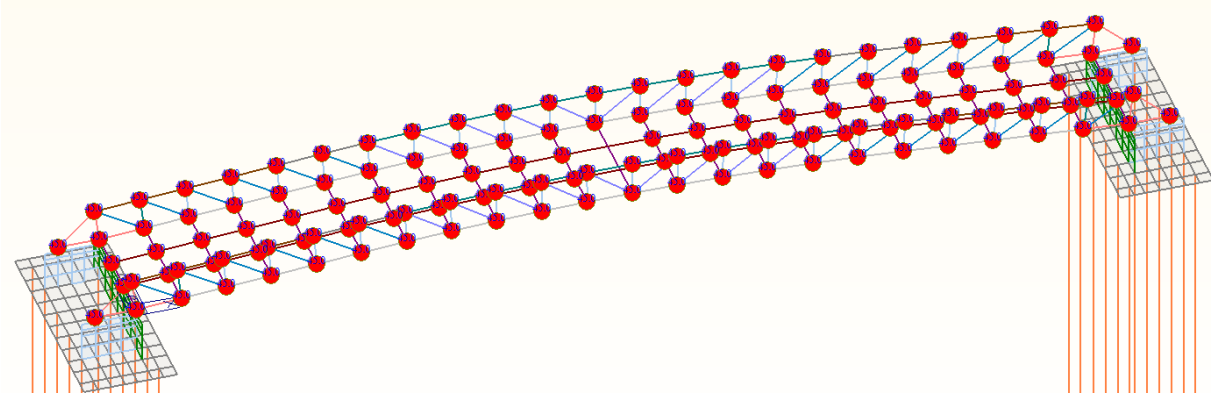


Figura 62 Modello FEM variazione termica Dt +35°C

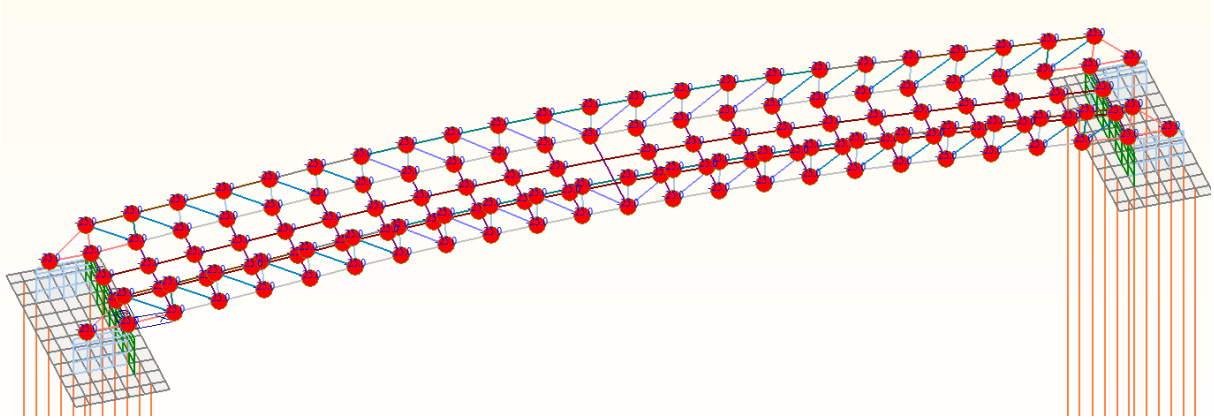


Figura 63 Modello FEM variazione termica Dt -35°C

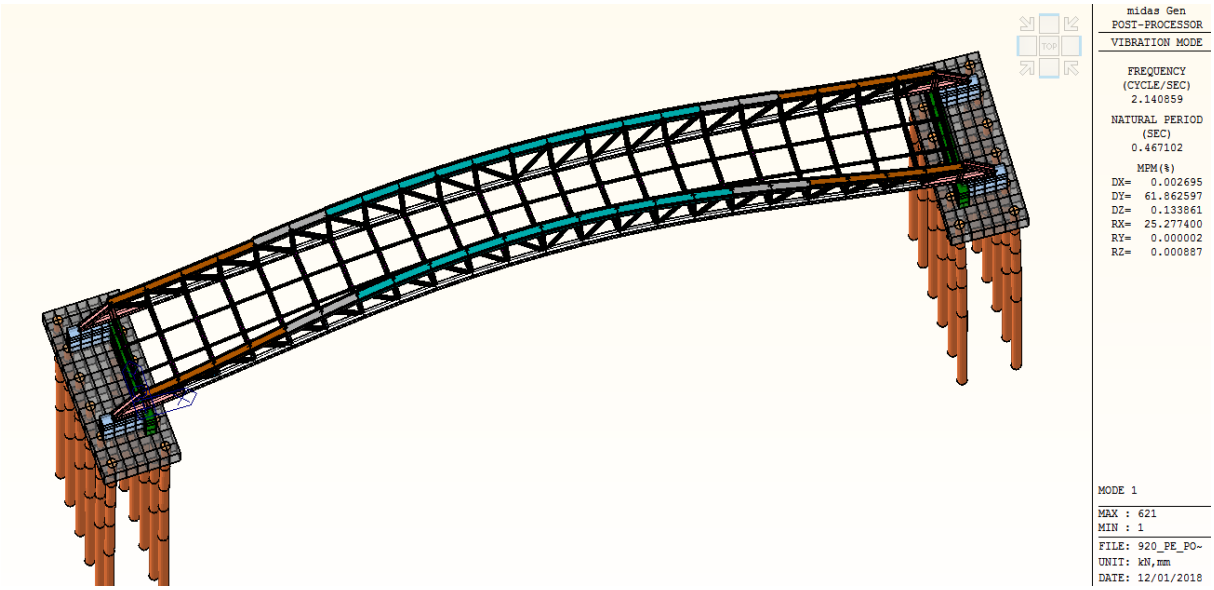
8.2 ANALISI MODALE E CONTROLLO DELLE MASSE

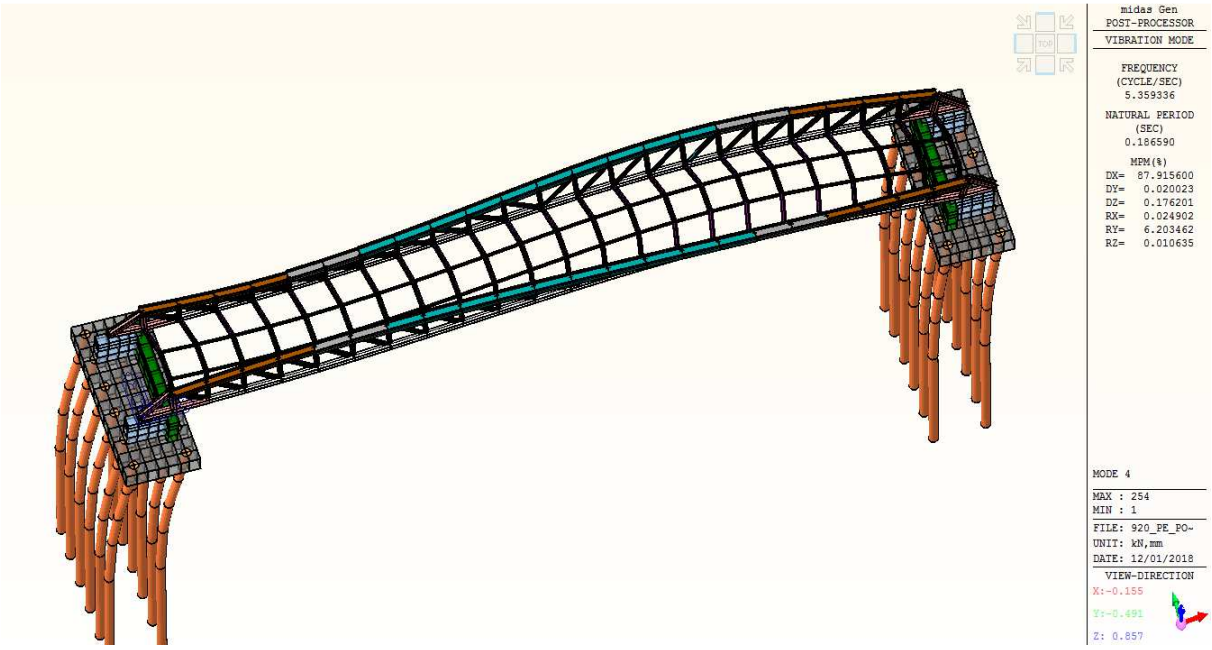
La tabella che segue riporta i periodi di vibrazione e la massa partecipante in percentuale per ciascun modo di vibrare considerato e per ciascuna direzione.

MIDAS/Gen | Result-[Eigenvalue Mode]

Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency				Period		Tolerance					
		(rad/sec)		(cycle/sec)		(sec)							
	1	13.4514		2.1409		0.4671		1.6142e-027					
	2	18.9333		3.0133		0.3319		1.6142e-027					
	3	32.7888		5.2185		0.1916		1.6142e-027					
	4	33.6737		5.3593		0.1866		1.6142e-027					
	5	37.7515		6.0083		0.1664		1.6142e-027					
	6	39.0146		6.2094		0.1610		1.6142e-027					
	7	40.4961		6.4452		0.1552		1.6142e-027					
	8	52.9625		8.4292		0.1186		1.6142e-027					
	9	55.6533		8.8575		0.1129		1.6142e-027					
	10	61.3038		9.7568		0.1025		1.0928e-024					
	11	64.8116		10.3151		0.0969		6.1888e-024					
	12	70.7052		11.2531		0.0889		6.8143e-018					
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.0027	0.0027	61.8626	61.8626	0.1339	0.1339	25.2774	25.2774	0.0000	0.0000	0.0009	0.0009
	2	0.3193	0.3220	0.1558	62.0184	79.2871	79.4209	0.0112	25.2886	0.0005	0.0005	0.0000	0.0009
	3	0.0621	0.3841	28.4316	90.4500	0.0062	79.4271	53.8821	79.1707	0.0030	0.0036	0.0292	0.0301
	4	87.9156	88.2997	0.0200	90.4700	0.1762	79.6033	0.0249	79.1956	6.2035	6.2070	0.0106	0.0408
	5	0.1215	88.4212	0.0046	90.4746	0.0001	79.6034	0.0166	79.2122	0.1839	6.3909	55.5337	55.5745
	6	0.0590	88.4802	0.0360	90.5107	0.8101	80.4134	0.0865	79.2987	0.2473	6.6383	0.0192	55.5936
	7	9.3515	97.8317	0.0004	90.5111	0.0351	80.4485	0.0003	79.2990	27.8625	34.5008	0.1892	55.7828
	8	1.2026	99.0342	0.0000	90.5111	0.0015	80.4500	0.0001	79.2991	26.4436	60.9445	0.4701	56.2529
	9	0.0030	99.0373	0.0000	90.5111	3.3868	83.8367	0.0007	79.2997	0.0002	60.9447	0.0000	56.2529
	10	0.0063	99.0436	0.0082	90.5192	0.0000	83.8368	0.0097	79.3094	0.2640	61.2087	25.8209	82.0738
	11	0.0005	99.0440	5.5757	96.0949	0.0045	83.8412	1.3860	80.6955	0.0004	61.2091	0.0416	82.1154
	12	0.0212	99.0653	0.0000	96.0949	0.0002	83.8415	0.0000	80.6955	6.7043	67.9134	0.0006	82.1160
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
	1	0.0016	0.0016	37.6347	37.6347	0.0814	0.0814	57.1340	57.1340	0.0001	0.0001	0.0560	0.0560
	2	0.1943	0.1959	0.0948	37.7295	48.2350	48.3165	0.0254	57.1594	0.0323	0.0324	0.0022	0.0581
	3	0.0378	0.2337	17.2966	55.0261	0.0037	48.3202	121.7886	178.9480	0.1856	0.2179	1.8427	1.9009
	4	53.4843	53.7179	0.0122	55.0383	0.1072	48.4274	0.0563	179.0043	380.6896	380.9076	0.6711	2.5720
	5	0.0739	53.7919	0.0028	55.0411	0.0000	48.4275	0.0376	179.0418	11.2875	392.1951	3504.569	3507.141
	6	0.0359	53.8278	0.0219	55.0630	0.4928	48.9203	0.1955	179.2374	15.1789	407.3740	1.2103	3508.352
	7	5.6891	59.5168	0.0002	55.0633	0.0213	48.9416	0.0007	179.2381	1709.847	2117.221	11.9378	3520.290
	8	0.7316	60.2484	0.0000	55.0633	0.0009	48.9425	0.0001	179.2382	1622.773	3739.995	29.6660	3549.956
	9	0.0018	60.2503	0.0000	55.0633	2.0604	51.0029	0.0015	179.2397	0.0143	3740.010	0.0000	3549.956
	10	0.0039	60.2541	0.0050	55.0682	0.0000	51.0029	0.0219	179.2616	16.2029	3756.213	1629.480	5179.436
	11	0.0003	60.2544	3.3920	58.4603	0.0027	51.0056	3.1329	182.3945	0.0228	3756.235	2.6280	5182.064
	12	0.0129	60.2673	0.0000	58.4603	0.0001	51.0057	0.0000	182.3945	411.4239	4167.659	0.0383	5182.102

Le figure seguenti riportano le deformate associate ai modi di vibrare n° 1 e 4.


midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE
FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
2.140859
NATURAL PERIOD
(SEC)
0.467102
MPM(%)
DX= 0.002695
DY= 61.862597
DZ= 0.133861
RX= 25.277400
RY= 0.000002
RZ= 0.000887
MODE 1
MAX : 621
MIN : 1
FILE: 920_PE_PO~
UNIT: kN,mm
DATE: 12/01/2018


midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE
FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
5.359336
NATURAL PERIOD
(SEC)
0.186590
MPM(%)
DX= 87.915600
DY= 0.020023
DZ= 0.176201
RX= 0.024902
RY= 6.203462
RZ= 0.010635
MODE 4
MAX : 254
MIN : 1
FILE: 920_PE_PO~
UNIT: kN,mm
DATE: 12/01/2018
VIEW-DIRECTION
X:-0.155
Y:-0.491
Z: 0.857

Le tabelle seguenti riportano la sommatoria dei carichi nelle varie condizioni elementari di carico nelle direzioni x, y e z.

MIDAS/Gen | Load Summary

Load	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
G1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q SC 5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
ST	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SQ	0.000	0.000	0.000	89.124	0.000	89.124
Sw	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-STx	0.000	0.000	0.000	39.648	0.000	39.648
dt +35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt -35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SUMMATION OF TOTAL LOAD PRINTOUT						
	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
	0.000	0.000	0.000	128.772	0.000	128.772

asse x

MIDAS/Gen | Load Summary

Load	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
G1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q SC 5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vy	0.000	71.002	0.000	0.000	0.000	71.002
ST	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SQ	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sw	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-STx	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt +35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt -35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SUMMATION OF TOTAL LOAD PRINTOUT						
	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
	0.000	71.002	0.000	0.000	0.000	71.002

asse y

MIDAS/Gen | Load Summary

Load	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
G1	0.000	0.000	0.000	0.000	-3054.270	-3054.270
G2	0.000	-21.739	-154.985	-2067.200	0.000	-2243.924
Q SC 5	0.000	0.000	-778.987	0.000	0.000	-778.987
Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
ST	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SQ	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sw	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-STx	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt +35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dt -35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SUMMATION OF TOTAL LOAD PRINTOUT						
	Concent (kN)	Beam (kN)	Floor (kN)	Pressure (kN)	Self Weight (kN)	Sum (kN)
	0.000	-21.739	-933.972	-2067.200	-3054.270	-6077.181

asse z

Level (m)	Nodal Mass (kN/g)	Load To Masses (kN/g)	Diaphragm Mass (kN/g)	Structure Mass (kN/g)	Sum (kN/g)
Total	0.0000	32.4753	0.0000	28.3606	60.8359

masse totali kN/g

8.3 DEFORMAZIONI VERTICALI

Nel presente paragrafo vengono trattate le deformazioni verticali.

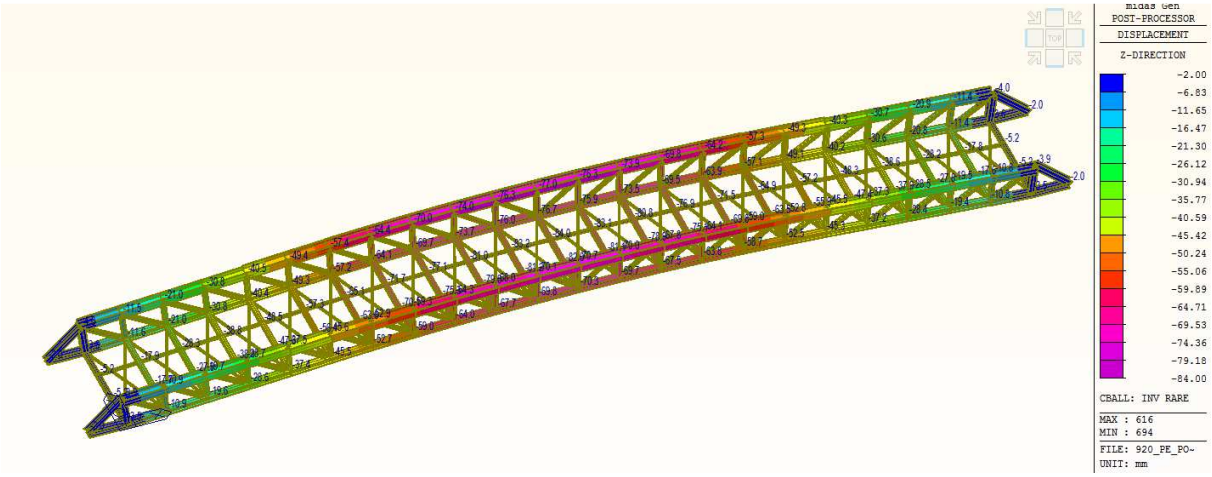


Figura 64 Deformazioni verticali nell'inviluppo delle combinazioni rare.

Il rapporto di inflessione delle travi reticolari bordo ponte riporta:
L/dz = 36200/77= 470 > 400
Il rapporto di inflessione delle travi HEA 160 dell'impalcato riporta:
L/dz = 4300/[84-(77.6+70.3)/2]= 428 > 400

Le travi reticolari principali saranno realizzate in tre conci e sarà applicata la contro monta per limitare le deformazioni in condizioni di esercizio.
In corrispondenza dei giunti di continuità laterali la contromonta prevista vale 10 mm.
In corrispondenza della mezzeria la contromonta prevista vale 18 mm.
Il rapporto di inflessione delle travi reticolari bordo ponte al netto della contromonta riporta:
L/dz = 36200/(77-18)= 613 > 400

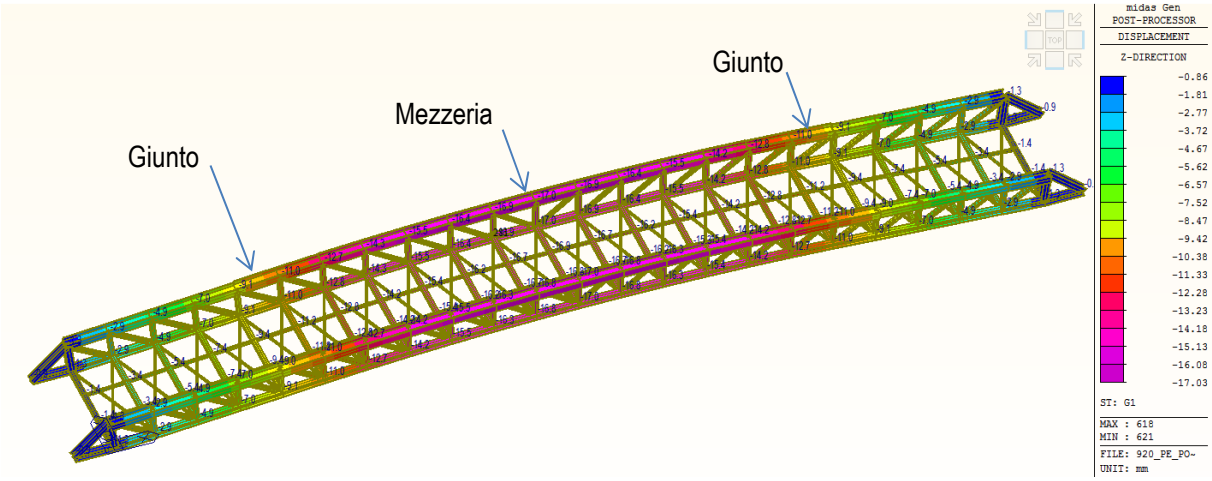


Figura 65 Deformazioni verticali per il peso proprio strutturale (G1)

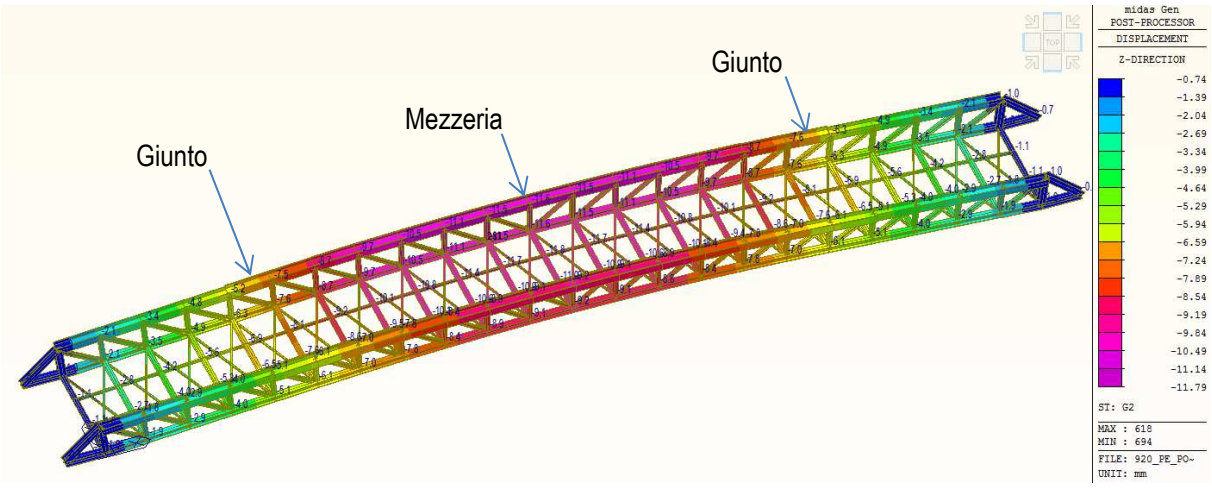


Figura 66 Deformazioni verticali per i pesi propri non strutturali (G2).

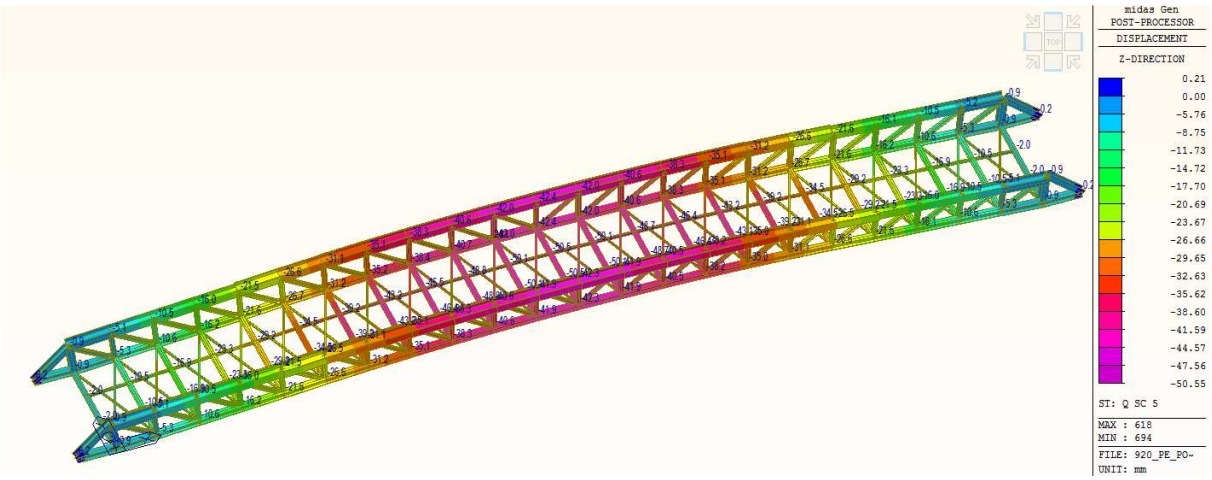


Figura 67 Deformazioni verticali per sovraccarichi variabili (Q sc 5).

8.4 DEFORMAZIONI IN CORRISPONEDENZA DEI GIUNTI

Gli spostamenti in corrispondenza delle spalle del ponte sono determinati nell'inviluppo delle combinazioni di carico statiche SLU e sismiche allo stato limite di salvaguardia della vita SLV. Tali spostamenti sono impiegati per la determinazione del giunto da inserire a livello della pavimentazione. Avendo impiegato il fattore di struttura unitario non è necessario amplificare gli spostamenti.

Le figure seguenti riportano lo spostamento vettorale D_{xy} agli SLU e SLV delle strutture a ridosso dei giunti sismici.

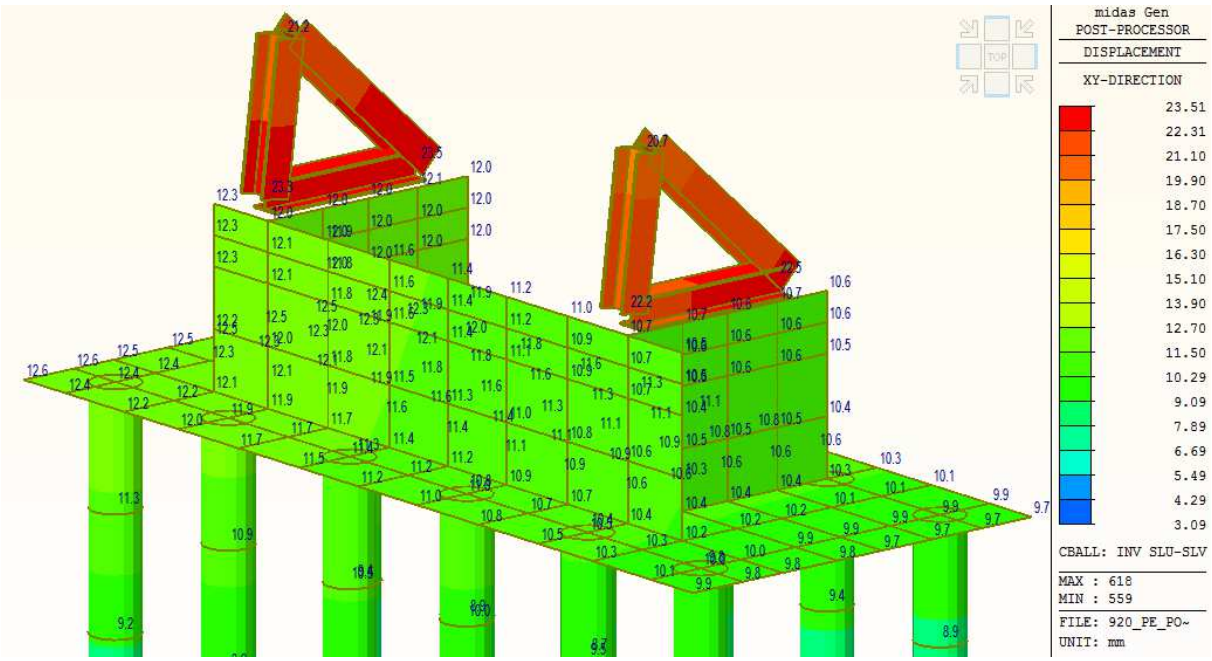


Figura 68 Fondazione sponda sinistra idraulica, spostamenti Dxy inviluppo combinazioni SLU - SLV

Lo spostamento relativo tra fondazione e impalcato in acciaio vale al massimo D_{xy} = 23.5-12.1 = 11.4 mm. Si impiega un giunto tipo Joint FSL 104/900 in grado di garantire un movimento totale di 40 mm, ± 20 mm.

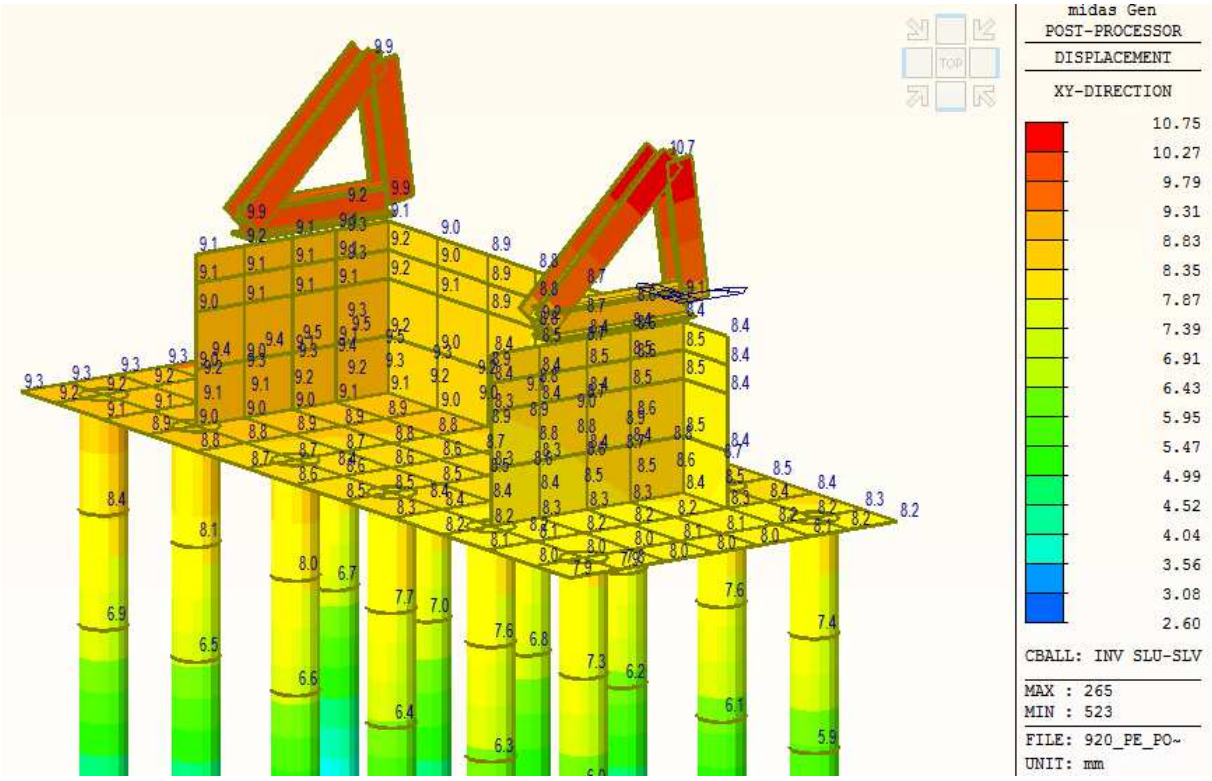


Figura 69 Fondazione sponda destra idraulica, spostamenti Dxy inviluppo combinazioni SLU - SLV

Lo spostamento relativo tra fondazione e impalcato in acciaio vale al massimo D_{xy} = 9.9 – 9.1 = 0.8 mm. Si impiega un giunto tipo Joint EFS 27/55 in grado di garantire un movimento totale di 10 mm, ± 5 mm.

8.5 FONDAZIONI

8.5.1 Calcolo della capacità portante dei pali – carico verticale

I pali sono FDP (full displacements piles) palo gettato in opera senza asportazione di terreno e senza uso di fanghi bentonitici.
Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto mediante le formule statiche valide per pali di medio e grande diametro.
Nelle verifiche dei pali a compressione la resistenza ultima del palo è somma della resistenza di punta e della resistenza per attrito laterale; nelle verifiche dei pali a trazione si considera unicamente l'attrito laterale.

La capacità portante limite vale:

$$Q_{\lim} = Ql + Qp$$

dove:

Ql = resistenza per attrito laterale $Ql = \sum_{i=1}^{n} \alpha_i c_{Ui} + \sum_{i=1}^{n} K_i A_{Li} \sigma'_{vi}\, tg\delta_i$

Qp = resistenza alla punta che vale:

in condizioni drenate, terreni incoerenti $Qp = Ap \cdot (Nq^* \cdot \sigma_v^{'})$

essendo:

Ap	area base del palo;
AL	area laterale nei vari strati del terreno = πDLi
$\sigma_{vi}^{'}$	pressione efficace verticale media nello strato i-esimo.
αCu	resistenza di attrito negli strati coesivi, con α fattore di adesione palo-terreno funzione di Cu e del tipo di palo;
δ	angolo di attrito palo/terreno: δ=φ
K	coefficiente di spinta orizzontale = 1.10-1.20;
Nq*	indica il fattore di capacità portante alla punta. Per i pali FDP si interpola nel seguente modo: $Nq_{palo\ FDP} = Nq_{palo\ trivellato} + 0.5(Nq_{palo\ battuto} - Nq_{palo\ trivellato})$

I valori attribuiti a K e al fattore di capacità portante alla punta sono determinati sulla base di prove di carico condotte in cantieri limitrofi a quello oggetto di verifica su pali di analoga tipologia.
Per il calcolo delle tensioni efficaci è stato considerato un peso di volume del terreno medio pari a 18.5 kN/m^3.
I valori del coefficiente di adesione α sono stati determinati dalle tabelle proposte dall'AGI.
Utilizzando l'approccio 2 previsto dal par. 6.4.3.1 del DM 17.01.2018 (A1+M1+R3), ovvero applicando ai parametri geotecnici del terreno un coefficiente parziale pari a 1.0 si calcolano le resistenze caratteristiche a compressione e a trazione per le verticali di cui si hanno a disposizione i parametri geotecnici.

Il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è calcolato rispettivamente come:

$$R_{c,k} = \mathrm{Min}\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3};\frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

$$R_{t,k} = \mathrm{Min}\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3};\frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

Dove ξ_3 e ξ_4 sono fattori di correzione della resistenza di calcolo in funzione del numero di verticali indagate e sono riportati nella tabella 6.4.IV del DM 17.01.2018 (sotto riportata), nel caso in esame valgono rispettivamente 1.7 e 1.7 in quanto si fa affidamento ad una singola prova per ciascuna sponda.

Numero di verticali indagate								
	Valore	1	2	3	4	5	7	10
ζ_3	**1.7**	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
ζ_4	**1.7**	1.7	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

La resistenza di progetto R_d si ottiene a partire dalle resistenze caratteristiche dividendo per i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 6.4.II nella colonna R_3 relativa ai pali ad elica continua che valgono:

Coefficiente parziale laterale γ_s	1.15
Coefficiente parziale punta γ_b	1.3
Coefficiente totale combinato γ_t	1.25
Coefficiente parziale laterale a trazione γ_{sl}	1.25

Le resistenze limite risultano:

TIPO DI VERIFICA			A1+M1+R3						
TIPOLOGIA PALI			PALI FDP D=510 mm						
Peso di volume		(kN/m³)	18.5				$L_{palo\ netta}$ (m)		16.00
Profondità falda		(m)	2.00				$L_{tratto\ fuori\ falda}$ (m)		1.00
Profondità punta palo		(m)	17				$L_{tratto\ sotto\ falda}$ (m)		15.00
Tensione eff. alla punta		(kPa)	165						
Nq		(-)	42	9					
Peso palo		(kN)	35						
Sovraccarico alla testa pali		(kN/m²)	12						
							uso delta = fi		
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	α	p'	ϕ	k	tan(δ)	Q
(m)	(m)	(m)	(kPa)	(-)	(kPa)	(°)	(-)	(-)	(kN)
0.00	0.70	0.42			18.48	29.0	1.10	0.554	10.4
0.70	3.00	0.42	34.5	0.82	46.23			0.000	85.8
3.00	3.90	0.42	17.2	0.95	61.33			0.000	19.4
3.90	4.70	0.42			68.55	24.3	1.10	0.452	35.9
4.70	7.40	0.42			83.43	32.5	1.20	0.637	227.1
7.40	7.70	0.42	51.5	0.60	96.18			0.000	12.2
7.70	8.70	0.42			101.70	32.8	1.20	0.644	103.7
8.70	11.20	0.42	23.2	0.90	116.58			0.000	68.8
11.20	11.50	0.42			128.48	27.6	1.15	0.523	30.6
11.50	11.90	0.42	43.7	0.80	131.45			0.000	18.4
11.90	12.70	0.42			136.55	28.2	1.15	0.536	88.8
12.70	15.20	0.42	55.0	0.60	150.58			0.000	108.8
15.20	16.00	0.42			164.60	27.7	1.15	0.525	104.8
					Resitenza laterale limite			(kN)	914.9
		BATTUTO	TRIVELLATO		Resistenza di punta limite			(kN)	580.86
		956.7	205.0						

CPT 1

LAVORO			Fondazioni PONTE CANAL SALSO						
TIPO DI VERIFICA			A1+M1+R3						
TIPOLOGIA PALI			PALI FDP D=510 mm						
Peso di volume		(kN/m^3)	18.5				$L_{palo\ netta}$ (m)		15.00
Profondità falda		(m)	2.00				$L_{tratto\ fuori\ falda}$ (m)		1.00
Profondità punta palo		(m)	16				$L_{tratto\ sotto\ falda}$ (m)		14.00
Tensione eff. alla punta		(kPa)	156						
Nq		(-)	48	9					
Peso palo		(kN)	33						
Sovraccarico alla testa pali		(kN/m^2)	12						
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	α	p'	ϕ	k	tan(δ)	Q
(m)	(m)	(m)	(kPa)	(-)	(kPa)	(°)	(-)	(-)	(kN)
0.00	1.30	0.42			24.03	33.0	1.20	0.649	32.1
1.30	1.80	0.42	27.8	0.82	40.68			0.000	15.0
1.80	6.40	0.42			66.85	29.7	1.10	0.570	254.5
6.40	8.80	0.42			96.60	33.0	1.20	0.649	238.3
8.80	11.00	0.42	18.8	0.95	116.15			0.000	51.8
11.00	13.20	0.42			134.85	29.5	1.15	0.566	254.6
13.20	14.50	0.42	96.2	0.50	149.73			0.000	82.5
14.50	15.00	0.42			157.38	29.4	1.15	0.563	67.2
							Resitenza laterale limite	(kN)	995.9
		BATTUTO	TRIVELLATO				Resistenza di punta limite	(kN)	615.66
		1036.9	194.4						

CPT 2

La tabella seguente riporta i dati riassuntivi delle resistenze di calcolo determinate elaborando i dati della singola prova, i valori medi delle resistenze ed i valori minimi.

		CPT2	CPT 1	media	minima
Resistenza di calcolo compressione	(kN)	1611.6	1495.8	1553.7	1495.8
Resistenza di calcolo trazione	(kN)	995.9	914.9	955.4	914.9
Resitenza laterale caratteristica	(kN)	995.9	914.9		
Resistenza di punta caratteristica	(kN)	615.7	580.9		
peso del palo	(kN)	32.5	34.6		

Il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è calcolato rispettivamente come:

$$R_{c,k} = \mathrm{Min}\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3};\frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

$$R_{t,k} = \mathrm{Min}\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3};\frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

Dove ξ_3 e ξ_4 valgono rispettivamente 1.7. Le resistenze caratteristiche risultano:

Resistenza caratteristica Rc,k compressione	941.6	(kN)
Resistenza caratteristica Rt,k trazione	579.0	(kN)

La resistenza di progetto R_d si ottiene a partire dalle resistenze caratteristiche e dividendo per i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 6.4.II nella colonna R_3 dei pali a elica continua (a favore di sicurezza).

coeff totali	Resistenza di progetto Rd compressione	**718.7**	(kN)
	Resistenza di progetto Rd trazione	**463.2**	(kN)
coeff divisi punta e laterale	Resistenza di progetto Rd compressione	**696.2**	(kN)
		755.5	(kN)

La resistenza con i coefficienti divisi per resistenza di punta e laterale è calcolata a partire dalla resistenza limite più bassa relativa alla prova CPT 1.

8.5.2 Calcolo della capacità portante dei pali – carico orizzontale

Il calcolo della resistenza del palo sottoposto ad una forza orizzontale è condotto mediante la teoria di Broms.
Broms assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento δ e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso. Assume inoltre che la forma della sezione trasversale del palo sia ininfluente, e che il valore delle risultanti delle forze di spinta passiva sia determinato solo dal diametro del palo.
Broms caratterizza anche il comportamento flessionale del palo con un comportamento di tipo rigido-perfettamente plastico, e cioè assume che le rotazioni elastiche del palo siano trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore My, (momento di plasticizzazione). A questo punto si forma nella sezione una cerniera plastica e la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.
Mediante la teoria di Matlock e Reese si determina inoltre, in funzione del rapporto L/λ , se il palo di fondazione può essere definito palo "Lungo" o palo "Corto".

$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_p J}{n_h}}$ lunghezza caratteristica del palo per terreni in cui il modulo di reazione orizzontale varia con la profondità;

dove:

E_p = 30000 MPa

$J_p = \frac{\pi \cdot D^4}{64}$ momento d'inerzia del palo

D = diametro del palo

n_h = costante di reazione assunta pari a 0.06 kg/cm^3 corrispondente ad un terreno argilloso normalmente consolidato.

Nel caso di palo incastrato in sommità si può considerare lungo se L>4 λ. I pali oggetto di verifica sono tutti pali lunghi:

Palo D=42 L=16.0 m λ = 2.37m L/λ = 7.27 ➔ palo lungo

Dalla risoluzione di equazioni che impongono l'equilibrio delle forze e dei momenti agenti sul palo si determina la forza massima orizzontale che il palo può sopportare senza che si verifichi la condizione di rottura del terreno o del palo stesso.
Il carico limite orizzontale per pali lunghi impediti di ruotare in testa in terreni incoerenti vale:

$$\frac{H}{C_u d^2} = -13.5 + \sqrt{182.5 + 36\frac{M_y}{C_u d^3}}$$

Dove:

c_u =30 kPa	coesione non drenata
d	diametro del palo
M_y	momento di plasticizzazione (in assenza di sforzo normale)

La formula precedente determina il valore della resistenza laterale limite, a tale valore si applica il coefficiente parziale ξ_3= 1.7 che tiene in considerazione il numero di verticali indagate ed il coefficiente parziale R_3 = 1. 3.

Inoltre si assume nel calcolo un coefficiente riduttivo della capacità portante pari a 0.75 per considerare la riduzione della capacità portante orizzontale dovuta all'effetto gruppo dei pali.

La tabella che segue riassume per le tre configurazioni di pali (lunghezza/armatura) in progetto i carchi orizzontali limite ed ammissibili. Il momento di plasticizzazione della sezione dei pali è condotto considerando il quantitativo reale di armatura presente nella zona di testa del palo.

Palo	Armatura	M_y	H_{lim}	$H_{amm\ SLU}$
D=42 L=12.3 m	8Φ18	127 kNm	179 kN	60.7 kN

8.5.3 Verifiche di capacità portante dei pali e verifiche strutturali dei pali

Le reazioni verticali ed orizzontali massime nei pali sono determinate direttamente dal modello di calcolo e tengono già in considerazione di tutti i carichi verticali e della ripartizione delle sollecitazioni flessionali in funzione della rigidezza della fondazione.
L'analisi sismica è stata condotta con fattore di struttura unitario e non risulta quindi necessario applicare fattore di sovra resistenza.

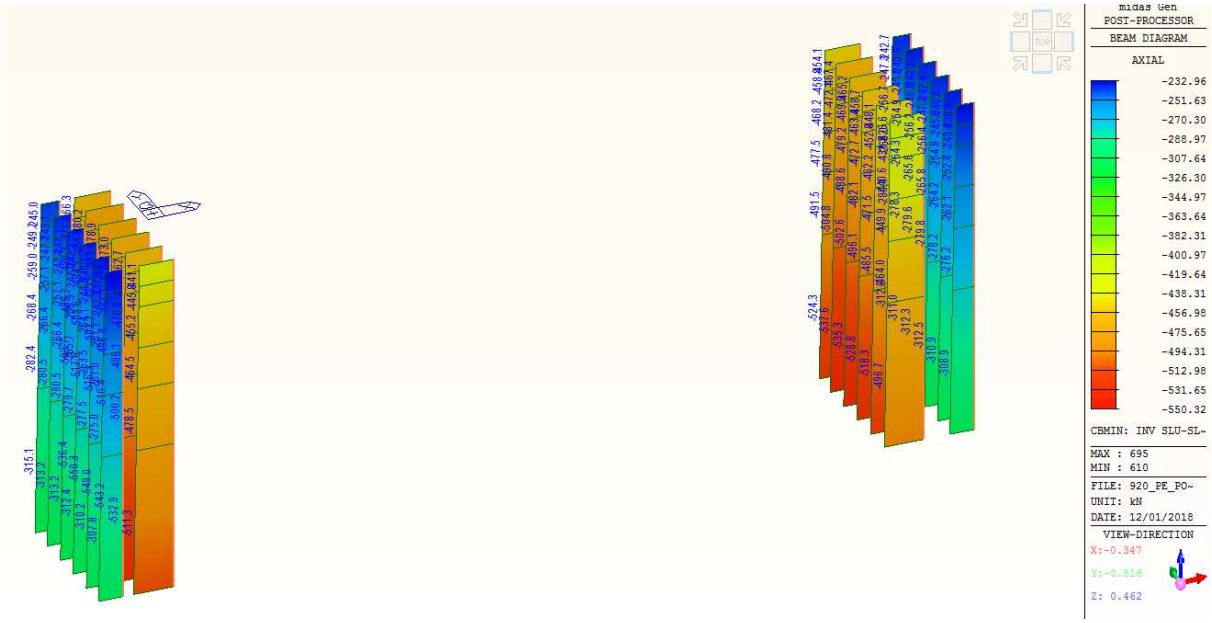


Figura 70 Sforzo assiale massimo nei pali determinato nell'inviluppo delle combinazioni agli stati limite ultimi e di salvaguardia della vita.

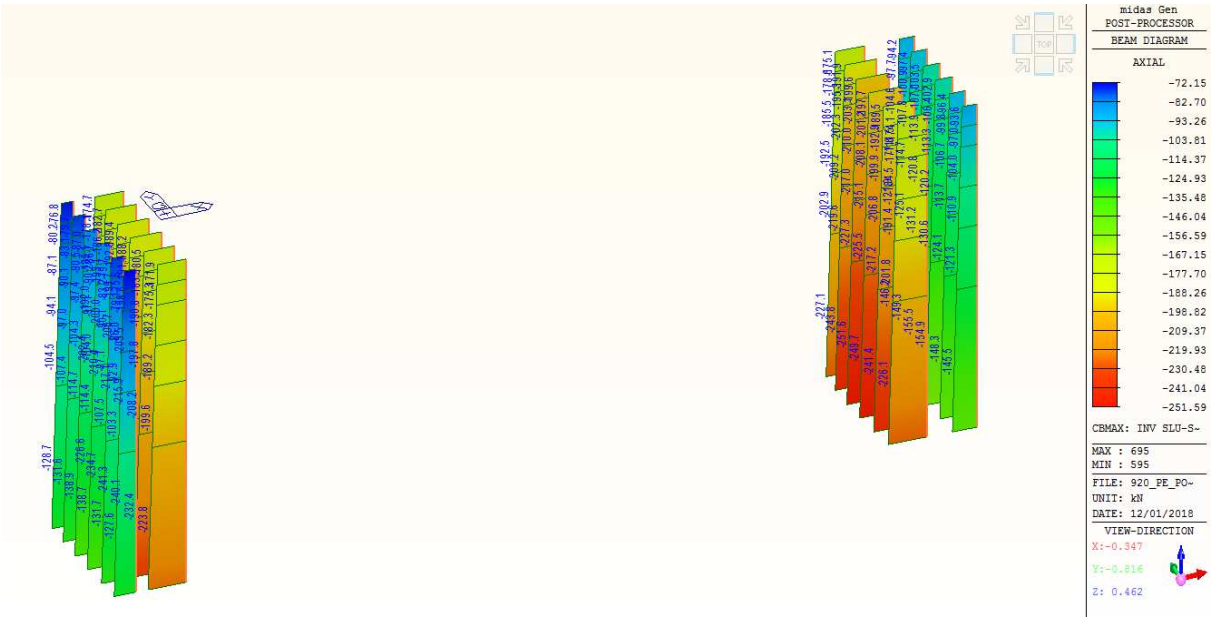


Figura 71 Sforzo assiale minimo nei pali determinato nell'inviluppo delle combinazioni agli stati limite ultimi e di salvaguardia della vita.

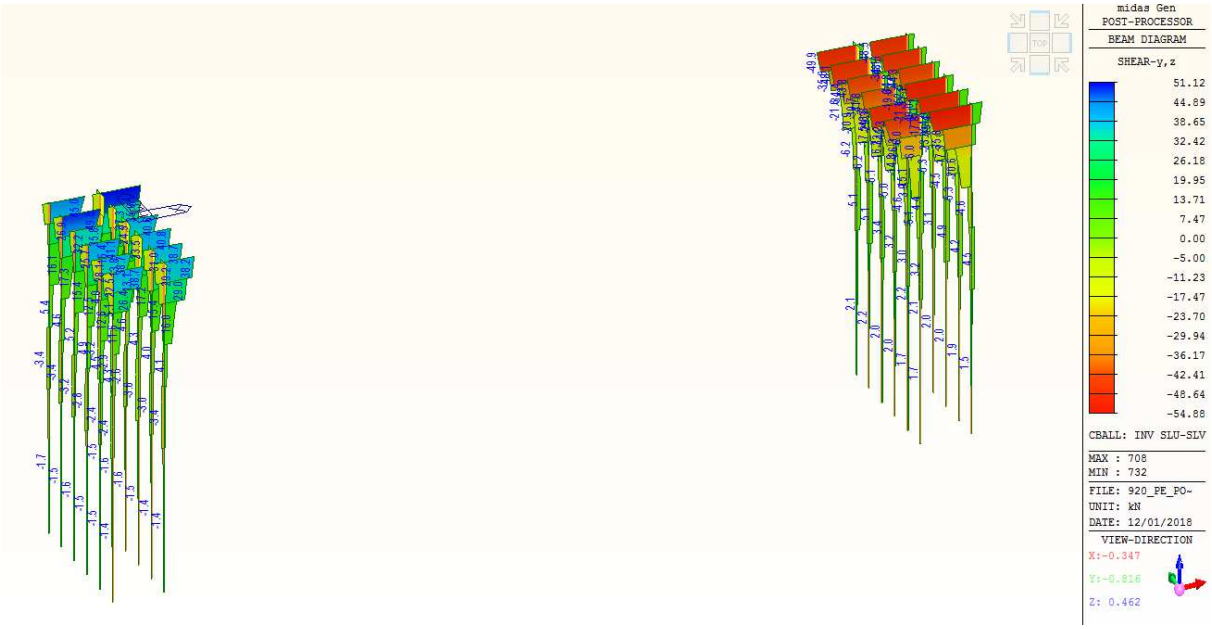


Figura 72 Sforzi di taglio Vy e Vz determinati nell'inviluppo delle combinazioni agli stati limite ultimi e di salvaguardia della vita.

Le verifiche di capacità portante sono soddisfatte e riportano:

R_{max} = 550.3 kN < $R_{c,d}$ = 718 kN

R_{min} = 72.15 kN < $R_{c,d}$ = 718 kN (I pali risultano sempre compressi)

T = 54.88 < 60.7 kN

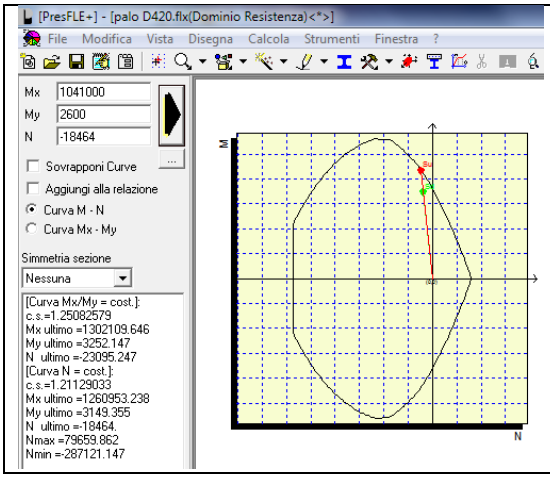
Pali D=42 cm L=16 m

Armatura longitudinale ➔ 8Φ18
Armatura orizzontale ➔ spirale Φ8/20.
Armatura orizzontale ➔ anelli di irrigidimento Φ16/200.

La tabella seguente riporta le massime sollecitazioni determinate in corrispondenza dell'attacco testa palo – fondazione.

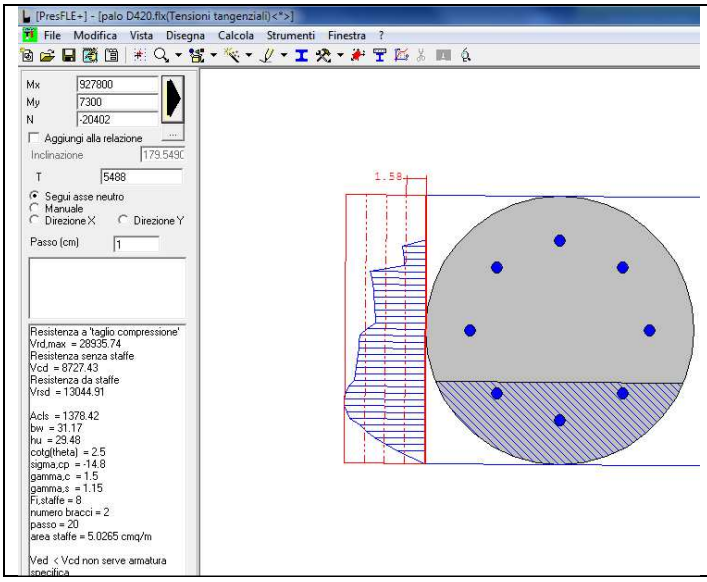
Sollecitazioni pali ponte Canal Salso								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
610	GR4 SLU 2	J[14]	**-550.32**	0.08	-0.45	0.50	0.30	-0.08
695	SLV 1	I[330]	**-72.15**	-0.68	-6.83	0.55	-5.14	-1.22
10	SLV 7	I[92]	-227.23	**-11.77**	15.00	1.62	30.79	-18.38
10	SLV 23	I[92]	-228.90	**11.23**	3.89	-1.44	12.33	17.56
732	GR4 SLU 5	I[344]	-204.02	-0.31	**-54.88**	-0.90	-92.78	-0.73
708	GR4 SLU 5	I[341]	-348.23	-3.90	**51.12**	0.44	88.66	-7.19
1	SLV 21	I[32]	-135.14	4.16	19.37	**-1.47**	38.76	7.35
13	SLV 5	I[116]	-110.55	-4.68	14.74	**1.64**	32.36	-8.53
8	GR4 SLU 1	I[71]	-184.64	-0.27	-51.24	-0.85	**-104.10**	-0.26
708	GR4 SLU 1	I[341]	-401.79	-4.28	46.89	0.45	**89.30**	-8.44
708	SLV 5	I[341]	-269.01	-11.07	19.54	1.62	40.61	**-20.37**
6	SLV 23	I[64]	-245.66	11.12	8.58	-1.45	22.09	**18.64**

Le verifiche a presso flessione e a taglio riportano:



Palo D=42 cm L=16 m
Combinazione gr4 slu 1

c.s. =1.21>1



Palo D=42 cm L=16 m
Combinazione gr4 slu 5

c.s. =1.59 >1

si fa presente che non è stata considerata l'armatura aggiuntiva in sommità.

Si riportano di seguito anche le deformazioni orizzontali in sommità dei pali determinate agli stati limite ultimi ed il confronto con lo spostamento valutato con le formule di Matlock e Reese per indicare la correttezza delle molle orizzontali applicate lungo il fusto dei pali.

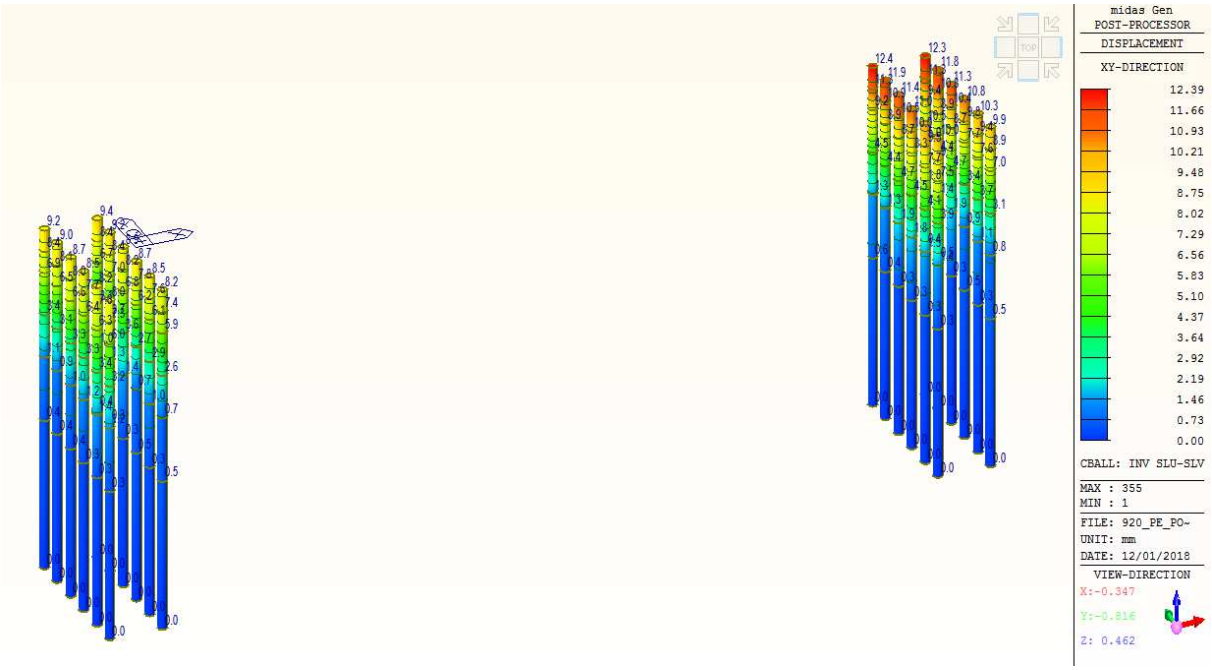
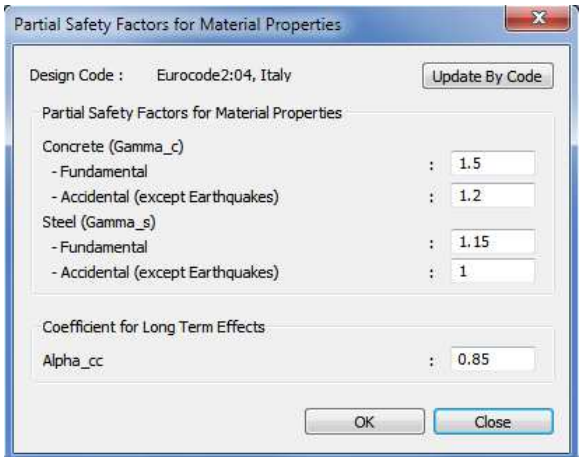


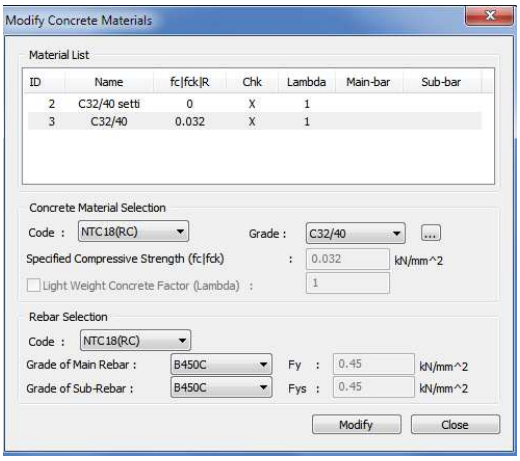
Figura 73 Deformazioni orizzontali nell'inviluppo delle combinazioni agli SLU e SLV.

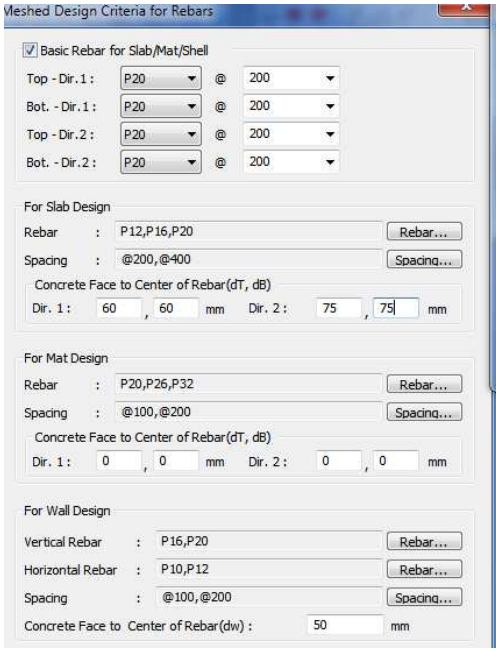
Lo spostamento in sommità con le formule sopra citate vale:
$y_0 = 0.93*5488/[0.10^{3/5}*(300000*15266)^{2/5}] = 1.11$ cm ≈ 12.39 mm del modello.

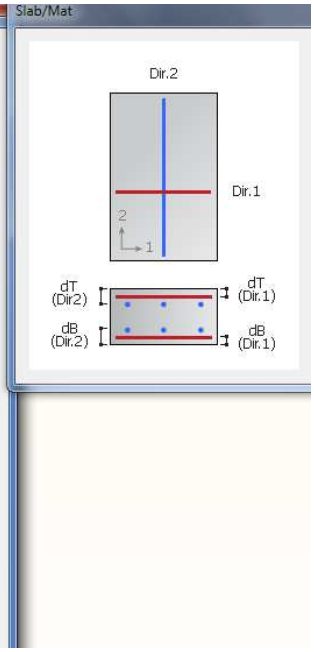
8.5.4 Verifiche strutturali delle fondazioni delle spalle

Le verifiche strutturali delle fondazioni sono condotte con il codice di calcolo Midas. Per le verifiche viene definito un dominio al quale si associano gli elementi delle travi di fondazione con le caratteristiche del calcestruzzo e delle barre di armatura e le due direzioni principali dell'armatura. Per le verifiche tensionali agli stati limite di esercizio si definiscono la classe di esposizione, i limiti tensionali, la massima apertura delle fessure.
Le verifiche di resistenza vengono condotte con il metodo Wood-Armer la cui formulazione prevede l'assegnazione di una quota parte del momento torcente M_{xy} nelle due direzioni x e y.
Per semplificare la visualizzazione dei risultati si riportano solo le mappe cromatiche più significative e non le tabelle con i parametri di sollecitazione e dei momenti resistenti o delle tensioni.
Si rimanda agli elaborati grafici esecutivi per lo sviluppo di tutte le armature che risultano sempre superiori ai quantitativi minimi necessari per soddisfare le verifiche strutturali.
Il codice di calcolo determina un quantitativo minimo di armatura necessario per il soddisfacimento delle verifiche in ogni sezione della platea e definisce poi delle armature in funzione dei passi minimo e massimo e dei diametri scelti dall'utente. Nel caso in esame sono scelte barre Φ 12 e 16, passi 100 e 200 mm e copri ferro 60 e 75 mm per le due direzioni principali.









Nelle immagini che seguono la direzione 1 coincide con l'asse x parallelo al lato lungo del ponte e la direzione 2 coincide con l'asse y parallelo al lato corto.

8.5.4.1 Verifiche di resistenza agli SLU e SLV

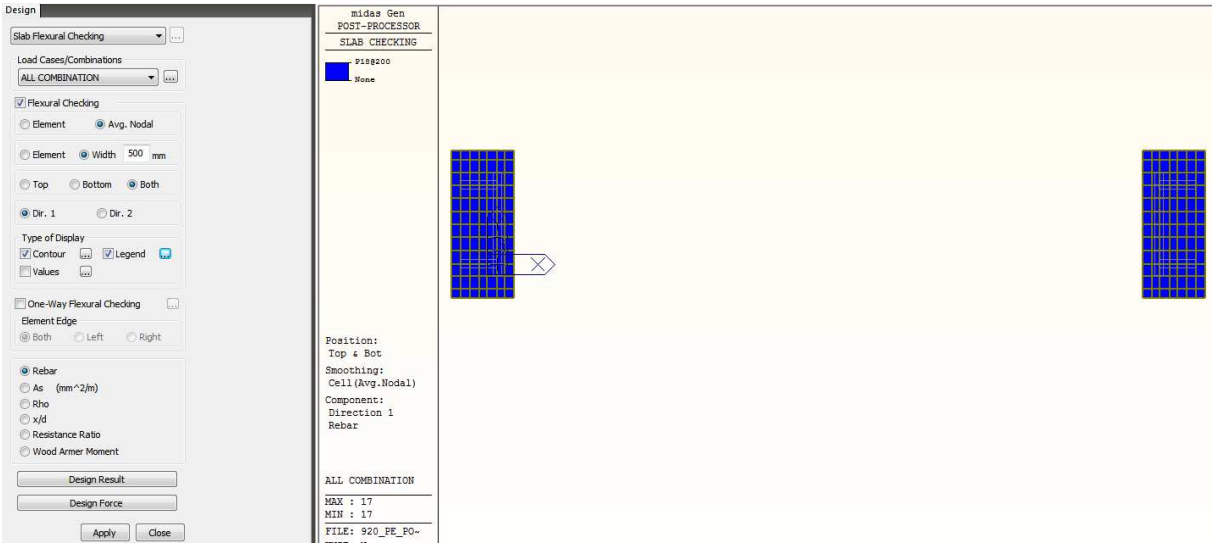


Figura 74 Fondazioni. Armature superiori e inferiori direzione 1

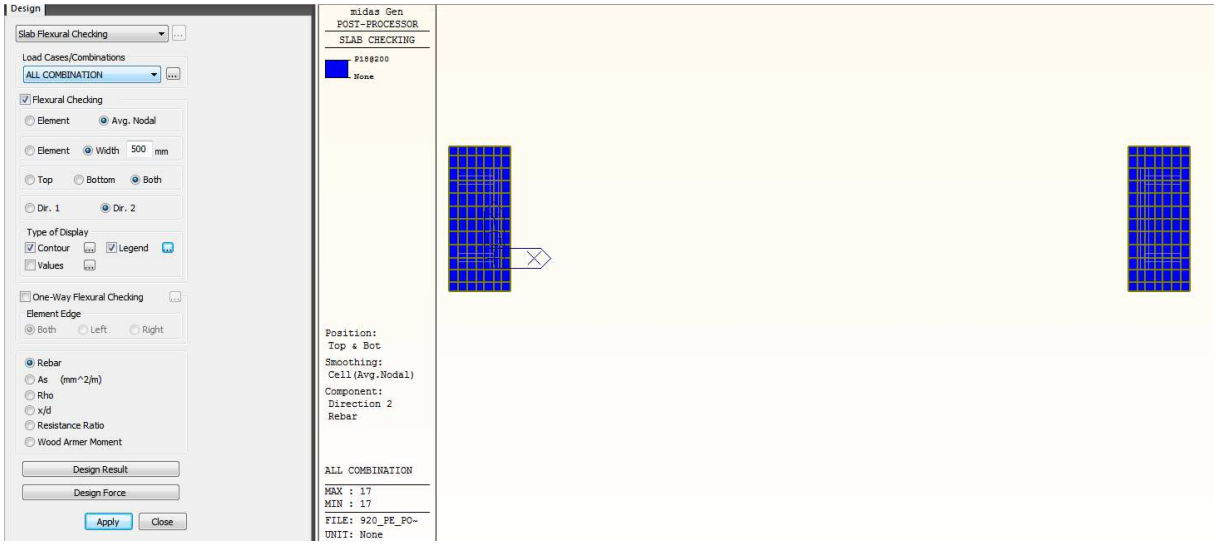


Figura 75 Fondazioni. Armature superiori e inferiori direzione 2

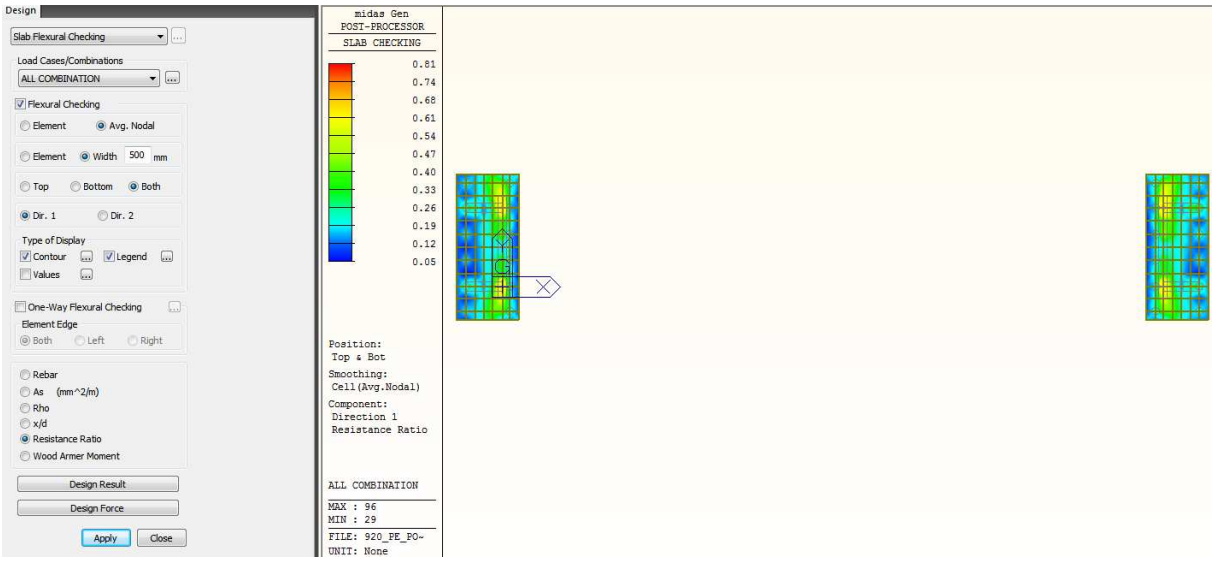


Figura 76 Fondazioni. Rapporti di resistenza superiori e inferiori direzione 1

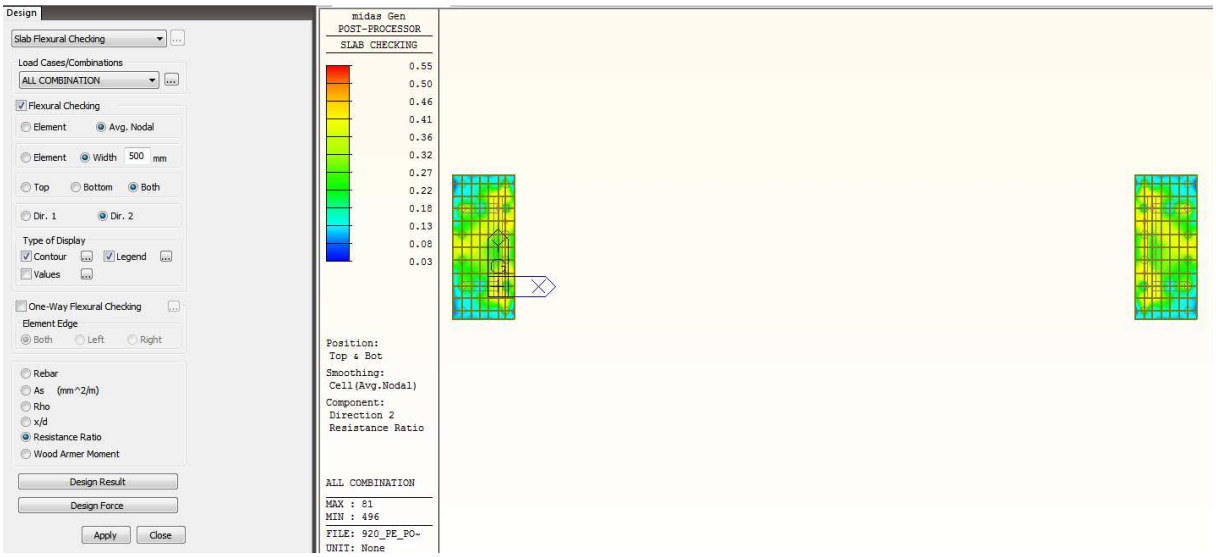


Figura 77 Fondazioni. Rapporti di resistenza superiori e inferiori direzione 2

8.5.4.2 Verifica a punzonamento travi di fondazione

Le verifiche sono condotte, secondo quanto previsto dall'EC2 del 2005, con codici di calcolo realizzati su fogli di lavoro excel dove vengono inserite e visualizzate:

- *caratteristiche geometriche e di resistenza degli elementi strutturali interessati dalle verifiche;*
- *sollecitazioni;*
- *esito verifiche.*

Le verifiche da soddisfare sono le seguenti:

1 Verifica adiacente al pilastro $v_{Rd,max} > v_{Ed}$
2 Verifica senza armatura a taglio $v_{Rd,c} > v_{Edred}$
3 Verifica con armatura a taglio $v_{Rd,cs} > v_{Edred}$ (solo se la verifica 2 non è soddisfatta)

Dove:

$v_{Rd,max} = 0.5 \cdot \upsilon \cdot f_{cd}$ = massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$\upsilon = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio

f_{cd} resistenza di progetto del calcestruzzo

$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d}$ tensione massima di taglio

β coefficiente amplificativo (figura 6.21 UNI EN 1992-1-1:2005)

V_{Ed} taglio sollecitante

u_0 perimetro di verifica = perimetro del pilastro o perimetro dell'area caricata

d altezza utile della piastra di fondazione

$v_{Rd,c} = \max\left\{ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a} \Leftrightarrow v_{\min} \cdot \frac{2d}{a} \right\}$ resistenza a punzonamento senza armatura

$C_{Rd,c}=0.18/\gamma_c=0.18/1.5$ per carichi persistenti

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$

$\rho = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0.02$ percentuale geometrica di armatura calcolata come media delle percentuali di armatura nelle due direzioni della piastra

f_{ck} resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo

a distanza del perimetro di verifica considerato dal bordo del pilastro.

$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ limite inferiore della resistenza a punzonamento in assenza di tensioni normali

$v_{Ed,red} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u \cdot d}$ tensione di punzonamento in corrispondenza del perimetro di verifica

u = ad perimetro di verifica (figura 6.13 UNI EN 1992-1-1:2005)

$V_{Ed,red}$ sollecitazione netta applicata

$v_{Rd,cs} = 0.75 \cdot v_{Rd,c} + 1.5\left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d}\right) \cdot sen\alpha$ resistenza a punzonamento della piastra munita di armatura a punzonamento

u_1 perimetro di verifica a distanza 2d dal bordo del pilastro

s_r passo radiale dell'armatura a punzonamento (distanza tra due serie o perimetri di armatura consecutivi)

A_{sw} area di armatura a punzonamento disposta su un perimetro intorno al pilastro

$f_{ywd,ef} = 250+0.25d \leq f_{yk}/1.15$ resistenza di progetto efficace dell'armatura a punzonamento

α angolo compreso tra l'armatura a punzonamento ed il piano della piastra

$u_{out,ef} = \dfrac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{v_{Rd,c} \cdot d}$ perimetro di verifica oltre il quale non è richiesta armatura a taglio

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DEI MATERIALI							
Pilastro	Diametro D=	420	mm	***Materiali***			
					Resistenza caratteristica f_{ck} =	40	Mpa
Soletta	Spessore	800	mm		Coeff. di materiale γ_c =	1.5	
	Larghezza b_w=	2610	mm		Resistenza di progetto f_{cd} =	26.7	Mpa
	Copriferro lordo co=	70	mm		Resistenza caratteristica f_{yk} =	450	Mpa
	Passo armatura x	200	mm		Coeff. di materiale γ_s =	1.15	
	Passo armatura y	200	mm		Resistenza di progetto f_{ywd}=	391	Mpa
	Øx	16	mm				
	Øy	16	mm				
	Altezza utile d=	730	mm				
	Armatura tesa in x	2614	mm^2				
	Armatura tesa in y	2614	mm^2				
SOLLECITAZIONI				**VERIFICA ADIACENTE AL PILASTRO**			
	V_{Ed} =	550	kN		Perimetro di verifica u_0=	660	mm
	Perimetro critico di base u_1=	5246	mm		**Tensione max di taglio v_{Ed} =**	**1.713**	**Mpa**
	Coeff. amplificativo β =	1.50			Coeff. di riduzione ν=	0.504	
	Tensione di punzonamento v_{Ed} =	**0.215**	**Mpa**		**Resistenza in adiacenza al pilastro $v_{Rd,max}$=**	**6.720**	**Mpa**
					SODDISFATTA		
VERIFICA SENZA ARMATURA A TAGLIO				**VERIFICA CON ARMATURA A TAGLIO**			
	k =	1.523			Perimetro dove non è più richiesta armatura a punzonamento $u_{out,ef}$ =	2715	mm
	vmin =	0.416	Mpa		distanza di $u_{out,ef}$ da bordo pilastro	327	mm
	$C_{Rd,c}$ =	0.12			angolo compreso tra armatura a punzonamento e piano piastra α=	90.00	
	ρ_l =	0.001			Asw/sr	-0.86	mm^2/mm
	ρ_{l_x} =	0.001			Passo radiale s_r=	200	mm
	ρ_{l_y} =	0.001			Passo tangeziale s_t=	2082	mm
					Diametro barre Φ=	10	mm
	Resistenza a punzonamento $v_{Rd,c}$ =	**0.416**	**Mpa**		n. barre su ogni perimetro	-2	
	SODDISFATTA	**cs=**	**1.93**		Armatura su un perimetro A_{sw}=	-157	mm^2
					Resistenza di progetto efficace $f_{ywd,ef}$=	391	Mpa
	Sforzo normale resistente senza armatura V_{Rd} =	**1062.74**	kN		**Resistenza a taglio-punzonamento $v_{Rd,cs}$ =**		**Mpa**
					ARMATURA NON NECESSARIA	**cs=**	

8.5.4.3 Verifiche di tensionali e a fessurazione agli SLE

Le immagini che seguono riportano le verifiche agli stati limite di esercizio delle fondazioni, si riportano prima le verifiche tensionali del calcestruzzo poi dell'armatura e successivamente le verifiche a fessurazione.

Le verifiche tensionali sono condotte considerando ambiente aggressivo e armatura poco sensibile ai sensi del D.M. 17.01.2008. I limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e l'acciaio della platea sono:

Combinazioni rare: $\sigma_{cls,max} = 0.6\ f_{ck} = 19.92$ MPa; $\sigma_{acc,max} = 0.8\ f_{yk} = 360$ MPa.

Combinazioni quasi permanenti: $\sigma_{cls,max} = 0.45\ f_{ck} = 14.94$ MPa

Le verifiche a fessurazione sono eseguite per la combinazione di carico quasi permanente e per le combinazioni frequenti, i limiti massimi di apertura delle fessure sono fissati rispettivamente in w_2= 0.3 mm e w_3= 0.4 mm, sono stati considerati ambiente ordinario e armatura poco sensibile.

Come si evince dalle immagini tutte le verifiche risultano soddisfatte, in quanto sia le tensioni che l'apertura delle fessure risultano inferiore ai limiti previsti.

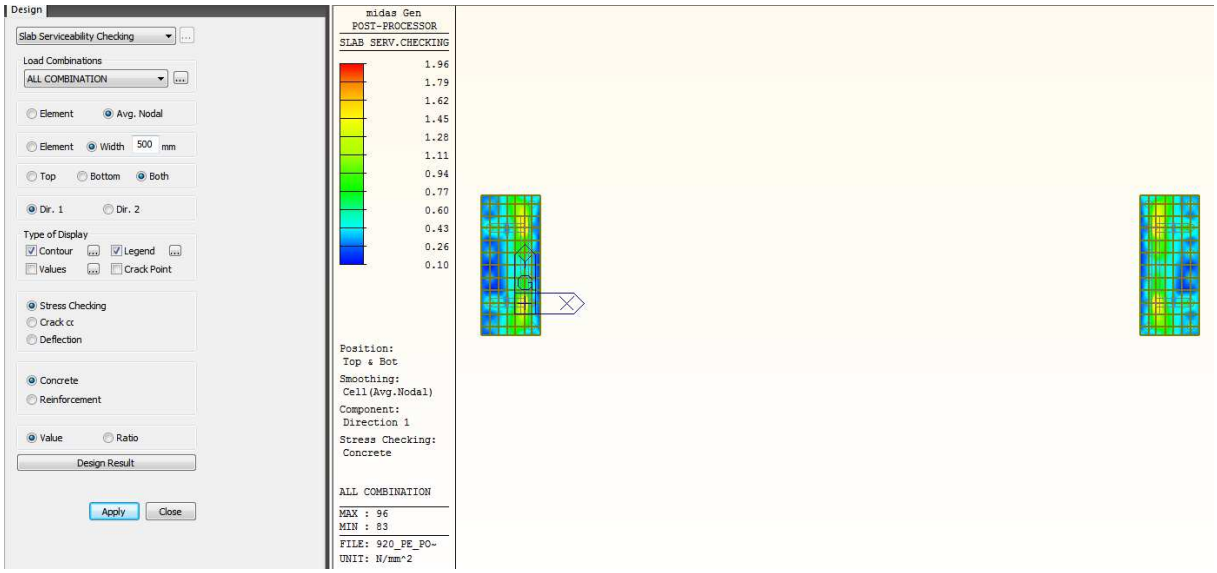


Figura 78 Fondazioni. Tensioni nel calcestruzzo inferiori e superiori direzione 1 (MPa)

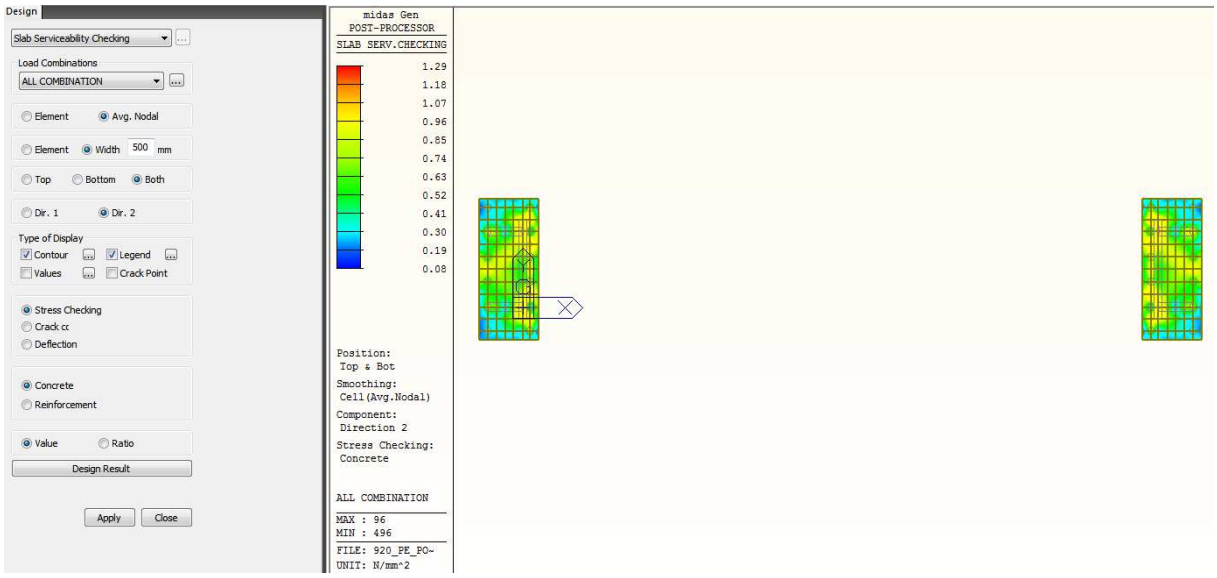


Figura 79 Fondazioni. Tensioni nel calcestruzzo inferiori e superiori direzione 2 (MPa)

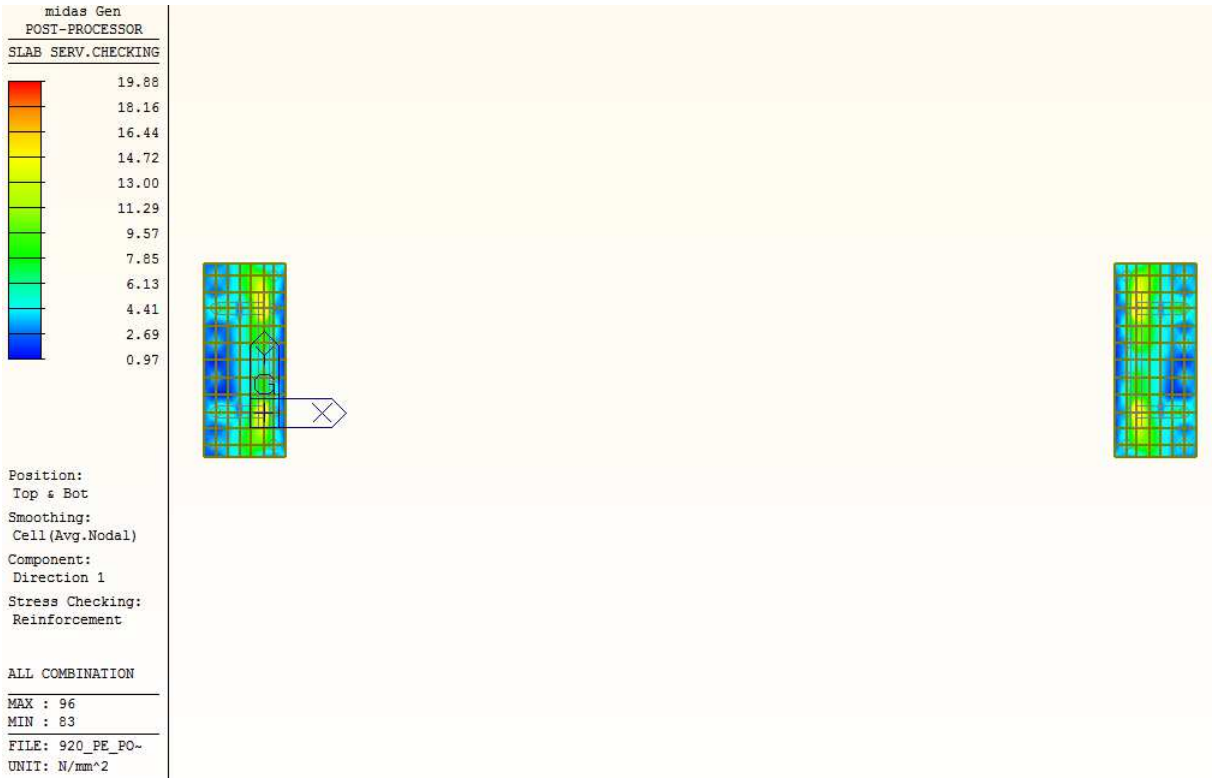


Figura 80 Fondazioni. Tensioni nell'acciaio inferiori e superiori direzione 1 (MPa)

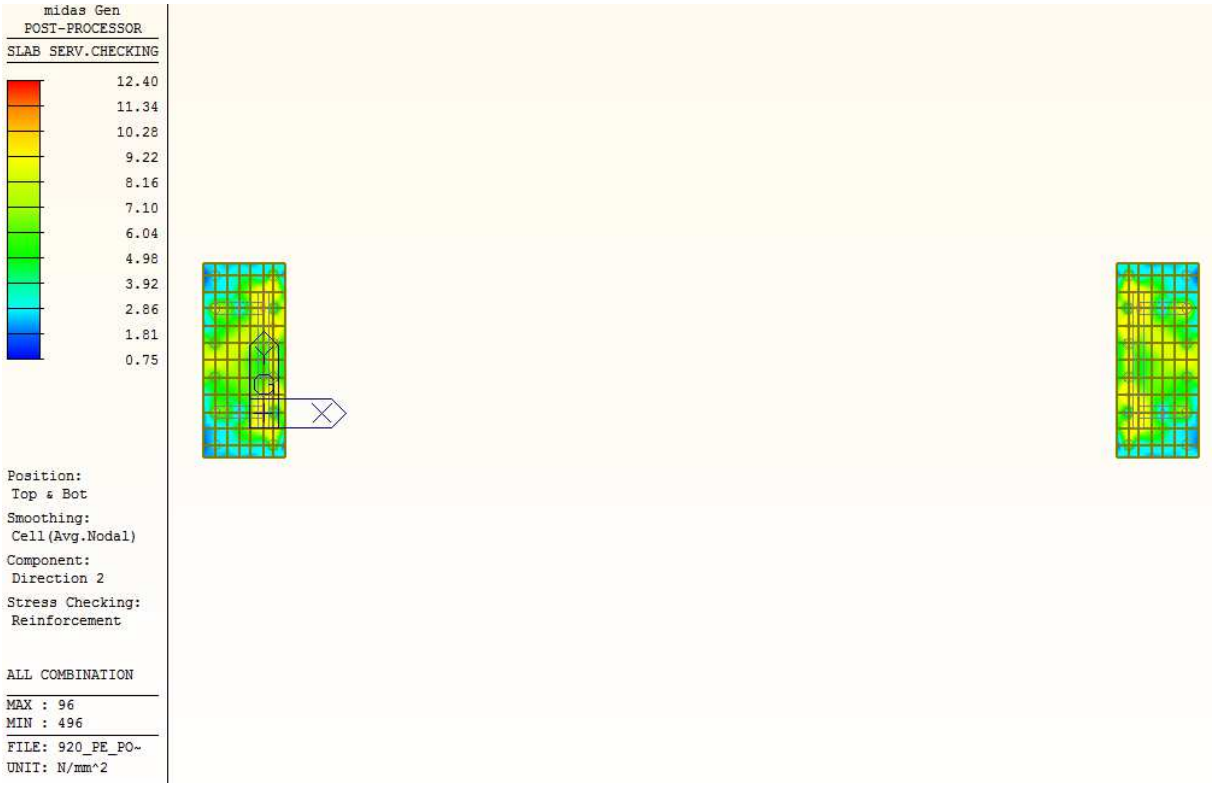


Figura 81 Fondazioni. Tensioni nell'acciaio inferiori e superiori direzione 2 (MPa)

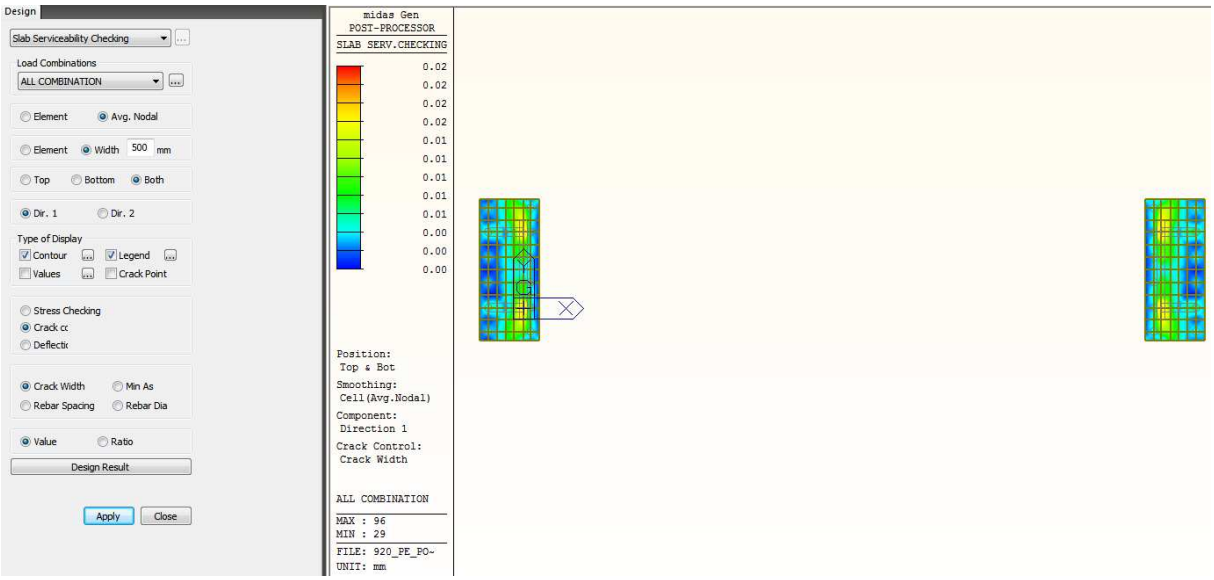


Figura 82 Fondazioni. Apertura delle fessure direzione 1 (mm)

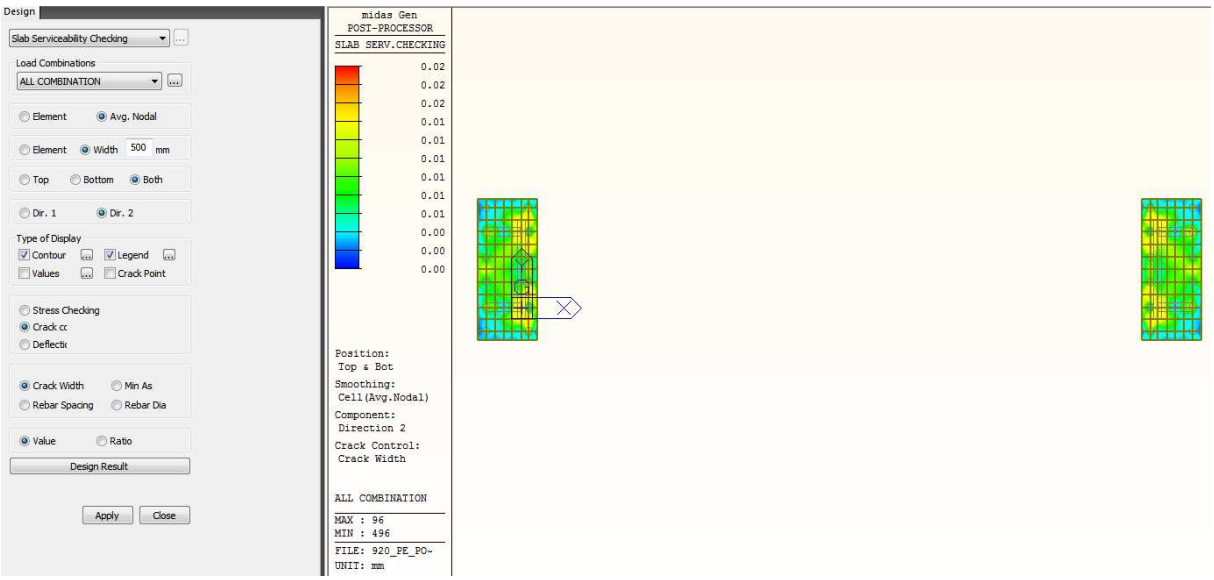


Figura 83 Fondazioni. Apertura delle fessure direzione 1 (mm)

8.6 SETTI SPALLI E CONTRAFFORTI

Le verifiche strutturali delle spalle e dei contrafforti sono condotte con il codice di calcolo Midas. Per le verifiche vengono definiti dei domini ai quali si associano le caratteristiche del calcestruzzo i diametri delle barre di armatura e le due direzioni principali dell'armatura.

Per semplificare la visualizzazione dei risultati si riportano solo le mappe cromatiche più significative e non le tabelle con i parametri di sollecitazione e dei momenti resistenti o delle tensioni.

Si rimanda agli elaborati grafici esecutivi per lo sviluppo di tutte le armature che risultano sempre superiori ai quantitativi minimi necessari per soddisfare le verifiche strutturali.

Il codice di calcolo determina un quantitativo minimo di armatura necessario per il soddisfacimento delle verifiche in ogni sezione dei setti e definisce poi delle armature in funzione dei passi minimo e massimo e dei diametri

scelti dall'utente. Nel caso in esame sono scelte barre Φ 12, 14, 16, 18, 20, 24, passo 100 e 200 mm e copri ferro 45 e 60 mm per le due direzioni principali: verticale ed orizzontale.

8.6.1 Verifiche di resistenza agli SLU ed SLV

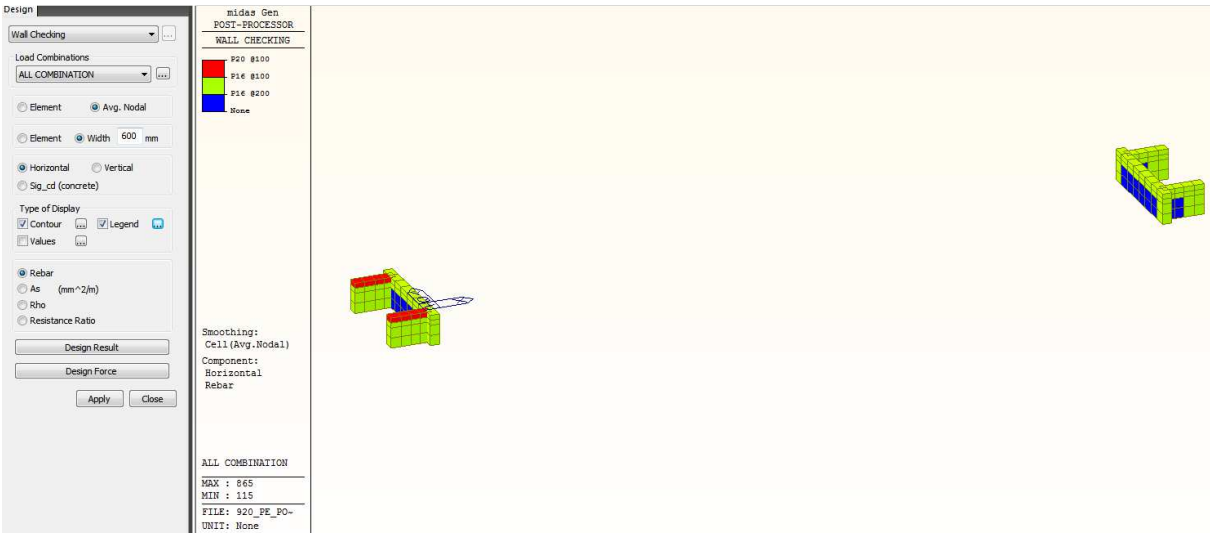


Figura 84 Setti. Armature orizzontali (a sinistra la spalla in destra idraulica)

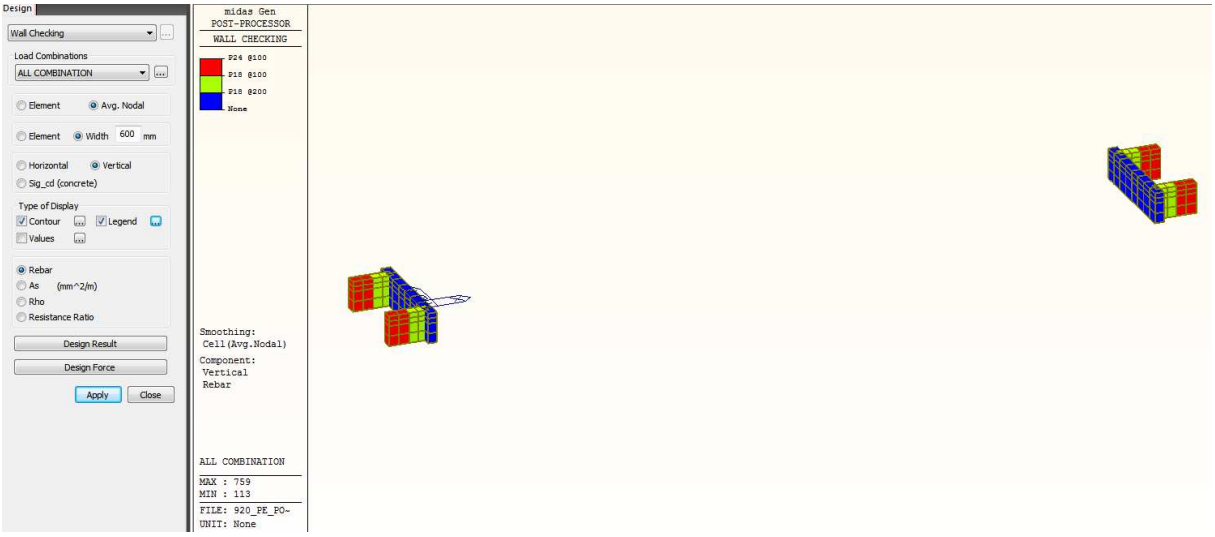


Figura 85 Setti. Armature verticali

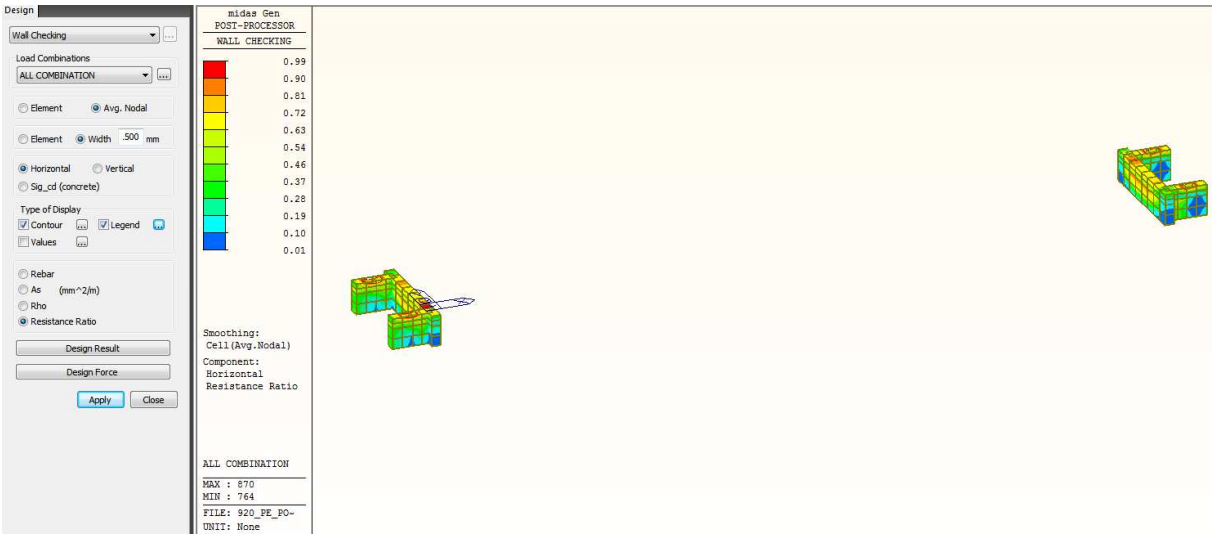


Figura 86 Setti. Rapporti di resistenza per armature orizzontali

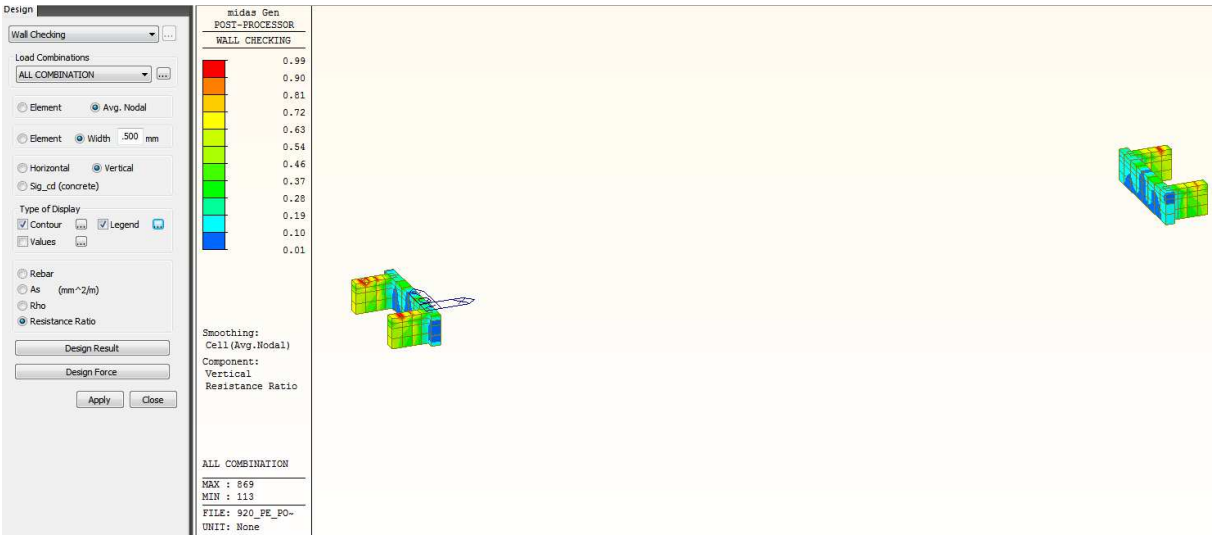


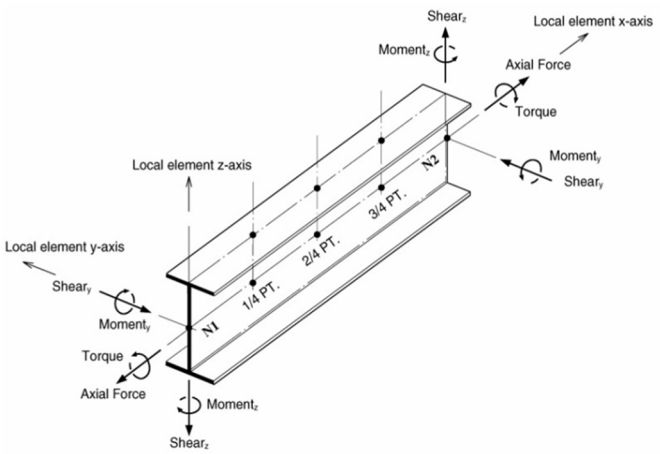
Figura 87 Setti. Rapporti di resistenza per armature verticali

8.7 VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI DI ACCIAIO (SLU – SLV)

Le verifiche di resistenza delle strutture di acciaio del ponte sono condotte in accordo con l'Eurocodice 3 del 2005 come consentito dal DM 17.01.2018. Vengono modificati, rispetto all'EC3 i coefficienti di sicurezza per la resistenza e la stabilità e sono assunti γ_{M0}=1.05, γ_{M1}=1.05, γ_{M2}=1.25 (mentre l'EC3 prevede rispettivamente 1.0, 1.0, 1.25).

Le verifiche sono condotte con il codice di calcolo Midas, previa la definizione del materiale, dei coefficienti di sicurezza, delle lunghezze libere di inflessione di tutti i "member" e dei limiti di snellezza. Il codice di calcolo determina per le combinazioni di carico richieste (le verifiche di resistenza sono condotte sia per le combinazioni SLU che SLV) la classe della sezione ed effettua le verifiche prescritte dalle normative.

Gli assi locali ed i parametri di sollecitazione di ciascuno degli elementi frame sono i seguenti:



J_{yy}, W_{yy} sono rispettivamente il momento d'inerzia e il modulo di resistenza da utilizzare con il momento M_y;
J_{zz}, W_{zz} sono rispettivamente il momento d'inerzia e il modulo di resistenza da utilizzare con il momento M_z;
r_y è il raggio d'inerzia per la verifica all'instabilità in direzione y-y
r_z è il raggio d'inerzia per la verifica all'instabilità in direzione z-z

Le immagini che seguono riportano l'identificazione del numero degli elementi e del numero dei "member" che sono composti da più elementi che vengono verificati assieme al fine di considerare le corrette lunghezze libere di inflessione. Per le briglie ad arco delle travi reticolari principali si definiscono le lunghezze libere di inflessione in quanto non è possibile generare i "member" ce sono solo rettilinei.

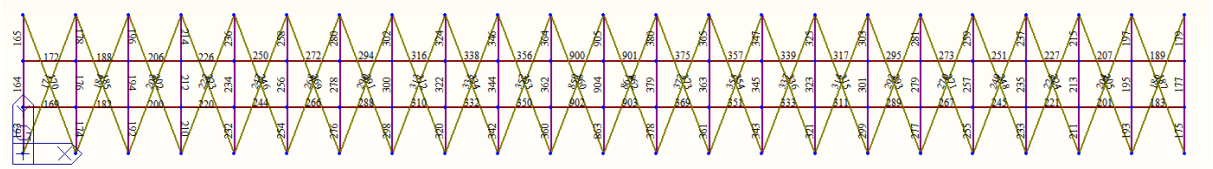


Figura 88 Modello FEM, numerazione elementi "frame" impalcato

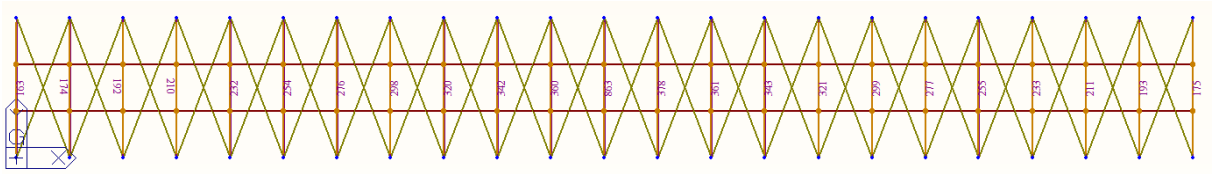


Figura 89 Modello FEM, numerazione elementi "member" impalcato

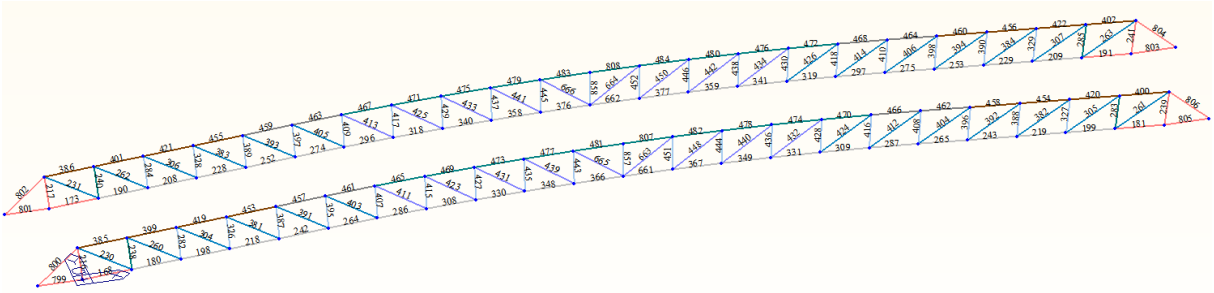


Figura 90 Modello FEM, numerazione elementi "frame" travi reticolari di bordo

Si riportano di seguito le verifiche in modo sommario, nei paragrafi successivi si riportano le schede di verifica sintetiche per ogni elemento member.

Elementi impalcato:

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

Code : Eurocode3:05 Unit : kN , mm Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update... SECT MEMB

CHK	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	163	4		HEA160		5	4300.00	4300.00	1.000	1.000	-335.60	-7869.9	-7869.9	3194.15	-3.2585	7.45081	-	-10.826
	0.634	0.035		S355	0.35500		1433.33	1433.33	1.000	1.000	759.198	0.00000	83171.4	39356.3	600.433	258.444	-	14.3333
OK	860	5		60x60x5		14	4604.19	4604.19	1.000	1.000	-30.082	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-	-
	0.820	0.000		S355	0.35500		4604.19	4604.19	1.000	1.000	36.6858	0.00000	7691.67	7691.67	0.00000	0.00000	-	-
OK	333	18		60x100x4		2	1645.89	1645.89	1.000	1.000	35.8125	-2364.1	-2364.1	475.873	-0.5501	9.33736	-	-1.4386
	0.313	0.060		S355	0.35500		1645.89	1645.89	1.000	1.000	411.124	0.00000	13513.0	9401.75	93.6957	156.160	-	6.59369

Elementi travi reticolari

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

Code : Eurocode3:05 Unit : kN , mm Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update... SECT MEMB

CHK	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	376	1		HEB240		2	1645.77	1730.00	1.000	1.000	1417.83	13204.5	13204.5	-6964.0	6.59514	10.4894	-	-0.2270
	0.474	0.016		S355	0.35500		1730.00	1730.00	1.000	1.000	3583.81	0.00000	356352	167273	1667.00	648.843	-	6.57922
OK	284	2		HEA160		2	1261.70	1261.70	1.000	0.850	-299.34	-4339.3	-4339.3	-11404	18.0141	3.76431	-	11.5380
	0.586	0.030		S355	0.35500		1261.70	1261.70	1.000	0.850	1311.81	0.00000	83171.4	39356.3	600.433	258.444	-	12.6214
OK	240	3		HEB160		2	1261.82	1261.82	1.000	0.850	-299.76	-11830	-11830	-18184	28.6672	13.1687	-	4.94627
	0.625	0.038		S355	0.35500		1261.82	1261.82	1.000	0.850	1835.86	0.00000	119686	56983.9	850.679	344.332	-	12.6186
OK	808	8		HEB450+piatti		2	1653.96	29300.0	1.000	1.000	-1684.4	-36358	-36358	-30438	8.51699	0.66949	-	-0.2176
	0.960	0.002		S355	0.35500		1670.00	1670.00	1.000	1.000	1891.67	0.00000	1867913	584736	4450.55	1305.18	-	6.64331
OK	191	9		HEB260		1	1648.42	1730.00	1.000	1.000	-1497.7	-153778	-153778	10681.2	-14.679	99.1753	-	3.75213
	0.882	0.137		S355	0.35500		1730.00	1730.00	1.000	1.000	3104.96	0.00000	433438	201885	1864.15	725.166	-	4.20723
OK	453	10		HEA400		2	1668.07	29300.0	1.000	1.000	-511.40	52010.8	52010.8	12266.3	-12.351	-21.955	-	0.57294
	0.769	0.020		S355	0.35500		1670.00	1670.00	1.000	1.000	786.764	0.00000	866200	292672	2347.86	1119.47	-	6.65781
OK	463	11		HEB450		2	1661.19	29300.0	1.000	1.000	-1072.9	6460.80	6460.80	-18172	10.0400	-16.918	-	-0.1431
	0.823	0.011		S355	0.35500		1670.00	1670.00	1.000	1.000	1370.29	0.00000	1346295	402165	3167.70	1555.35	-	6.65025
OK	307	12		D HEA140, HEA140		2	2115.00	2115.00	1.000	1.000	570.453	-4374.6	-4374.6	-1016.5	-0.1327	3.68594	-	-
	0.648	0.019		S355	0.35500		2115.00	2115.00	1.000	1.000	1061.62	0.00000	58625.7	28459.9	488.389	197.298	-	-
OK	413	13		D HEA120, HEA120		2	2079.85	2079.85	1.000	1.000	253.741	1813.31	1813.31	-148.89	-0.0503	1.49327	-	-
	0.349	0.009		S355	0.35500		2079.85	2079.85	1.000	1.000	855.381	0.00000	40368.6	19681.4	398.207	164.358	-	-

Unità di misura kN, mm. Di seguito si riporta il significato dei simboli:

CHK: visualizza la verifica di resistenza dei member (o element)

MEMB: Member (o Element) number

SECT: numero della tipologia di sezione

COM: rapporto di verifica combinato M-N

SHR: rapporto di verifica per taglio

SEL: Member selection for sectional change, rechecking and producing results

Section: nome della sezione

Material: materiale

Fy: tensione di snervamento

LCB: numero della combinazione di carico per cui si ha il Massimo COM

Len: lunghezza dei member (o element)

Ly, Lz: lunghezza libera di inflessione attorno, rispettivamente, agli assi locali y e z

Lb: lunghezza libera laterale per flange sottoposte a compressione

Ky , Kz: fattori di amplificazione della lunghezza effettiva per instabilità rispettivamente attorno all'asse forte e debole

BMY , BMZ: fattori di momento equivalente uniforme

N_Ed: forza assiale applicata
N_Rd: resistenza assiale di progetto
MbEd: momento torcente applicato
Mb_Rd: momento torcente resistente
MyEd: momento flettente applicato attorno all'asse forte y
My_Rd: momento resistente attorno all'asse forte y
MzEd: momento flettente applicato attorno all'asse debole z
Mz_Rd: momento resistente attorno all'asse debole z
Def: deformazione verticale
Defa: deformazione ammissibile

La lunghezza libera di inflessione della briglia superiore delle travi di bordo è assunta pari alla lunghezza della zona compressa nell'inviluppo delle combinazioni di carco agli SLU – SLV.
Nell'immagine che segue si riporta il grafico degli sforzi di assiali degli elementi che compongono la briglia superiore delle travi reticolari.

Figura 91 Modello FEM, sforzo assiale travi reticolari briglia superiore nell'inviluppo delle combinazioni SLU-SLV

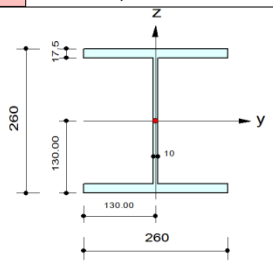
8.7.1 Profili HEB 260 zona appoggi

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\..._PE_ponte_canal_Salso_P7.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 191
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : HEB260 (No:9)
(Rolled : HEB260).
Member Length : 1648.42



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -1497.7 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = -153778, Mz = 10681.2
End Moments Myi = -1389.2, Myj = -153778 (for Lb)
Myi = -1389.2, Myj = -153778 (for Ly)
Mzi = -13516, Mzj = 10681.2 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -15.422 (LCB: 5, POS:1/2)
Fzz = 99.1753 (LCB: 1, POS:J)

Depth	260.000	Web Thick	10.0000
Top F Width	260.000	Top F Thick	17.5000
Bot.F Width	260.000	Bot.F Thick	17.5000
Area	11800.0	Asz	2600.00
Qyb	61496.9	Qzb	8450.00
Iyy	149200000	Izz	51300000
Ybar	130.000	Zbar	130.000
Wely	1150000	Welz	395000
ry	112.000	rz	65.8000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1730.00, Lz = 1730.00, Lb = 1730.00
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 26.3 < 200.0 (Memb:191, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 1497.70/3104.96 = 0.482 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 153778/ 433438 = 0.355 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 10681/ 201885 = 0.053 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.882 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.008 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.137 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 4.2072 > 3.7521 (Memb:217, LCB: 64, Dir-X)..... O.K

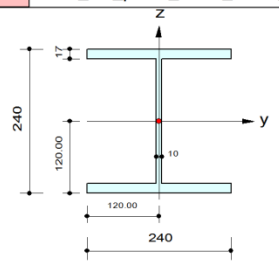
8.7.2 Travi HEB 240 – briglia inferiore

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\..._PE_ponte_canal_Salso_P7.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 376
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : HEB240 (No:1)
(Rolled : HEB240).
Member Length : 1645.77



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 1417.83 (LCB: 2, POS:J)
Bending Moments My = 13204.5, Mz = -6964.0
End Moments Myi = 19545.8, Myj = 13204.5 (for Lb)
Myi = 19545.8, Myj = 13204.5 (for Ly)
Mzi = 3890.05, Mzj = -6964.0 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 10.5863 (LCB: 6, POS:1/2)
Fzz = 10.4894 (LCB: 2, POS:J)

Depth	240.000	Web Thick	10.0000
Top F Width	240.000	Top F Thick	17.0000
Bot.F Width	240.000	Bot.F Thick	17.0000
Area	10600.0	Asz	2400.00
Qyb	50796.5	Qzb	7200.00
Iyy	112600000	Izz	39200000
Ybar	120.000	Zbar	120.000
Wely	938000	Welz	327000
ry	103.000	rz	60.8000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1730.00, Lz = 1730.00, Lb = 1730.00
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 28.5 < 200.0 (Memb:180, LCB: 17)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 1417.83/3583.81 = 0.396 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 13205/ 356352 = 0.037 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 6964/ 167273 = 0.042 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend)] = 0.474 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.006 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.016 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 6.5792 > 0.2270 (Memb:358, LCB: 64, POS: 822.4mm, Dir-Z)..... O.K

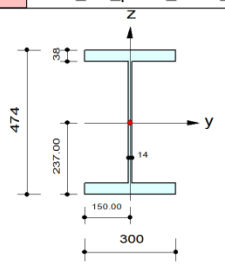
8.7.3 Travi HEB 450 + piatti 12x300mm - briglia superiore

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\..._PE_ponte_canal_Salso_P7.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 808
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : HEB450+piatti (No:8)
(Rolled : HEB450+piatti).
Member Length : 1653.96



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -1684.4 (LCB: 2, POS:J)
Bending Moments My = -36358, Mz = -30438
End Moments Myi = -35250, Myj = -36358 (for Lb)
Myi = -35250, Myj = -36358 (for Ly)
Mzi = -21117, Mzj = -30438 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 9.01581 (LCB: 6, POS:I)
Fzz = 2.56370 (LCB: 20, POS:1/4)

Depth	474.000	Web Thick	14.0000
Top F Width	300.000	Top F Thick	38.0000
Bot.F Width	300.000	Bot.F Thick	38.0000
Area	28997.8	Asz	6636.00
Qyb	197315	Qzb	11250.0
Iyy	1183161045	Izz	171213312
Ybar	150.000	Zbar	237.000
Wely	4992241	Welz	1141422
ry	201.995	rz	76.8398

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 29300.0, Lz = 1670.00, Lb = 1670.00
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 145.1 < 200.0 (Memb:808, LCB: 2)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 1684.39/1891.67 = 0.890 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 36358/1867913 = 0.019 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 30438/ 584736 = 0.052 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.960 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.002 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.002 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 6.6433 > 0.2176 (Memb:479, LCB: 64, POS: 830.4mm, Dir-Z)..... O.K

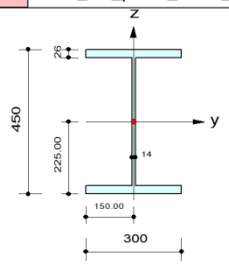
8.7.4 Travi HEB 450 - briglia superiore

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\..._PE_ponte_canal_Salso_P7.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 463
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : HEB450 (No:11)
(Rolled : HEB450).
Member Length : 1661.19



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -1072.9 (LCB: 2, POS:J)
Bending Moments My = 6460.80, Mz = -18172
End Moments Myi = -21644, Myj = 6460.80 (for Lb)
Myi = -21644, Myj = 6460.80 (for Ly)
Mzi = -5263.7, Mzj = -18172 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 10.0400 (LCB: 2, POS:I)
Fzz = -17.069 (LCB: 7, POS:1/2)

Depth	450.000	Web Thick	14.0000
Top F Width	300.000	Top F Thick	26.0000
Bot.F Width	300.000	Bot.F Thick	26.0000
Area	21800.0	Asz	6300.00
Qyb	137915	Qzb	11250.0
Iyy	798900000	Izz	117200000
Ybar	150.000	Zbar	225.000
Wely	3550000	Welz	781000
ry	191.000	rz	73.3000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 29300.0, Lz = 1670.00, Lb = 1670.00
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 153.4 < 200.0 (Memb:463, LCB: 2)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 1072.94/1370.29 = 0.783 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 6461/1346295 = 0.005 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 18172/ 402165 = 0.045 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.823 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.003 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.011 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 6.6502 > 0.1431 (Memb:468, LCB: 64, POS: 738.9mm, Dir-Z)..... O.K

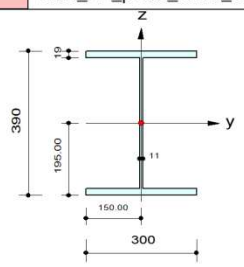
8.7.5 Travi HEA 400 – briglia superiore

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\..._PE_ponte_canal_Salso_P7.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 453
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : HEA400 (No:10)
(Rolled : HEA400).
Member Length : 1668.07



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -511.40 (LCB: 2, POS:J)
Bending Moments My = 52010.8, Mz = 12266.3
End Moments Myi = 16365.0, Myj = 52010.8 (for Lb)
Myi = 16365.0, Myj = 52010.8 (for Ly)
Mzi = -5393.3, Mzj = 12266.3 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -12.366 (LCB: 7, POS:I)
Fzz = -21.955 (LCB: 2, POS:I)

Depth	390.000	Web Thick	11.0000
Top F Width	300.000	Top F Thick	19.0000
Bot.F Width	300.000	Bot.F Thick	19.0000
Area	15900.0	Asz	4290.00
Qyb	111611	Qzb	11250.0
Iyy	450700000	Izz	85600000
Ybar	150.000	Zbar	195.000
Wely	2310000	Welz	571000
ry	168.000	rz	73.4000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 29300.0, Lz = 1670.00, Lb = 1670.00
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 174.4 < 200.0 (Memb:453, LCB: 2)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 511.404/786.764 = 0.650 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 52011/ 866200 = 0.060 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 12266/ 292671 = 0.042 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.769 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.005 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.020 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 6.6578 > 0.5729 (Memb:402, LCB: 64, POS: 924.7mm, Dir-Z)..... O.K

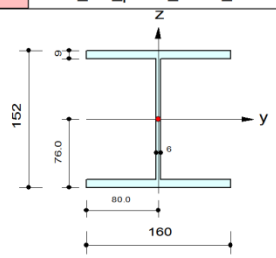
8.7.6 Montanti travi reticolari HEA 160

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\..._PE_ponte_canal_Salso_P7.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 284
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : HEA160 (No:2)
(Rolled : HEA160).
Member Length : 1261.70



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -299.34 (LCB: 2, POS:J)
Bending Moments My = -4339.3, Mz = -11404
End Moments Myi = 410.149, Myj = -4339.3 (for Lb)
Myi = 410.149, Myj = -4339.3 (for Ly)
Mzi = 11288.1, Mzj = -11404 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 18.0141 (LCB: 2, POS:J)
Fzz = 4.36791 (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	152.000	Web Thick	6.00000
Top F Width	160.000	Top F Thick	9.00000
Bot.F Width	160.000	Bot.F Thick	9.00000
Area	3880.00	Asz	912.000
Qyb	19404.5	Qzb	3200.00
Iyy	16700000	Izz	6160000
Ybar	80.0000	Zbar	76.0000
Wely	220000	Welz	76900.0
ry	65.7000	rz	39.8000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1261.70, Lz = 1261.70, Lb = 1261.70
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 31.7 < 200.0 (Memb:407, LCB: 17)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 299.34/1311.81 = 0.228 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 4339.3/83171.4 = 0.052 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 11403.8/39356.3 = 0.290 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.586 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.030 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.017 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 100.0 = 12.6214 > 11.5380 (Memb:857, LCB: 64, Dir-Y)..... O.K

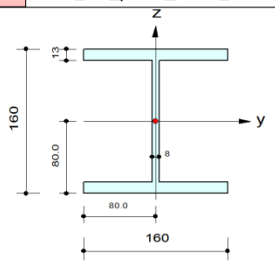
8.7.7 Montanti travi reticolari HEB 160

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\..._PE_ponte_canal_Salso_P7.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 240
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : HEB160 (No:3)
(Rolled : HEB160).
Member Length : 1261.82



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -299.76 (LCB: 2, POS:J)
Bending Moments My = -11830, Mz = -18184
End Moments Myi = 4786.13, Myj = -11830 (for Lb)
Myi = 4786.13, Myj = -11830 (for Ly)
Mzi = 17931.7, Mzj = -18184 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 28.6672 (LCB: 2, POS:J)
Fzz = 13.1687 (LCB: 2, POS:1/2)

Depth	160.000	Web Thick	8.00000
Top F Width	160.000	Top F Thick	13.0000
Bot.F Width	160.000	Bot.F Thick	13.0000
Area	5430.00	Asz	1280.00
Qyb	21354.5	Qzb	3200.00
Iyy	24900000	Izz	8890000
Ybar	80.0000	Zbar	80.0000
Wely	311000	Welz	111000
ry	67.8000	rz	40.5000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1261.82, Lz = 1261.82, Lb = 1261.82
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 31.2 < 200.0 (Memb:283, LCB: 17)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 299.76/1835.86 = 0.163 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 11830/ 119686 = 0.099 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 18184.1/56983.9 = 0.319 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.625 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.034 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.038 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 100.0 = 12.6186 > 4.9463 (Memb:283, LCB: 64, Dir-Y)..... O.K

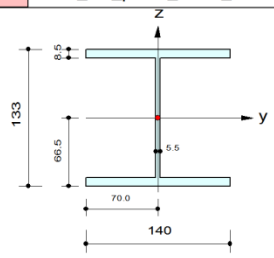
8.7.8 Diagonali travi reticolari HEA 140

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\..._PE_ponte_canal_Salso_P7.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 307
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : D HEA140 (No:12)
(Rolled : HEA140).
Member Length : 2115.00



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 570.453 (LCB: 2, POS:J)
Bending Moments My = -4374.6, Mz = -1016.5
End Moments Myi = 2804.04, Myj = -4374.6 (for Lb)
Myi = 2804.04, Myj = -4374.6 (for Ly)
Mzi = -1297.1, Mzj = -1016.5 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.2112 (LCB: 29, POS:1/2)
Fzz = 3.68594 (LCB: 2, POS:J)

Depth	133.000	Web Thick	5.50000
Top F Width	140.000	Top F Thick	8.50000
Bot.F Width	140.000	Bot.F Thick	8.50000
Area	3140.00	Asz	731.500
Qyb	15150.6	Qzb	2450.00
Iyy	10300000	Izz	3890000
Ybar	70.0000	Zbar	66.5000
Wely	155000	Welz	55600.0
ry	57.3000	rz	35.2000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2115.00, Lz = 2115.00, Lb = 2115.00
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 60.7 < 300.0 (Memb:230, LCB: 17)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 570.45/1061.62 = 0.537 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 4374.6/58625.7 = 0.075 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 1016.5/28459.9 = 0.036 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend)] = 0.648 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.019 < 1.000 ..... O.K

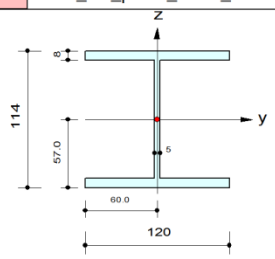
8.7.9 Diagonali travi reticolari HEA 120

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\..._PE_ponte_canal_Salso_P7.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 413
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : D HEA120 (No:13)
(Rolled : HEA120).
Member Length : 2079.85



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 253.741 (LCB: 2, POS:I)
Bending Moments My = 1813.31, Mz = -148.89
End Moments Myi = 1813.31, Myj = -821.50 (for Lb)
Myi = 1813.31, Myj = -821.50 (for Ly)
Mzi = -148.89, Mzj = -44.319 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.0863 (LCB: 29, POS:1/2)
Fzz = 1.49327 (LCB: 2, POS:J)

Depth	114.000	Web Thick	5.00000
Top F Width	120.000	Top F Thick	8.00000
Bot.F Width	120.000	Bot.F Thick	8.00000
Area	2530.00	Asz	570.000
Qyb	11376.5	Qzb	1800.00
Iyy	6060000	Izz	2310000
Ybar	60.0000	Zbar	57.0000
Wely	106000	Welz	38500.0
ry	48.9000	rz	30.2000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2079.85, Lz = 2079.85, Lb = 2079.85
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 68.9 < 200.0 (Memb:665, LCB: 17)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 253.741/855.381 = 0.297 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 1813.3/40368.6 = 0.045 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 148.9/19681.4 = 0.008 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend)] = 0.349 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.009 < 1.000 ..... O.K

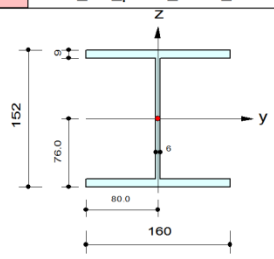
8.7.10 Travi HEA 160 impalcato

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\..._PE_ponte_canal_Salso_P7.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 163
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : HEA160 (No:4)
(Rolled : HEA160).
Member Length : 4300.00



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -335.60 (LCB: 5, POS:J)
Bending Moments My = -7869.9, Mz = 3194.15
End Moments Myi = 2395.39, Myj = -7869.9 (for Lb)
Myi = -7073.5, Myj = -7869.9 (for Ly)
Mzi = -1476.4, Mzj = 3194.15 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -3.2585 (LCB: 5, POS:J)
Fzz = 9.05433 (LCB: 1, POS:J)

Depth	152.000	Web Thick	6.00000
Top F Width	160.000	Top F Thick	9.00000
Bot.F Width	160.000	Bot.F Thick	9.00000
Area	3880.00	Asz	912.000
Qyb	19404.5	Qzb	3200.00
Iyy	16700000	Izz	6160000
Ybar	80.0000	Zbar	76.0000
Wely	220000	Welz	76900.0
ry	65.7000	rz	39.8000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 4300.00, Lz = 1433.33, Lb = 1433.33
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 65.4 < 200.0 (Memb:163, LCB: 5)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 335.599/759.198 = 0.442 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 7869.9/83171.4 = 0.095 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 3194.1/39356.3 = 0.081 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.634 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.005 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.035 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 14.3333 > 10.8263 (Memb:361, LCB: 63, POS:2150.0mm, Dir-Z)..... O.K

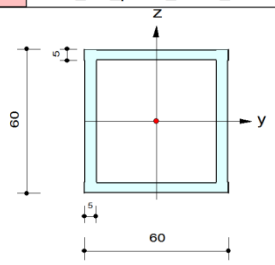
8.7.11 Controventi di piano - Tubi 60x60x5

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\..._PE_ponte_canal_Salso_P7.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 860
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : 60x60x5 (No:5)
(Built-up Section).
Member Length : 4604.19



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -30.082 (LCB: 14, POS:J)
Bending Moments My = 0.00000, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 37, POS:J)
Fzz = 0.00000 (LCB: 37, POS:J)

Depth	60.0000	Web Thick	5.00000
Flg Width	60.0000	Top F Thick	5.00000
Web Center	55.0000	Bot.F Thick	5.00000
Area	1100.00	Asz	600.000
Qyb	1137.50	Qzb	1137.50
Iyy	559167	Izz	559167
Ybar	30.0000	Zbar	30.0000
Wely	18638.9	Welz	18638.9
ry	22.5462	rz	22.5462

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 4604.19, Lz = 4604.19, Lb = 4604.19
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 204.2 < 250.0 (Memb:861, LCB: 14)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 30.0821/36.6858 = 0.820 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 0.00/7691.67 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.00/7691.67 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.820 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K

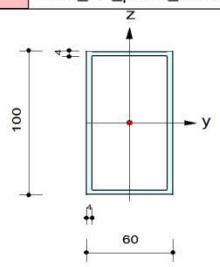
8.7.12 Travi secondarie impalcato – tubo 60x100x4

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\..._PE_ponte_canal_Salso_P7.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 333
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : 60x100x4 (No:18)
(Built-up Section).
Member Length : 1645.89



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 35.8125 (LCB: 2, POS:J)
Bending Moments My = -2364.1, Mz = 475.873
End Moments Myi = -2294.9, Myj = -2364.1 (for Lb)
Myi = -2294.9, Myj = -2364.1 (for Ly)
Mzi = -429.45, Mzj = 475.873 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.6026 (LCB: 1, POS:1/2)
Fzz = 9.33736 (LCB: 2, POS:J)

Depth	100.000	Web Thick	4.00000
Flg Width	60.0000	Top F Thick	4.00000
Web Center	56.0000	Bot.F Thick	4.00000
Area	1216.00	Asz	800.000
Qyb	2498.00	Qzb	1738.00
Iyy	1625685	Izz	722005
Ybar	30.0000	Zbar	50.0000
Wely	32513.7	Welz	24066.8
ry	36.5638	rz	24.3671

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1645.89, Lz = 1645.89, Lb = 1645.89
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 67.9 < 200.0 (Memb:226, LCB: 14)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 35.812/411.124 = 0.087 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 2364.1/13513.0 = 0.175 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 475.87/9401.75 = 0.051 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend)] = 0.313 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.006 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.060 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 6.5937 > 1.4386 (Memb:183, LCB: 63, POS: 915.8mm, Dir-Z)..... O.K

8.8 NODI PRINCIPALI

I paragrafi che seguono esplicitano alcune delle verifiche più significative dei nodi tra gli elementi di acciaio e tra elementi di acciaio e le strutture di calcestruzzo.
Per le unioni bullonate è stato predisposto un foglio di calcolo in excel dove sono inserite le caratteristiche geometriche salienti del giunto, le caratteristiche dei materiali (piastre, profili e bulloni), le sollecitazioni di progetto e le resistenze di calcolo. In particolare le formule impiegate per il calcolo delle resistenze sono le seguenti (vedere § 4.2.8.2.1 NTC 2018):

resistenza a taglio $F_{v,Rd} = n_{sez}\ 0.6\ f_{tb}\ A_{res} / \gamma_{M2}$
resistenza a rifollamento $F_{b,Rd} = k\ \alpha\ f_{tk}\ d\ t\ n_b / \gamma_{M2}$
resistenza a trazione $F_{t,Rd} = 0.9\ f_{tb}\ A_{res} / \gamma_{M2}$
resistenza di calcolo a punzonamento $B_{p,Rd} = 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_{tk} / \gamma_{M2}$
resistenza combinata $\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$

8.8.1 Appoggi ponte su spalla

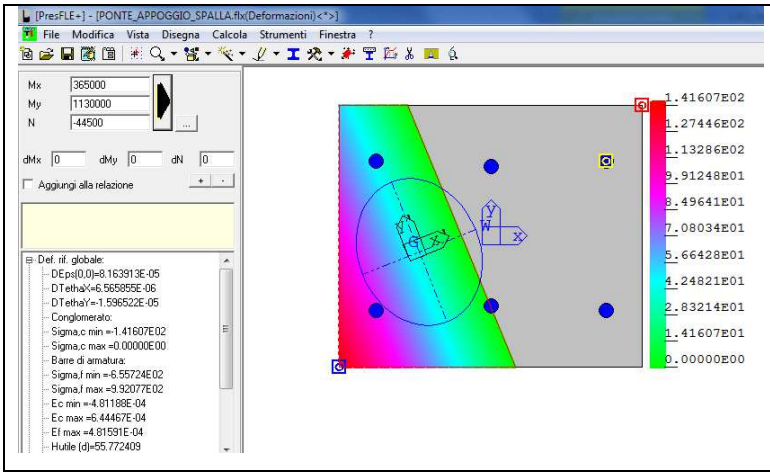
In corrispondenza dell'appoggio delle travi reticolari sulla spalla le sollecitazioni sono sempre di compressione e la tabella seguente riporta le massime sollecitazioni agenti dell'elemento verticale schematizzato per la connessione tra trave reticolare e spalla.

Appoggi su spalle								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
745	GR4 SLU 2	I[194]	**-1448.35**	185.94	125.99	0.19	-124.52	83.39
746	SLV 5	J[202]	**-224.61**	-49.46	56.19	-0.58	-27.55	-18.40
744	GR4 SLU 5	I[193]	-1170.51	**-385.54**	-18.28	0.39	113.04	-36.51
746	GR4 SLU 12	I[182]	-445.37	**361.75**	132.39	0.52	-32.31	59.05
744	GR4 SLU 2	I[193]	-1424.02	183.34	**-36.59**	-0.25	131.23	83.34
746	GR4 SLU 5	I[182]	-1037.75	346.28	**198.41**	0.35	-82.33	23.28
746	GR4 SLU 6	I[182]	-1092.99	-365.82	73.61	**-0.66**	-95.26	-115.48
743	GR4 SLU 6	I[181]	-1078.84	-365.68	-32.54	**0.64**	97.69	-115.46
745	GR4 SLU 1	J[208]	-1421.32	-237.60	193.49	-0.26	**-156.61**	48.80
744	GR4 SLU 2	J[200]	-1423.78	183.34	-36.59	-0.25	**138.55**	46.67
746	GR4 SLU 6	I[182]	-1092.99	-365.82	73.61	-0.66	-95.26	**-115.48**
744	GR4 SLU 6	I[193]	-1224.67	326.99	-35.65	-0.37	111.33	**101.74**

Il nodo risulta sempre compresso ed il massimo taglio sul singolo ancorante deriva dalla composizione degli sforzi di taglio in direzione y e z e dalla scomposizione del momento torcente.
Lo sforzo massimo di trazione è calcolato con PresFLE ® integrando le tensioni di trazione dei tirafondi, tale verifica viene riportata di seguito all'interno di una tabella.
Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei tirafondi M27 classe 10.9 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				Caratteristiche dei materiali				
spessore piatto/ala/anima (mm)	25					fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	27	29	44	acciaio profili e piastre S 355		355	510	1.25
Ares (mm^2)	459			bulloni		900	1000	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**				
n° bulloni	1				Ved	67	kN	
k	2.5				Ned	35.8	kN	
alfa	0.57			**Resistenze di calcolo**				
e1 (mm)	50				resistenza a taglio	220.3	kN	OK
e2 (mm)	50				resistenza a rifollamento	395.7	kN	OK
					resistenza a trazione	330.5	kN	OK
					resistenza a punzonamento	841.7	kN	OK
					resistenza combinata taglio - trazione	0.381		OK

La verifica, più gravosa a trazione per i tirafondi, è condotta per l'elemento 746 in combinazione SLV 5:



Tensioni nel calcestruzzo:

σ_c = 14.2 MPa < f_{cd} = 18.8 MPa

Tensioni nei bulloni:

σ_s = 99.2 < 560 MPa

Ntrazione = 99.2*457= 45334 N

Resistenza di calcolo a trazione del tirafondo con rosetta:

$$N_{res} = \frac{f_{bd}}{\left(1+{}^{\Phi}/_{a}\right)^2} \cdot \pi \cdot \Phi \cdot L + f_{cd} \cdot \alpha \cdot \pi \cdot r^2 = 211020 \text{ N} > 45334 \text{ N}$$

Dove:

f_{bd} =1.45 MPa

f_{cd} = 18.8 MPa

Φ =27 mm diametro del tirafondo

a = 100 mm distanza asse tirafondo – bordo

L= 1800 mm lunghezza del tirafondo

r = 50 mm raggio della rosetta

α = 1-r/a = 0.50

La verifica della rosetta è condotta attribuendo tutto lo sforzo di trazione alla stessa e considerandola una piastra anulare incastrata al centro nel tirafondo. La piastra è spessa 25 mm.

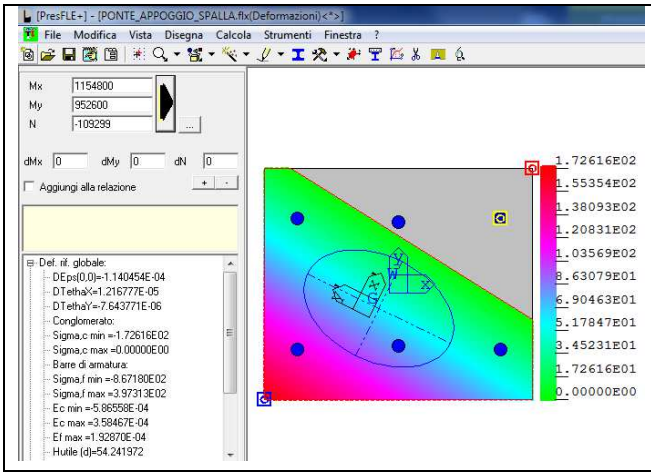
La pressione di contatto rosetta-calcestruzzo risulta p_c = 4.56 MPa.

La tensione nell'acciaio, considerando il coefficiente di incastro "n" dato dal Colombo per piastre anulari funzione di r = raggio rosetta e d = diametro tirafondo, risulta:

2r/d	1.25	1.5	2	3	5	10
n	0.124	0.373	0.9	1.96	3.36	5.3

$\sigma_{rosetta} = \frac{n \cdot p_c \cdot (2 \cdot r)^2}{4 \cdot t^2}$ = 38.3 MPa < 284 MPa

La verifica, più gravosa a compressione, è condotta per l'elemento 746 in combinazione GR4 SLU6:



Tensioni nel calcestruzzo:

σ_c = 17.2 MPa < f_{cd} = 18.8 MPa

Tensioni nei bulloni:

σ_s = 86 < 560 MPa

Ntrazione = 39.7*459= 18222 N

La tabella seguente riporta il carico verticale massimo di un appoggio elastomerico con interposizione di lamina in acciaio simile a quello indicato negli elaborati progettuali, cambiano le dimensioni in pianta. Come si evince dalla tabella la resistenza a compressione vale circa 6500 kN ed è maggiore rispetto allo sforzo di compressione massimo pari a 1448 kN.

Appoggio tipo						SLE	SLU
	a	b	h	h_{rt}	W	N_k	N_{Ed}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN]	[kN]
E-Link B 400x600x24(16)	400	600	24	16	18,7	3448	5000
E-Link B 400x600x39(27)	400	600	39	27	28,9	3862	5600
E-Link B 400x600x54(38)	400	600	54	38	39,0	4138	6000
E-Link B 400x600x69(49)	400	600	69	49	49,2	4138	6000
E-Link B 400x600x84(60)	400	600	84	60	59,4	4000	5800
E-Link B 400x600x99(71)	400	600	99	71	69,6	3931	5700
E-Link B 400x600x114(82)	400	600	114	82	79,8	3793	5500
E-Link B 400x600x129(93)	400	600	129	93	89,9	3586	5200
E-Link B 400x600x144(104)	400	600	144	104	100,1	3103	4500
E-Link B 400x600x159(115)	400	600	159	115	110,3	2759	4000
E-Link B 400x600x174(126)	400	600	174	126	120,5	2483	3600
E-Link B 500x600x24(16)	500	600	24	16	23,5	4483	6500
E-Link B 500x600x39(27)	500	600	39	27	36,3	5103	7400
E-Link B 500x600x54(38)	500	600	54	38	49,0	5241	7600
E-Link B 500x600x69(49)	500	600	69	49	61,8	5310	7700
E-Link B 500x600x84(60)	500	600	84	60	74,6	5103	7400
E-Link B 500x600x99(71)	500	600	99	71	87,4	5103	7400
E-Link B 500x600x114(82)	500	600	114	82	100,2	5034	7300
E-Link B 500x600x129(93)	500	600	129	93	112,9	4897	7100
E-Link B 500x600x144(104)	500	600	144	104	125,7	4828	7000
E-Link B 500x600x159(115)	500	600	159	115	138,5	4759	6900
E-Link B 500x600x174(126)	500	600	174	126	151,3	4690	6800
E-Link B 500x600x189(137)	500	600	189	137	164,1	4276	6200
E-Link B 600x700x30(20)	600	700	30	20	40,9	5931	8600

8.8.2 Appoggi ponte su contrafforti

In corrispondenza dell'appoggio delle travi reticolari sui contrafforti le sollecitazioni sono sempre di trazione e la tabella seguente riporta le massime sollecitazioni agenti dell'elemento verticale schematizzato per la connessione tra trave reticolare e contrafforte.

Appoggio su contrafforti								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
796	SLV 5	I[595]	**116.18**	11.30	52.08	-0.26	10.42	2.26
795	GR4 SLU 2	J[618]	**1003.20**	-1.46	96.02	-1.29	0.00	0.00
796	SLV 23	I[595]	480.42	**-12.27**	73.82	1.29	14.76	-2.45
795	SLV 5	I[592]	521.14	**12.77**	73.41	-1.38	14.68	2.55
798	GR4 SLU 5	I[609]	792.76	3.23	**-390.23**	1.95	-78.05	0.65
796	GR4 SLU 5	I[595]	687.79	3.61	**195.64**	1.09	39.13	0.72
795	GR4 SLU 1	I[592]	976.07	-1.83	180.05	**-1.54**	36.01	-0.37
798	GR4 SLU 1	I[609]	947.77	1.51	-369.95	**1.97**	-73.99	0.30
798	GR4 SLU 5	I[609]	792.76	3.23	-390.23	1.95	**-78.05**	0.65
796	GR4 SLU 5	I[595]	687.79	3.61	195.64	1.09	**39.13**	0.72
796	SLV 23	I[595]	480.42	-12.27	73.82	1.29	14.76	**-2.45**
795	SLV 5	I[592]	521.14	12.77	73.41	-1.38	14.68	**2.55**

Lo sforzo massimo di trazione è calcolato considerando reagenti i soli tirafondi.
Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei tirafondi M27 classe 10.9 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				**Caratteristiche dei materiali**					
spessore piatto/ala/anima (mm)	25						fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	27	29	44	acciaio profili e piastre S 355			355	510	1.25
Ares (mm^2)	459			bulloni			900	1000	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**					
n° bulloni	1					Ved	62	kN	
k	2.5					Ned	250	kN	
alfa	0.57			**Resistenze di calcolo**					
e1 (mm)	50				resistenza a taglio		220.3	kN	OK
e2 (mm)	50				resistenza a rifollamento		395.7	kN	OK
					resistenza a trazione		330.5	kN	OK
					resistenza a punzonamento		841.7	kN	OK
					resistenza combinata taglio - trazione		0.822		OK

Resistenza di calcolo a trazione del tirafondo con rosetta:

$$N_{res} = \frac{f_{bd}}{\left(1+{}^{\Phi}/_{a}\right)^2} \cdot \pi \cdot \Phi \cdot \mathrm{L} + f_{cd} \cdot \alpha \cdot \pi \cdot r^2 = 278345 \text{ N} > 250000 \text{ N}$$

Dove:

f_{bd} =1.45 MPa

f_{cd} = 18.8 MPa

Φ =27 mm diametro del tirafondo

a = 100 mm distanza asse tirafondo – bordo

L= 2100 mm lunghezza del tirafondo

r = 60 mm raggio della rosetta

α = 1-r/a = 0.50

La verifica della rosetta è condotta considerandola soggetta allo sforzo di trazione massimo al netto della resistenza del gambo che vale 172 kN. La rosetta è schematizzata come una piastra anulare incastrata al centro nel tirafondo. La piastra è spessa 25 mm.
La pressione di contatto rosetta-calcestruzzo risulta:
p_c = 6.90 MPa
La tensione nell'acciaio, considerando il coefficiente di incastro "n" dato dal Colombo per piastre anulari funzione di r = raggio rosetta e d = diametro tirafondo, risulta:

2r/d	1.25	1.5	2	3	5	10
n	0.124	0.373	0.9	1.96	3.36	5.3

$\sigma_{rosetta} = \frac{n \cdot p_c \cdot (2 \cdot r)^2}{4 \cdot t^2}$ = 112.1 MPa < 284 MPa

La verifica della piastra considerata incastrata solo in corrispondenza dei piatti di irrigidimento riporta:
M_{Ed} = 250*0.2/8=6.25 kNm
$M_{Rd} = W*f_{yk}/\gamma_{M0}$= [(23437)*335/1.05]/$10^6$ = 7.92 kNm.
M_{Ed} / M_{Rd} = 0.79 < 1 → verificato

8.8.3 Collegamento travi impalcato HEA 160 – briglia inferiore HEB 240

Il giunto è di tipo flangiato di testa con piastra spessa 20 mm alle estremità delle travi dell'impalcato collegata con 4 bulloni M16 classe 8.8 ad una piastra saldata tra le ali della briglia HEB 240. I bulloni sono disposti su una maglia 80 x 140 mm.
Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo di incastro sono riportate in tabella:

HEA 160 su briglia inferiore HEB 240								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
863	GR4 SLU 6	I[485]	**-100.62**	0.02	-15.29	0.00	-0.55	0.02
905	GR4 SLU 12	J[486]	**75.82**	-0.04	4.15	0.00	-2.95	0.05
232	GR4 SLU 2	I[225]	-1.38	**-6.31**	-18.63	0.00	-0.95	-5.37
255	GR4 SLU 2	I[234]	-1.11	**6.29**	-18.65	0.00	-0.86	5.34
193	GR4 SLU 7	I[210]	32.78	1.91	**-20.91**	-0.01	-10.39	1.60
197	GR4 SLU 1	J[216]	45.25	-0.54	**21.02**	0.01	-10.61	0.20
193	GR4 SLU 1	I[210]	45.23	1.01	-20.75	**-0.01**	-10.08	0.78
174	GR4 SLU 1	I[201]	42.47	-1.16	-20.69	**0.01**	-10.18	-0.91
178	GR4 SLU 1	J[207]	42.48	0.47	21.01	-0.01	**-10.83**	-0.10
232	GR4 SLU 11	I[225]	-2.99	-2.84	-2.80	0.00	**1.71**	-2.61
232	GR4 SLU 2	I[225]	-1.38	-6.31	-18.63	0.00	-0.95	**-5.37**
255	GR4 SLU 2	I[234]	-1.11	6.29	-18.65	0.00	-0.86	**5.34**

Per la verifica del nodo bisogna aggiungere le componenti dello sforzo dei controventi che valgono al massimo:
componente taglio $V_{controvento}$ = 24 kN
componente sforzo assiale $N_{controvento}$ = 60 kN.

Le massime sollecitazioni di trazione e taglio nel singolo bullone valgono:

Elem	Load	Ved	Ned
		Comprese forze controventi	
863	GR4 SLU 6	9.82	41.99
905	GR4 SLU 12	7.04	44.18
232	GR4 SLU 2	10.92	52.30
255	GR4 SLU 2	10.92	45.58
193	GR4 SLU 7	11.25	50.30
197	GR4 SLU 1	11.26	62.96
193	GR4 SLU 1	11.19	57.43
174	GR4 SLU 1	11.18	67.66
178	GR4 SLU 1	11.25	64.92
232	GR4 SLU 11	7.00	25.95
232	GR4 SLU 2	10.92	52.30
255	GR4 SLU 2	10.92	45.58

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M16 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				**Caratteristiche dei materiali**				
spessore piatto/ala/anima (mm)	20					fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	16	17.5	25	acciaio profili e piastre S 355		355	510	1.25
Ares (mm^2)	157			bulloni		649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**				
n° bulloni	1				Ved	11.2	kN	
k	2.5				Ned	67.7	kN	
alfa	0.76			**Resistenze di calcolo**				
e1 (mm)	40				resistenza a taglio	60.3	kN	OK
e2 (mm)	40				resistenza a rifollamento	248.7	kN	OK
					resistenza a trazione	90.4	kN	OK
					resistenza a punzonamento	390.5	kN	OK
					resistenza combinata taglio - trazione	0.721		OK

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza dell'anima (o del piatto di irrigidimento) e delle ali della trave riporta:

M_{Ed} = 67.7*0.033 = 2.23 kNm

$M_{Rd} = W*f_{yk}/\gamma_{M0} = [(147*20^2/6)*335/1.05]/10^6 = 2.783$ kNm.

$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.80 < 1$ → verificato

8.8.4 Collegamento travi impalcato HEA 160 – briglia inferiore HEB 260

Il giunto è di tipo flangiato di testa con piastra spessa 30 mm alle estremità delle travi dell'impalcato collegata con 4 bulloni M20 classe 10.9 ad una piastra saldata tra le ali della briglia HEB 260, è il giunto della prima traversale alle estremità dell'impalcato. I bulloni sono disposti su una maglia 90 x 145 mm.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo di incastro sono riportate in tabella:

HEA 160 su briglia inferiore HEB 260 (prima trave alle estremità del ponte)								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
179	GR4 SLU 5	J[208]	**-336.64**	3.83	7.48	0.05	-7.86	-3.83
179	GR4 SLU 13	J[208]	**305.05**	-1.92	1.81	0.01	0.02	1.98
165	GR4 SLU 5	J[200]	-335.60	**-3.26**	7.45	-0.05	-7.87	3.19
179	GR4 SLU 5	J[208]	-336.64	**3.83**	7.48	0.05	-7.86	-3.83
175	GR4 SLU 7	I[202]	-26.89	-1.24	**-8.76**	-0.06	-7.42	-1.13
179	GR4 SLU 1	J[208]	-216.54	3.11	**9.09**	0.06	-8.69	-3.06
165	GR4 SLU 1	J[200]	-215.75	-2.56	9.05	**-0.06**	-8.69	2.46
179	GR4 SLU 1	J[208]	-216.54	3.11	9.09	**0.06**	-8.69	-3.06
165	GR4 SLU 1	J[200]	-215.75	-2.56	9.05	-0.06	**-8.69**	2.46
175	GR4 SLU 15	I[202]	303.09	2.08	-1.59	-0.01	**0.49**	2.15
179	GR4 SLU 5	J[208]	-336.64	3.83	7.48	0.05	-7.86	**-3.83**
165	GR4 SLU 5	J[200]	-335.60	-3.26	7.45	-0.05	-7.87	**3.19**

Per la verifica del nodo bisogna aggiungere le componenti dello sforzo dei controventi che valgono al massimo:
componente taglio $V_{controvento}$ = 24 kN
componente sforzo assiale $N_{controvento}$ = 60 kN.

Le massime sollecitazioni di trazione e taglio nel singolo bullone valgono:

Elem	Load	Ved	Ned
		Comprese forze controventi	
179	GR4 SLU 5	8.10	147.54
179	GR4 SLU 13	6.66	102.33
165	GR4 SLU 5	8.03	108.32
179	GR4 SLU 5	8.10	147.54
175	GR4 SLU 7	8.21	53.59
179	GR4 SLU 1	8.40	116.10
165	GR4 SLU 1	8.35	85.24
179	GR4 SLU 1	8.40	116.10
165	GR4 SLU 1	8.35	85.24
175	GR4 SLU 15	6.65	104.41
179	GR4 SLU 5	8.10	147.54
165	GR4 SLU 5	8.03	108.32

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M20 classe 10.9 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				**Caratteristiche dei materiali**				
spessore piatto/ala/anima (mm)	30					fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	20	22	30	acciaio profili e piastre S 355		355	510	1.25
Ares (mm^2)	245			bulloni		900	1000	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**				
n° bulloni	1				Ved	8.2	kN	
k	2.5				Ned	147.6	kN	
alfa	0.61			**Resistenze di calcolo**				
e1 (mm)	40				resistenza a taglio	117.6	kN	OK
e2 (mm)	40				resistenza a rifollamento	370.9	kN	OK
					resistenza a trazione	176.4	kN	OK
					resistenza a punzonamento	691.8	kN	OK
					resistenza combinata taglio - trazione	0.667		OK

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza dell'anima (o del piatto di irrigidimento) e delle ali della trave riporta:
M_{Ed} = 147.6*0.033 = 4.87 kNm
$M_{Rd} = W*f_{yk}/\gamma_{M0} = [(147*30^2/6)*335/1.05]/10^6$ = 6.26 kNm.

$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.78 < 1 \rightarrow$ verificato

8.8.5 Collegamento controventi

Il giunto è di tipo bullonato, i tubi 60x60x5 mm sono collegati con 2 bulloni M16 ai piatti saldati alla piastra di testa delle travi trasversali principali dell'impalcato.
Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo sono riportate in tabella:

Controventi			
Elem	Load	Force-I (kN)	Force-J (kN)
170	GR4 SLU 5	**-64.20**	-64.19
171	GR4 SLU 15	**43.18**	43.19
170	GR4 SLU 5	-64.20	**-64.19**
171	GR4 SLU 15	43.18	**43.19**

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M16 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				**Caratteristiche dei materiali**				
spessore piatto/ala/anima (mm)	10					fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	16	17.5	25	acciaio profili e piastre S 355		355	510	1.25
Ares (mm^2)	157			bulloni		649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**				
n° bulloni	2				Ved	64.2	kN	
k	2.5				Ned	0	kN	
alfa	0.57			**Resistenze di calcolo**				
e1 (mm)	30				resistenza a taglio	120.6	kN	OK
e2 (mm)	30			resistenza a rifollamento		186.5	kN	OK
				resistenza a trazione		180.9	kN	OK
				resistenza a punzonamento		390.5	kN	OK
				resistenza combinata taglio - trazione		0.532		OK

8.8.6 Giunto continuità briglia inferiore HEB 240

Il giunto è di tipo flangiato di testa con piastre spesse 25 mm saldata alle estremità dei conci di trave da giuntare.
Le piastre sono collegate con 4 bulloni M20 classe 8.8 disposti su una maglia 120x130 mm.
Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo di giunzione sono riportate in tabella:

Continuità HEB 240 briglia inferiore								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
265	GR4 SLU 14	1/4	**-121.09**	0.79	-3.12	0.01	0.43	0.69
252	GR4 SLU 6	1/4	**292.48**	5.36	-10.16	-0.01	5.89	2.17
275	GR4 SLU 2	3/4	253.12	**-6.36**	11.66	0.01	6.03	2.60
252	GR4 SLU 2	1/4	263.29	**6.36**	-11.66	0.00	6.24	2.60
252	GR4 SLU 2	1/4	263.29	6.36	**-11.66**	0.00	6.24	2.60
275	GR4 SLU 2	3/4	253.12	-6.36	**11.66**	0.01	6.03	2.60
252	SLV 5	1/4	103.13	3.46	-5.96	**-0.05**	2.34	1.27
275	SLV 5	3/4	75.94	-3.90	5.87	**0.05**	1.91	1.45
265	GR4 SLU 14	1/4	-121.09	0.79	-3.12	0.01	**0.43**	0.69
252	GR4 SLU 2	1/4	263.29	6.36	-11.66	0.00	**6.24**	2.60
242	SLV 5	3/4	33.27	0.47	2.06	-0.04	1.84	**0.05**
252	GR4 SLU 1	1/4	88.20	6.28	-11.19	0.00	4.73	**2.62**

Le massime sollecitazioni di trazione e taglio nel singolo bullone valgono:

Elem	Load	Ved	Ned
265	GR4 SLU 14	0.80	34.94
252	GR4 SLU 6	2.87	106.70
275	GR4 SLU 2	3.32	99.24
252	GR4 SLU 2	3.32	102.66
252	GR4 SLU 2	3.32	102.66
275	GR4 SLU 2	3.32	99.24
252	SLV 5	1.72	40.82
275	SLV 5	1.76	32.99
265	GR4 SLU 14	0.80	34.94
252	GR4 SLU 2	3.32	102.66
242	SLV 5	0.53	16.19
252	GR4 SLU 1	3.21	52.68

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M20 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				**Caratteristiche dei materiali**				
spessore piatto/ala/anima (mm)	25					fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	20	22	30	acciaio profili e piastre S 355		355	510	1.25
Ares (mm^2)	245			bulloni		649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**				
n° bulloni	1				Ved	3	kN	
k	2.5				Ned	107	kN	
alfa	0.76			**Resistenze di calcolo**				
e1 (mm)	50				**resistenza a taglio**	94.1	kN	OK
e2 (mm)	50				**resistenza a rifollamento**	386.4	kN	OK
					resistenza a trazione	141.1	kN	OK
					resistenza a punzonamento	576.5	kN	OK
					resistenza combinata taglio - trazione	0.573		OK

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza dell'anima (o del piatto di irrigidimento) e delle ali della trave riporta:

M_{Ed} = 107*0.043 = 4.60 kNm

M_{Rd} = $W*f_{yk}/\gamma_{M0}$= $[(196*25^2/6)*335/1.05]/10^6$ = 5.798 kNm.

M_{Ed} / M_{Rd} = 0.79 < 1 → verificato

8.8.7 Giunto continuità briglia superiore HEB 450

Il giunto è di tipo flangiato di testa con piastre spesse 25 mm saldata alle estremità dei conci di trave da giuntare. Le piastre sono collegate con 8 bulloni M20 classe 8.8 disposti su una maglia 180x300 mm.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo di giunzione sono riportate in tabella:

Continuità HEB 450 briglia superiore								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
459	GR4 SLU 2	1/4	**-804.93**	9.65	-19.46	0.05	-6.02	-5.62
462	SLV 23	3/4	**-211.45**	5.61	4.22	-0.20	-13.27	1.15
464	GR4 SLU 2	3/4	-788.67	**-9.57**	19.42	-0.04	-6.07	-5.39
459	GR4 SLU 2	1/4	-804.93	**9.65**	-19.46	0.05	-6.02	-5.62
457	GR4 SLU 2	1/4	-800.70	-8.37	**-20.61**	-0.16	1.81	5.56
462	GR4 SLU 2	3/4	-788.19	8.27	**20.59**	0.15	2.21	5.29
459	SLV 5	1/4	-354.61	6.16	-5.35	**-0.22**	-12.25	-1.64
464	SLV 5	3/4	-226.27	-6.02	4.61	**0.23**	-14.84	-1.21
464	SLV 5	3/4	-226.27	-6.02	4.61	0.23	**-14.84**	-1.21
462	SLV 7	3/4	-343.39	1.38	10.72	0.22	**8.29**	2.18
459	GR4 SLU 2	1/4	-804.93	9.65	-19.46	0.05	-6.02	**-5.62**
457	GR4 SLU 2	1/4	-800.70	-8.37	-20.61	-0.16	1.81	**5.56**

Le massime sollecitazioni di trazione e taglio nel singolo bullone valgono:

Elem	Load	Ved	Ned
459	GR4 SLU 2	2.72	17.91
462	SLV 23	0.88	20.67
464	GR4 SLU 2	2.71	17.67
459	GR4 SLU 2	2.72	17.91
457	GR4 SLU 2	2.78	10.76
462	GR4 SLU 2	2.77	11.06
459	SLV 5	1.02	22.83
464	SLV 5	0.95	26.58
464	SLV 5	0.95	26.58
462	SLV 7	1.35	16.94
459	GR4 SLU 2	2.72	17.91
457	GR4 SLU 2	2.78	10.76

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M20 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				**Caratteristiche dei materiali**				
spessore piatto/ala/anima (mm)	25					fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	20	22	30	acciaio profili e piastre S 355		355	510	1.25
Ares (mm^2)	245			bulloni		649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**				
n° bulloni	1				Ved	3	kN	
k	2.5				Ned	27	kN	
alfa	0.76			**Resistenze di calcolo**				
e1 (mm)	50				resistenza a taglio	94.1	kN	OK
e2 (mm)	50			resistenza a rifollamento		386.4	kN	OK
				resistenza a trazione		141.1	kN	OK
				resistenza a punzonamento		576.5	kN	OK
				resistenza combinata taglio - trazione		0.169		OK

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza dell'anima (o del piatto di irrigidimento) e delle ali della trave riporta:

M_{Ed} = 27*0.05 = 1.35 kNm

$M_{Rd} = W*f_{yk}/\gamma_{M0} = [(130*25^2/6)*335/1.05]/10^6 = 3.84$ kNm.

$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.35 < 1$ → verificato

8.8.8 Giunto continuità diagonale HEA 140

Il giunto è di tipo flangiato di testa con piastre spesse 25 mm saldata alle estremità dei conci di diaginale da giuntare. Le piastre sono collegate con 6 bulloni M16 classe 8.8 disposti su una maglia 130x233 mm.

Le massime sollecitazioni agenti in corrispondenza del nodo di giunzione sono riportate in tabella:

Continuità HEA 140 diagonali								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
404	SLV 5	1/4	**68.95**	0.06	0.13	0.00	0.18	0.50
406	GR4 SLU 2	1/4	**380.85**	-0.13	2.65	0.00	2.06	-0.08
391	GR4 SLU 4	1/4	288.71	**-0.20**	1.80	0.00	1.46	-0.36
404	GR4 SLU 4	1/4	289.16	**0.21**	1.80	0.00	1.44	0.36
404	SLV 5	1/4	68.95	0.06	**0.13**	0.00	0.18	0.50
406	GR4 SLU 2	1/4	380.85	-0.13	**2.65**	0.00	2.06	-0.08
391	GR4 SLU 1	1/4	328.60	-0.16	2.08	**0.00**	1.58	-0.42
391	GR4 SLU 1	1/4	328.60	-0.16	2.08	**0.00**	1.58	-0.42
404	SLV 5	1/4	68.95	0.06	0.13	0.00	**0.18**	0.50
393	GR4 SLU 2	1/4	378.76	0.12	2.63	0.00	**2.07**	0.09
391	SLV 5	1/4	74.98	-0.06	0.17	0.00	0.24	**-0.52**
406	SLV 5	1/4	184.41	0.02	1.60	0.00	1.21	**0.54**

Le massime sollecitazioni di trazione e taglio nel singolo bullone valgono:

Elem	Load	Ved	Ned
404	SLV 5	0.02	13.80
406	GR4 SLU 2	0.44	67.59
391	GR4 SLU 4	0.30	49.87
404	GR4 SLU 4	0.30	52.67
404	SLV 5	0.02	13.80
406	GR4 SLU 2	0.44	67.59
391	GR4 SLU 1	0.35	56.54
391	GR4 SLU 1	0.35	56.54
404	SLV 5	0.02	13.80
393	GR4 SLU 2	0.44	67.91
391	SLV 5	0.03	13.98
406	SLV 5	0.27	35.41

Come si evince dalla tabella tutte le verifiche dei bulloni M16 classe 8.8 risultano soddisfatte.

Caratteristiche geometriche				**Caratteristiche dei materiali**				
spessore piatto/ala/anima (mm)	25					fyk	ftk	γ_{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	16	17.5	25	acciaio profili e piastre S 355		355	510	1.25
Ares (mm^2)	157			bulloni		649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			**Sollecitazioni**				
n° bulloni	1				Ved	1	kN	
k	2.5				Ned	68	kN	
alfa	0.76			**Resistenze di calcolo**				
e1 (mm)	40				resistenza a taglio	60.3	kN	OK
e2 (mm)	40			resistenza a rifollamento		310.9	kN	OK
				resistenza a trazione		90.4	kN	OK
				resistenza a punzonamento		488.1	kN	OK
				resistenza combinata taglio - trazione		0.554		OK

La verifica della piastra considerata incastrata in corrispondenza dell'anima (o del piatto di irrigidimento) e delle ali della trave riporta:

M_{Ed} = 68*0.05 = 3.4 kNm

$M_{Rd} = W*f_{yk}/\gamma_{M0} = [(170*25^2/6)*335/1.05]/10^6 = 5.03$ kNm.

$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.68 < 1$ → verificato

9 STRUTTURE SECONDARIE

Nel presente capitolo si riportano le verifiche condotte per le strutture metalliche secondarie a sostegno degli elementi di rivestimento del ponte sul Canal Salso: in particolare sono stati analizzati la struttura sotto il ponte in destra idraulica e le strutture che sostengono le quattro parti terminali dei parapetti laterali al ponte.
Le strutture sono state verificate con l'ausilio di tre modelli di calcolo agli elementi in cui sono stati schematizzati gli elementi metallici.

9.1 STRUTTURA SOTTO PONTE PER SOSTEGNO FINITURA

9.1.1 Modello di calcolo

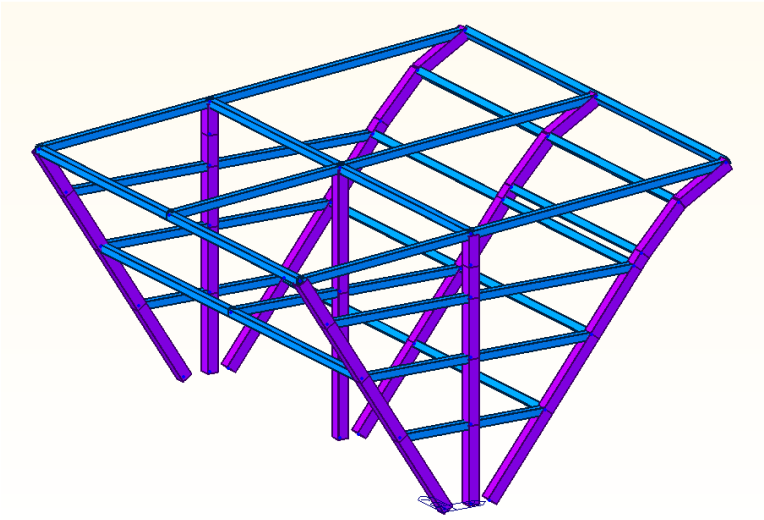


Figura 92 Baraccatura sottoponte per sostegno rivestimento

Colore viola tubi 120x120x3 mm
Colore azzurro tubi 80x80x3 mm

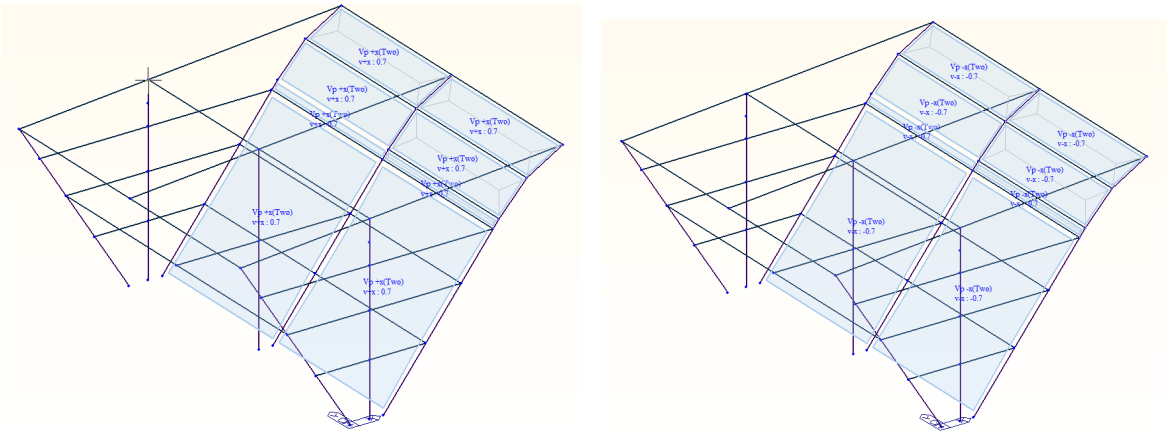


Figura 93 Baraccatura sottoponte. Vento in direzione X.

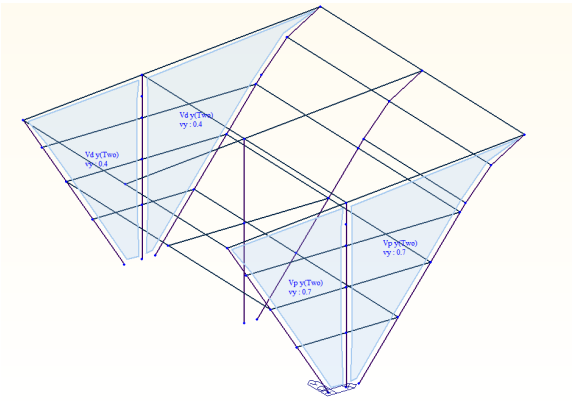


Figura 94 Baraccatura sottoponte. Vento in direzione Y.

Sono state considerate anche le azioni sismiche impiegando lo spettro elastico agli SLV ma vista la leggerezza delle struttura, le azioni dominanti sono quelle da vento.

9.1.2 Analisi dei risultati e verifiche

Si riportano le tabelle delle combinazioni di carico con definizione del numero e del nome della combinazione per entrambe le strutture oggetto di studio. Il tipo di verifica: resistenza (strength/stress) è condotto per le combinazioni da 1 a 14 mentre le verifiche di deformazione (serviceability) dal n° 15 al n° 17.

Load Combinations

General | Steel Design | Concrete Design | SRC Design | Cold Formed Steel Design | Footing Design

Load Combination List

No	Name	Active	Type	G1(ST)	G2(ST)	v+x(ST)	vy(ST)	v-x(ST)	SLV X(RS)	SLV Y(RS)
1	SLU 1	Strength/Stress	Add	1.3000	1.5000	1.5000				
2	SLU 2	Strength/Stress	Add	1.3000	1.5000		1.5000			
3	SLU 3	Strength/Stress	Add	1.3000	1.5000			1.5000		
4	slu 4	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000	1.5000				
5	slu 5	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000		1.5000			
6	slu 6	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000			1.5000		
7	S slv 1	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000				1.0000	0.3000
8	S slv 2	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000				1.0000	-0.3000
9	S slv 3	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000				0.3000	1.0000
10	S slv 4	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000				-0.3000	1.0000
11	S slv 5	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000				-1.0000	-0.3000
12	S slv 6	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000				-1.0000	0.3000
13	S slv 7	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000				-0.3000	-1.0000
14	S slv 8	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000				-0.3000	-1.0000
15	RARA 1	Serviceability	Add	1.0000	1.0000	1.0000				
16	RARA 2	Serviceability	Add	1.0000	1.0000		1.0000			
17	RARA 3	Serviceability	Add	1.0000	1.0000			1.0000		

Le immagini che seguono riportano l'identificazione del numero degli elementi e del numero dei "member" che sono composti da più elementi che vengono verificati assieme al fine di considerare le corrette lunghezze libere di inflessione.

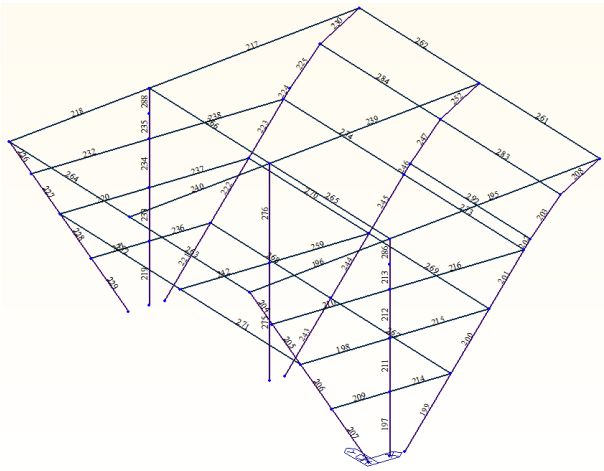


Figura 95 Modello FEM, numerazione elementi "frame"

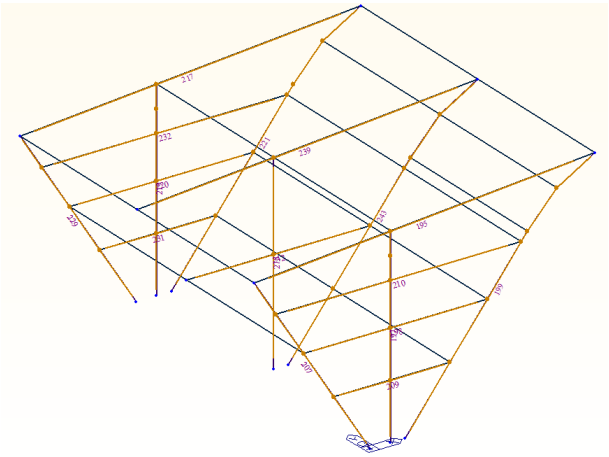


Figura 96 Modello FEM, numerazione elementi "member"

Si riportano di seguito le verifiche in modo sommario, nei paragrafi successivi si riportano le schede di verifica sintetiche per ogni elemento member.

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

Code : Eurocode3:05 Unit : kN , mm Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update... SECT MEMB

CHK	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	209	13	☐	80X80X3		1	1704.61	1704.61	1.000	1.000	-0.2237	-97.131	-97.131	1733.40	4.07630	-0.1087	-	-0.7197
	0.204	0.044		S355	0.35500		832.355	832.355	1.000	1.000	312.400	0.00000	9025.11	9025.11	93.6957	93.6957	-	10.0000
OK	275	14	☐	120x120x3		1	2832.02	1534.38	2.000	0.850	-0.1859	5921.96	5921.96	-51.574	-0.0425	4.82207	-	8.83501
	0.354	0.034		S355	0.35500		2832.02	2832.02	2.000	0.850	462.055	0.00000	16871.8	17779.0	140.544	140.544	-	9.44008

Unità di misura kN, mm. Per i simboli si rimanda ai paragrafi precedenti.

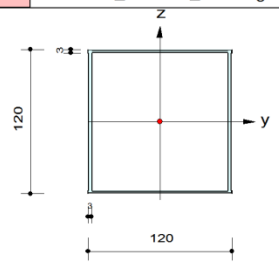
9.1.2.1 Montante 120x120x3

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\...\920_TELAIO_reva.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 275
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : 120x120x3 (No:14)
(Rolled : 120x120x3).
Member Length : 2832.02



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.1859 (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments My = 5921.96, Mz = -51.574
End Moments Myi = 5921.96, Myj = -896.29 (for Lb)
Myi = 5921.96, Myj = -1476.9 (for Ly)
Mzi = -51.574, Mzj = -4.4527 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -1.0963 (LCB: 2, POS:1/2)
Fzz = 4.82207 (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	120.000	Web Thick	3.00000
Flg Width	120.000	Top F Thick	3.00000
Web Center	117.000	Bot.F Thick	3.00000
Area	1404.00	Asz	720.000
Qyb	5134.50	Qzb	5134.50
Iyy	3205332	Izz	3205332
Ybar	60.0000	Zbar	60.0000
Wely	53422.2	Welz	53422.2
ry	47.7807	rz	47.7807

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1534.38, Lz = 2832.02, Lb = 2832.02
Effective Length Factors Ky = 2.00, Kz = 2.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 118.5 < 200.0 (Memb:275, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 0.186/462.055 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 5922.0/16871.8 = 0.351 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 51.6/17779.0 = 0.003 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
Rcom = N_Ed/(Aeff*fy/Gamma_M0), Rbend = (M_Edy+N_Ed*eNy)/My_Rd + (M_Edz+N_Ed*eNz)/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*Aeff*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = kyy*(M_Edy+N_Ed*eNy)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kyz*(M_Edz+N_Ed*eNz)/(Weffz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*Aeff*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = kzy*(M_Edzy+N_Ed*eNy)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kzz*(M_Edz+N_Ed*eNz)/(Weffz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[Rcom+Rbend, MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.354 < 1.000 .... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.008 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.034 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 9.4401 > 8.8350 (Memb:275, LCB: 15, Dir-X)..... O.K

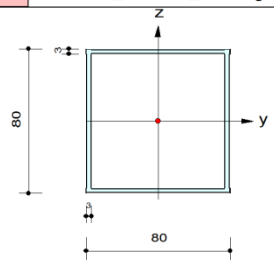
9.1.2.2 Traversi 80x80x3

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\...\920_TELAIO_reva.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 209
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : 80X80X3 (No:13)
(Rolled : 80X80X3).
Member Length : 1704.61



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.2237 (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments My = -97.131, Mz = 1733.40
End Moments Myi = -97.131, Myj = -21.874 (for Lb)
Myi = -97.131, Myj = 112.515 (for Ly)
Mzi = 1733.40, Mzj = -1658.6 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 4.07630 (LCB: 1, POS:1/4)
Fzz = 0.40322 (LCB: 5, POS:J)

Depth	80.0000	Web Thick	3.00000
Flg Width	80.0000	Top F Thick	3.00000
Web Center	77.0000	Bot.F Thick	3.00000
Area	924.000	Asz	480.000
Qyb	2224.50	Qzb	2224.50
Iyy	914452	Izz	914452
Ybar	40.0000	Zbar	40.0000
Wely	22861.3	Welz	22861.3
ry	31.4590	rz	31.4590

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1704.61, Lz = 832.355, Lb = 832.355
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 114.4 < 200.0 (Memb:210, LCB: 14)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 0.224/312.400 = 0.001 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 97.13/9025.11 = 0.011 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 1733.40/9025.11 = 0.192 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.204 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.044 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.004 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

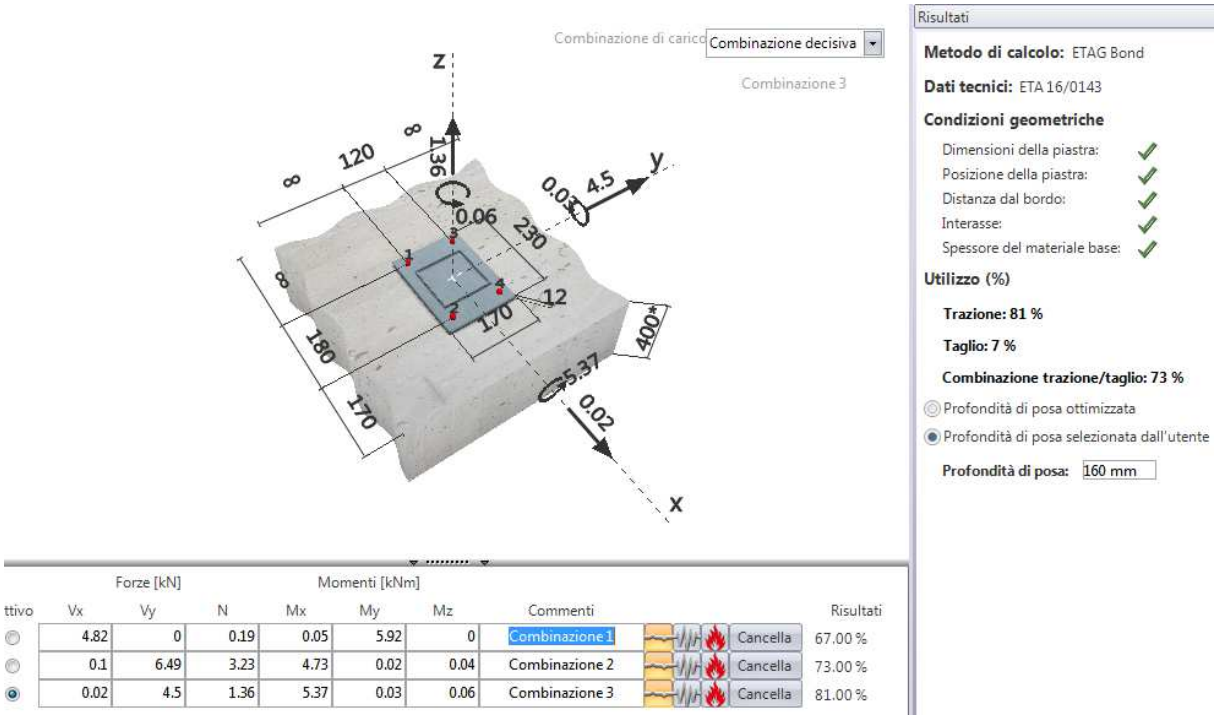
L/ 250.0 = 10.0000 > 0.7197 (Memb:271, LCB: 16, POS: 972.2mm, Dir-Z)..... O.K

9.1.2.3 Nodi di base

La tabella seguente riporta le sollecitazioni massime alla base dei montanti per la verifica delle piastre di base.

Baracca. base montanti 120x120x3								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
199	SLU 1	I[200]	**-6.52**	-3.84	0.06	-0.10	0.04	-3.73
207	slu 4	I[203]	**4.97**	4.09	0.14	-0.08	0.08	3.80
197	SLU 1	I[196]	-3.23	**-6.49**	-0.01	0.04	-0.02	-4.73
197	slu 6	I[196]	0.35	**4.82**	-0.02	-0.03	-0.01	3.49
275	slu 6	I[245]	-2.07	0.04	**-3.51**	0.00	-4.34	0.04
275	SLU 1	I[245]	-0.19	-0.04	**4.82**	0.00	5.92	-0.05
199	SLU 2	I[200]	-1.84	-0.59	-1.57	**-0.35**	-2.17	-0.55
207	SLU 2	I[203]	0.23	0.56	1.80	**0.32**	2.23	0.56
275	slu 6	I[245]	-2.07	0.04	-3.51	0.00	**-4.34**	0.04
275	SLU 1	I[245]	-0.19	-0.04	4.82	0.00	**5.92**	-0.05
243	SLU 1	I[249]	-1.36	-4.50	0.02	-0.06	0.03	**-5.37**
243	slu 6	I[249]	-3.60	3.37	-0.02	0.05	-0.02	**3.98**

Le verifiche degli ancoraggi sono condotte con il software Hilti Profis Anchor. Gli ancoraggi previsti sono 4 barre M12 classe 8.8 ancorate con resina tipo Hilti HIT – RE 500 V3 e lunghezza di ancoraggio 160 mm.



9.1.2.4 Verifica di capacità portante

La trave di fondazione ha dimensioni 1.20x5.3x0.4 m. Nella tabella che segue sono riportate le massime sollecitazioni in fondazione comprensive delle reazioni di ciascun montante e degli effetti della loro eccentricità rispetto al baricentro della fondazione stessa.

Sollecitazioni sommità fondazione Baraccatura						
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
SLU 1	**-1.68**	0.00	3.13	0.00	-1.17	0.00
S slv 1	**0.29**	0.12	2.55	0.14	0.70	0.10
SLU 2	0.00	**-9.85**	3.13	8.63	-0.13	-0.98
S slv 3	0.09	**0.40**	2.45	0.47	0.14	0.33
S slv 5	-0.29	-0.12	**2.26**	-0.14	-0.89	-0.10
SLU 1	-1.68	0.00	**3.13**	0.00	-1.17	0.00
S slv 7	-0.09	-0.40	2.36	**-0.47**	-0.33	-0.33
SLU 2	0.00	-9.85	3.13	**8.63**	-0.13	-0.98
SLU 1	-1.68	0.00	3.13	0.00	**-1.17**	0.00
S slv 1	0.29	0.12	2.55	0.14	**0.70**	0.10
SLU 2	0.00	-9.85	3.13	8.63	-0.13	**-0.98**
S slv 3	0.09	0.40	2.45	0.47	0.14	**0.33**

Le verifiche di capacità portante e al ribaltamento riportano:

CALCOLO CAPACITA PORTANTE PLATEA (BRINCH-HANSEN)

DATI DI INPUT				
Parametri di Sollecitazione				γ_G γ_Q
G2	[kN]	13	12.57	1.00
Q	[kN]	0	0	1.00
G1	[kN]	98	0	1.30
Ntotale	[kN]	111		Ai
Mx	[kNm]	0	0.3	1.00
My	[kNm]	46	45.8	1.00
H	[kN]	23	22.6	1.00
Geometria della fondazione				
D	[m]	0.5		
B	[m]	1.2		
L	[m]	5.3		
H	[m]	0.4		
B'	[m]	0.38		
L'	[m]	5.3		
ex	[cm]	41.00		
ey	[cm]	0.00		
Caratteristiche geotecniche				Mi
Cu	[kPa]	35.0	35	1
Φ	[°]	0.0	0	1
γ	[kN/m³]	18.5		
prof.falda	[m]	2		
Ca	[kPa]	23.3		
Φ1	(°)	0		
Kp	(-)	1.00		

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE		
Nc	(-)	5.14
Nq	(-)	1.00
Nγ	(-)	0.00

FATTORI DI CORREZIONE		
sc	(-)	0.014
sq	(-)	0.000
sγ	(-)	0.000
dc	(-)	0.167
dq	(-)	1.000
dγ	(-)	0.000
k	(-)	0.417
ic	(-)	0.140
iq	(-)	0.000
iγ	(-)	0.000

DATI DI OUTPUT		
q_{lim}	[kPa]	193.99
Ri	(-)	2.3
q_{amm}	[kPa]	84.34
$Q_{tot,AMM}$	[kN]	169.87
VERIFICA SODDISFATTA		

VERIFICA A RIBALTAMENTO		
	Mx	My
M stabilizzante	293	66
M instabilizzante	0	46
FS	915.46	1.45

VERIFICA A SCORRIMENTO		
Hd	[kN]	22.6
Vd	[kN]	111
Hd<Sd+Epd	Sd=Vd*tanδ δ=φ o A*ca	
	Epd=0,5*Kp*γ*h²	
ϕ'_1	[°]	0.00
Kp	[/]	1.00
$\gamma_{terreno}$	[kN/m³]	18.50
d	[m]	0.10
h_{plinto}	[m]	0.40
Epd	[kN]	7.84
Sd	[kN]	148.40
Sd + Epd	[kN]	156.24

9.2 TERMINALE PARAPETTO DESTRA IDRAULICA

9.2.1 Modello di calcolo

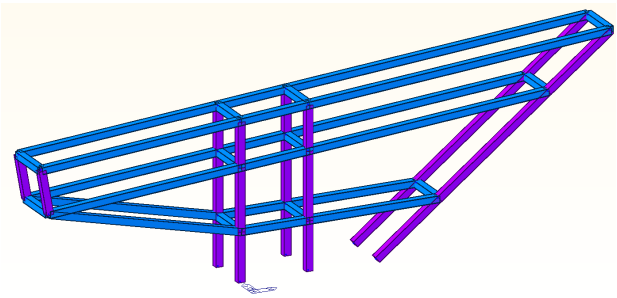


Figura 97 Baraccatura parti terminali del parapetto lato destra idraulica per sostegno rivestimento

Colore viola tubi 60x60x3 mm

Colore azzurro tubi 60x60x3 mm

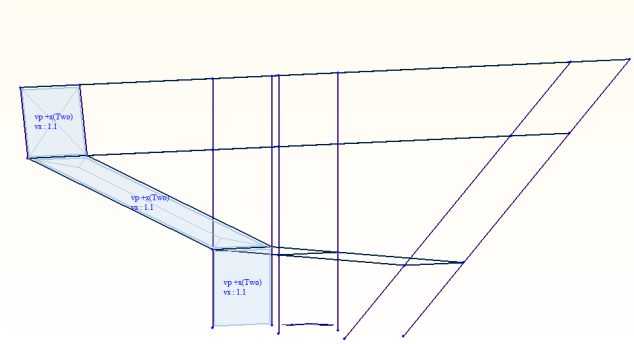


Figura 98 Baraccatura parti terminali del parapetto lato destra idraulica. Vento in direzione X.

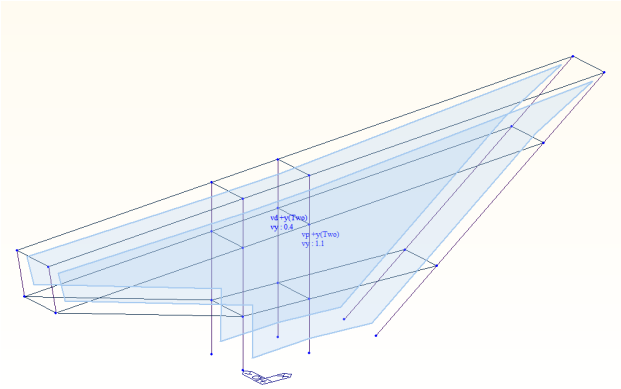


Figura 99 Baraccatura parti terminali del parapetto lato destra idraulica. Vento in direzione Y.

Sono state considerate anche le azioni sismiche impiegando lo spettro elastico agli SLV ma vista la leggerezza delle struttura, le azioni dominanti sono quelle da vento.

9.2.2 Analisi dei risultati e verifiche

Si riportano le tabelle delle combinazioni di carico con definizione del numero e del nome della combinazione per entrambe le strutture oggetto di studio. Il tipo di verifica: resistenza (strength/stress) è condotto per le combinazioni da 1 a 12 mentre le verifiche di deformazione (serviceability) dal n° 13 al n° 15.

Load Combinations

General | Steel Design | Concrete Design | SRC Design | Cold Formed Steel Design | Footing Design |

Load Combination List

No	Name	Active	Type	G1(ST)	G2(ST)	vx(ST)	vy(ST)	SLV X(RS)	SLV Y(RS)
1	SLU 1	Strength/Stress	Add	1.3000	1.5000	1.5000			
2	SLU 2	Strength/Stress	Add	1.3000	1.5000		1.5000		
3	SLU 3	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000	1.5000			
4	SLU 4	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000		1.5000		
5	S slv 1	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000			1.0000	0.3000
6	S slv 2	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000			1.0000	-0.3000
7	S slv 3	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000			0.3000	1.0000
8	S slv 4	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000			-0.3000	1.0000
9	S slv 5	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000			-1.0000	-0.3000
10	S slv 6	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000			-1.0000	0.3000
11	S slv 7	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000			-0.3000	-1.0000
12	S slv 8	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000			-0.3000	-1.0000
13	RARA 1	Serviceability	Add	1.0000	1.0000				
14	RARA 2	Serviceability	Add	1.0000	1.0000				
15	RARA 3	Serviceability	Add	1.0000	1.0000				

Le immagini che seguono riportano l'identificazione del numero degli elementi e del numero dei "member" che sono composti da più elementi che vengono verificati assieme al fine di considerare le corrette lunghezze libere di inflessione.

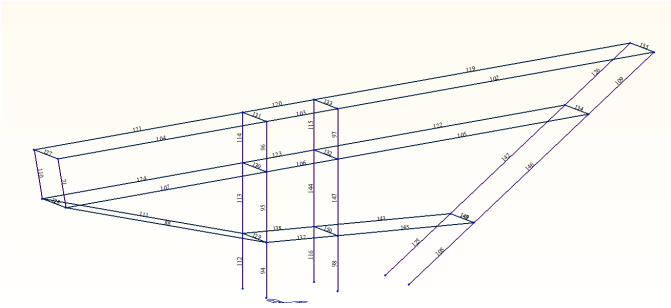


Figura 100 Modello FEM, numerazione elementi "frame"

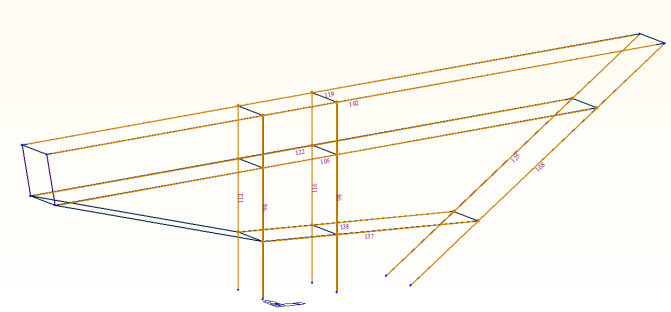


Figura 101 Modello FEM, numerazione elementi "member"

Si riportano di seguito le verifiche in modo sommario, nei paragrafi successivi si riportano le schede di verifica sintetiche per ogni elemento member.

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

Code : Eurocode3:05 Unit : kN , mm Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update... SECT MEMB

CHK	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	129	13		60X60X3		4	400.000	400.000	1.000	1.000	-0.1654	637.689	637.689	117.265	0.54040	3.19155	-	-0.0239
	0.153	0.045		S355	0.35500		400.000	400.000	1.000	1.000	231.257	0.00000	4947.69	4947.69	70.2718	70.2718	-	6.94378
OK	112	14		60x60x3		2	1353.64	425.400	2.000	0.850	-6.7633	-553.17	-553.17	-123.99	-0.5677	-1.9742	-	0.00506
	0.166	0.028		S355	0.35500		425.400	425.400	2.000	0.850	231.257	0.00000	4947.69	4947.69	70.2718	70.2718	-	1.29024

Unità di misura kN, mm. Per i simboli si rimanda ai paragrafi precedenti.

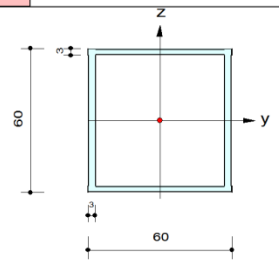
9.2.2.1 Montante 60x60x3

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\...\920_PARAPETTO_dx.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 112
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : 60x60x3 (No:14)
(Rolled : 60x60x3).
Member Length : 1353.64



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -6.7633 (LCB: 2, POS:I)
Bending Moments My = -553.17, Mz = -123.99
End Moments Myi = -553.17, Myj = 280.461 (for Lb)
Myi = -553.17, Myj = 280.461 (for Ly)
Mzi = -123.99, Mzj = 117.495 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.6241 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = -1.9742 (LCB: 2, POS:I)

Depth	60.0000	Web Thick	3.00000
Flg Width	60.0000	Top F Thick	3.00000
Web Center	57.0000	Bot.F Thick	3.00000
Area	684.000	Asz	360.000
Qyb	1219.50	Qzb	1219.50
Iyy	371412	Izz	371412
Ybar	30.0000	Zbar	30.0000
Wely	12380.4	Welz	12380.4
ry	23.3024	rz	23.3024

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 425.400, Lz = 425.400, Lb = 425.400
Effective Length Factors Ky = 2.00, Kz = 2.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 104.8 < 200.0 (Memb:108, LCB: 11)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 6.763/231.257 = 0.029 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 553.17/4947.69 = 0.112 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 123.99/4947.69 = 0.025 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.166 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.009 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.028 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 1.2902 > 0.0051 (Memb:110, LCB: 15, Dir-X)..... O.K

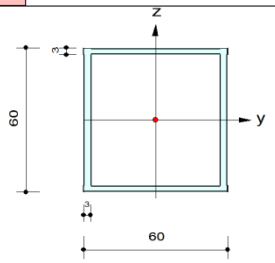
9.2.2.2 *Traversi 60x60x3*

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		**Project Title**	
Author	Amministratore	**File Name**	E:\...\920_PARAPETTO_dx.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 129
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : 60X60X3 (No:13)
(Rolled : 60X60X3).
Member Length : 400.000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.1654 (LCB: 4, POS:I)
Bending Moments My = 637.689, Mz = 117.265
End Moments Myi = 637.689, Myj = -634.09 (for Lb)
Myi = 637.689, Myj = -634.09 (for Ly)
Mzi = 117.265, Mzj = -98.893 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.54040 (LCB: 4, POS:1/2)
Fzz = 3.19519 (LCB: 2, POS:J)

Depth	60.0000	Web Thick	3.00000
Flg Width	60.0000	Top F Thick	3.00000
Web Center	57.0000	Bot.F Thick	3.00000
Area	684.000	Asz	360.000
Qyb	1219.50	Qzb	1219.50
Iyy	371412	Izz	371412
Ybar	30.0000	Zbar	30.0000
Wely	12380.4	Welz	12380.4
ry	23.3024	rz	23.3024

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 400.000, Lz = 400.000, Lb = 400.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 114.5 < 200.0 (Memb:102, LCB: 11)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 0.165/231.257 = 0.001 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 637.69/4947.69 = 0.129 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 117.27/4947.69 = 0.024 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.153 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.008 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.045 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

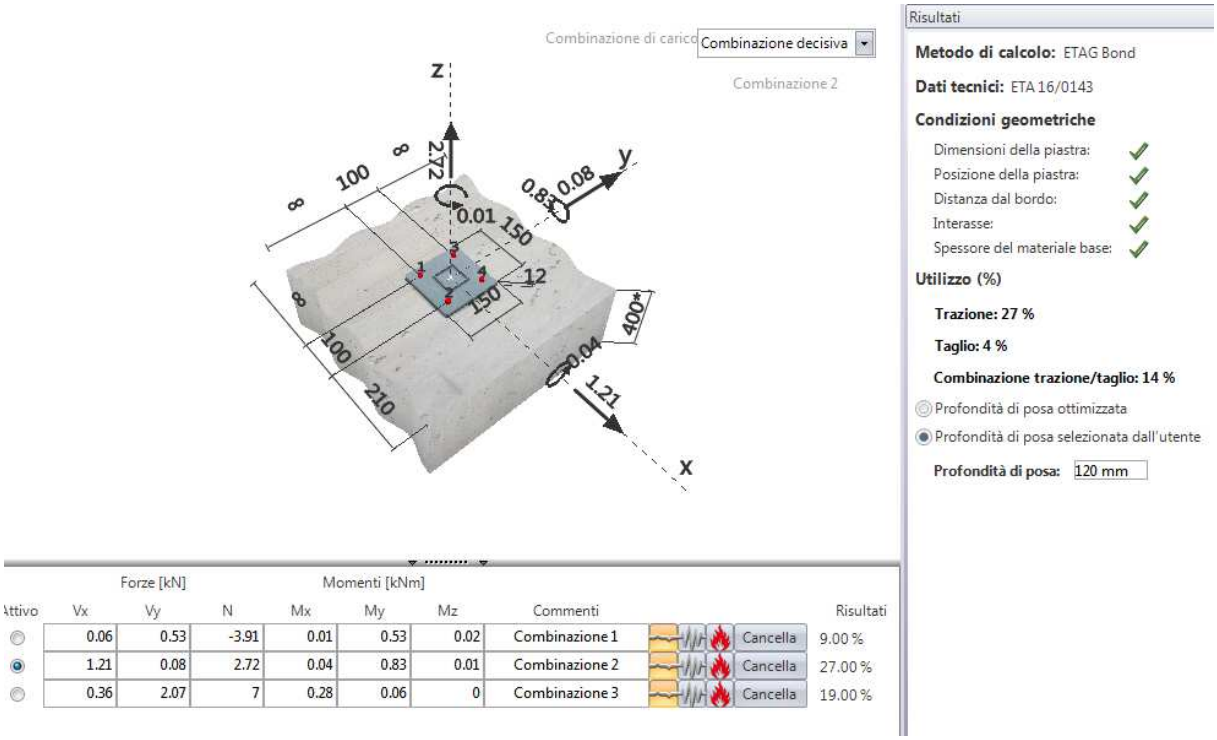
L/ 250.0 = 6.9438 > 0.0239 (Memb:111, LCB: 15, POS: 675.1mm, Dir-Z)..... O.K

9.2.2.3 Nodi di base

La tabella seguente riporta le sollecitazioni massime alla base dei montanti per la verifica delle piastre di base.

montanti parapetto destra idraulica								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
112	SLU 3	I[74]	**-8.26**	-0.56	-2.20	0.00	-0.63	-0.11
94	SLU 3	J[63]	**6.98**	-0.36	-2.07	-0.01	0.28	0.06
134	SLU 3	I[56]	-0.40	**-2.10**	1.66	-0.01	0.34	-0.37
108	SLU 3	I[70]	2.72	**1.21**	-0.08	0.01	-0.04	0.83
94	SLU 3	I[68]	6.94	-0.36	**-2.20**	-0.01	-0.63	-0.10
129	SLU 3	J[73]	-0.16	0.58	**3.91**	-0.02	-0.78	-0.10
129	SLU 3	I[63]	-0.16	0.58	3.88	**-0.02**	0.78	0.13
98	SLU 3	I[69]	2.59	-0.07	-1.56	**0.04**	-0.72	-0.04
129	SLU 3	J[73]	-0.16	0.58	3.91	-0.02	**-0.78**	-0.10
129	SLU 3	I[63]	-0.16	0.58	3.88	-0.02	**0.78**	0.13
125	SLU 3	J[82]	-3.91	0.53	0.06	0.02	-0.01	**-0.53**
108	SLU 3	I[70]	2.72	1.21	-0.08	0.01	-0.04	**0.83**

Le verifiche degli ancoraggi sono condotte con il software Hilti Profis Anchor. Gli ancoraggi previsti sono 4 barre M12 classe 8.8 ancorate con resina tipo Hilti HIT – RE 500 V3 e lunghezza di ancoraggio 120 mm.



9.2.2.4 Verifica di capacità portante

La trave di fondazione ha dimensioni 1.7x0.83x0.4 m. Nella tabella che segue sono riportate le massime sollecitazioni in fondazione comprensive delle reazioni di ciascun montante e degli effetti della loro eccentricità rispetto al baricentro della fondazione stessa.

fondazioni parapetto dx						
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
SLU 1	**-1.68**	0.00	2.96	0.00	-1.06	0.00
SLV X(RS)	**0.28**	0.00	0.14	0.00	0.76	0.00
SLU 3	0.00	**-9.85**	2.96	8.63	-0.01	-0.98
SLV Y(RS)	0.00	**0.40**	0.00	0.46	0.00	0.29
SLV Y(RS)	0.00	0.40	**0.00**	0.46	0.00	0.29
SLU 1	-1.68	0.00	**2.96**	0.00	-1.06	0.00
S slv 7	-0.08	-0.40	2.23	**-0.46**	-0.24	-0.29
SLU 3	0.00	-9.85	2.96	**8.63**	-0.01	-0.98
SLU 1	-1.68	0.00	2.96	0.00	**-1.06**	0.00
SLV X(RS)	0.28	0.00	0.14	0.00	**0.76**	0.00
SLU 3	0.00	-9.85	2.96	8.63	-0.01	**-0.98**
SLV Y(RS)	0.00	0.40	0.00	0.46	0.00	**0.29**

Le verifiche di capacità portante e al ribaltamento riportano:

CALCOLO CAPACITA PORTANTE PLATEA (BRINCH-HANSEN)

DATI DI INPUT				
Parametri di Sollecitazione				γ_G γ_Q
G2	[kN]	3	3.13	1.00
Q	[kN]	0	0	1.00
G1	[kN]	22	0	1.30
Ntotale	[kN]	25		Ai
Mx	[kNm]	0	0.7	1.00
My	[kNm]	9	8.6	1.00
H	[kN]	1	1.0	1.00
Geometria della fondazione				
D	[m]	0.5		
B	[m]	1.7		
L	[m]	0.83		
H	[m]	0.4		
B'	[m]	1.02		
L'	[m]	0.83		
ex	[cm]	34.00		
ey	[cm]	0.00		
Caratteristiche geotecniche				Mi
Cu	[kPa]	35.0	35	1
Φ	[°]	0.0	0	1
γ	[kN/m³]	18.5		
prof.falda	[m]	2		
Ca	[kPa]	23.3		
Φ1	(°)	0		
Kp	(-)	1.00		

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE		
Nc	(-)	5.14
Nq	(-)	1.00
Nγ	(-)	0.00

FATTORI DI CORREZIONE		
sc	(-)	0.246
sq	(-)	0.000
sγ	(-)	0.000
dc	(-)	0.118
dq	(-)	1.000
dγ	(-)	0.000
k	(-)	0.294
ic	(-)	0.013
iq	(-)	0.000
iγ	(-)	0.000

DATI DI OUTPUT		
q_{lim}	[kPa]	208.01
Ri	(-)	2.3
q_{amm}	[kPa]	90.44
$Q_{tot,AMM}$	[kN]	76.57
VERIFICA SODDISFATTA		

VERIFICA A RIBALTAMENTO		
	Mx	My
M stabilizzante	10	21
M instabilizzan	0	9
FS	#DIV/0!	2.45

VERIFICA A SCORRIMENTO		
Hd	[kN]	1
Vd	[kN]	25
Hd<Sd+Epd	Sd=Vd*tanδ δ=φ o A*ca	
	Epd=0,5*Kp*γ*h²	
ϕ'_1	[°]	0.00
Kp	[/]	1.00
$\gamma_{terreno}$	[kN/m³]	18.50
d	[m]	0.10
h_{plinto}	[m]	0.40
Epd	[kN]	1.23
Sd	[kN]	32.92
Sd + Epd	[kN]	34.15

9.3 TERMINALE PARAPETTO SINISTRA IDRAULICA

9.3.1 Modello di calcolo

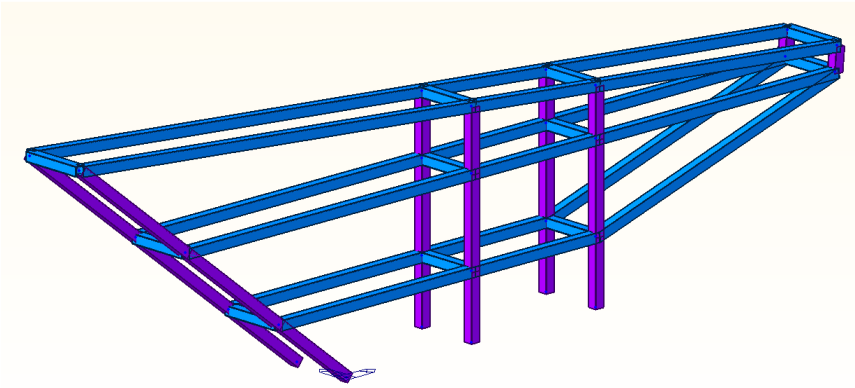


Figura 102 Baraccatura parti terminali del parapetto lato sinistra idraulica per sostegno rivestimento

Colore viola tubi 60x60x3 mm

Colore azzurro tubi 60x60x3 mm

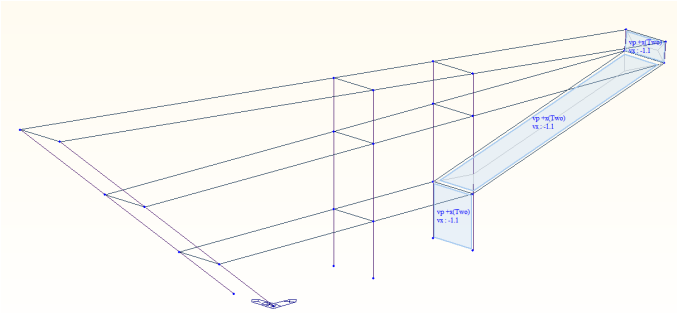


Figura 103 Baraccatura parti terminali del parapetto lato sinistra idraulica. Vento in direzione X.

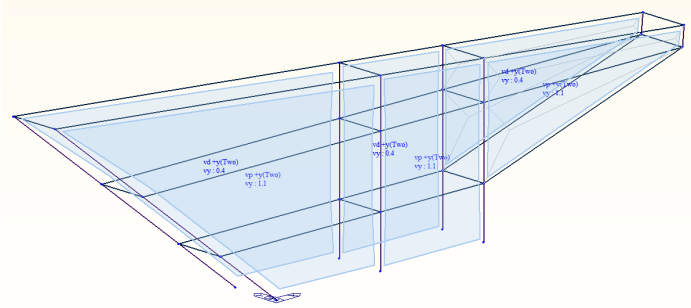


Figura 104 Baraccatura parti terminali del parapetto lato sinistra idraulica. Vento in direzione Y.

Sono state considerate anche le azioni sismiche impiegando lo spettro elastico agli SLV ma vista la leggerezza delle struttura, le azioni dominanti sono quelle da vento.

9.3.2 Analisi dei risultati e verifiche

Si riportano le tabelle delle combinazioni di carico con definizione del numero e del nome della combinazione per entrambe le strutture oggetto di studio. Il tipo di verifica: resistenza (strength/stress) è condotto per le combinazioni da 1 a 12 mentre le verifiche di deformazione (serviceability) dal n° 13 al n° 15.

Load Combinations

General | Steel Design | Concrete Design | SRC Design | Cold Formed Steel Design | Footing Design

Load Combination List

No	Name	Active	Type	G1(ST)	G2(ST)	vx(ST)	vy(ST)	SLV X(RS)	SLV Y(RS)
1	SLU 1	Strength/Stres	Add	1.3000	1.5000	1.5000			
2	SLU 2	Strength/Stres	Add	1.3000	1.5000		1.5000		
3	SLU 3	Strength/Stres	Add	1.0000	1.0000	1.5000			
4	SLU 4	Strength/Stres	Add	1.0000	1.0000		1.5000		
5	S slv 1	Strength/Stres	Add	1.0000	1.0000			1.0000	0.3000
6	S slv 2	Strength/Stres	Add	1.0000	1.0000			1.0000	-0.3000
7	S slv 3	Strength/Stres	Add	1.0000	1.0000			0.3000	1.0000
8	S slv 4	Strength/Stres	Add	1.0000	1.0000			-0.3000	1.0000
9	S slv 5	Strength/Stres	Add	1.0000	1.0000			-1.0000	-0.3000
10	S slv 6	Strength/Stres	Add	1.0000	1.0000			-1.0000	0.3000
11	S slv 7	Strength/Stres	Add	1.0000	1.0000			-0.3000	-1.0000
12	S slv 8	Strength/Stres	Add	1.0000	1.0000			-0.3000	-1.0000
13	RARA 1	Serviceability	Add	1.0000	1.0000				
14	RARA 2	Serviceability	Add	1.0000	1.0000				
15	RARA 3	Serviceability	Add	1.0000	1.0000				

Le immagini che seguono riportano l'identificazione del numero degli elementi e del numero dei "member" che sono composti da più elementi che vengono verificati assieme al fine di considerare le corrette lunghezze libere di inflessione.

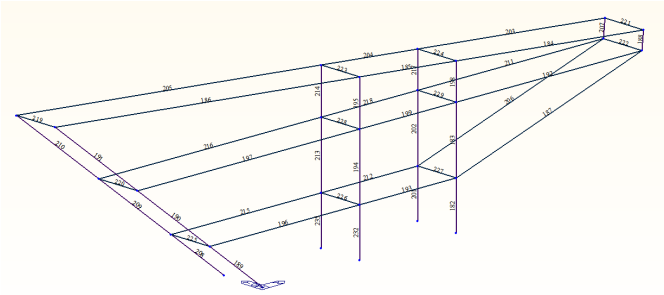


Figura 105 Modello FEM, numerazione elementi "frame"

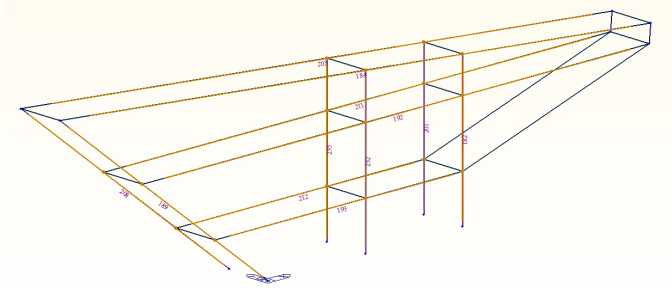


Figura 106 Modello FEM, numerazione elementi "member"

Si riportano di seguito le verifiche in modo sommario, nei paragrafi successivi si riportano le schede di verifica sintetiche per ogni elemento member.

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

Code : Eurocode3:05 Unit : kN , mm Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update... SECT MEMB

CHK	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	225	13		60X60X3		2	400.000	400.000	1.000	1.000	-0.3600	-316.69	-316.69	-407.24	1.89382	1.70693	-	-0.2075
	0.148	0.027		S355	0.35500		400.000	400.000	1.000	1.000	231.257	0.00000	4947.69	4947.69	70.2718	70.2718	-	23.2423
OK	182	14		60x60x3		2	1283.11	411.480	2.000	0.850	4.18206	-501.63	-501.63	-93.541	-0.2577	-1.8280	-	0.00961
	0.138	0.026		S355	0.35500		411.480	411.480	2.000	0.850	231.257	0.00000	4947.69	4947.69	70.2718	70.2718	-	0.50478

Unità di misura kN, mm. Per i simboli si rimanda ai paragrafi precedenti.

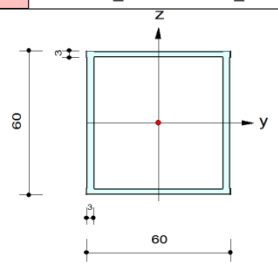
9.3.2.1 Montante 60x60x3

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\...\920_PARAPETTO_sx.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 182
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : 60x60x3 (No:14)
(Rolled : 60x60x3).
Member Length : 1283.11



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 4.18206 (LCB: 2, POS:I)
Bending Moments My = -501.63, Mz = -93.541
End Moments Myi = -501.63, Myj = 236.203 (for Lb)
Myi = -501.63, Myj = 236.203 (for Ly)
Mzi = -93.541, Mzj = 12.5164 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.58787 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = -1.8280 (LCB: 2, POS:I)

Depth	60.0000	Web Thick	3.00000
Flg Width	60.0000	Top F Thick	3.00000
Web Center	57.0000	Bot.F Thick	3.00000
Area	684.000	Asz	360.000
Qyb	1219.50	Qzb	1219.50
Iyy	371412	Izz	371412
Ybar	30.0000	Zbar	30.0000
Wely	12380.4	Welz	12380.4
ry	23.3024	rz	23.3024

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 411.480, Lz = 411.480, Lb = 411.480
Effective Length Factors Ky = 2.00, Kz = 2.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 88.9 < 200.0 (Memb:189, LCB: 11)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 4.182/231.257 = 0.018 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 501.63/4947.69 = 0.101 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 93.54/4947.69 = 0.019 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend)] = 0.138 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.008 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.026 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 0.5048 > 0.0096 (Memb:188, LCB: 15, Dir-X)..... O.K

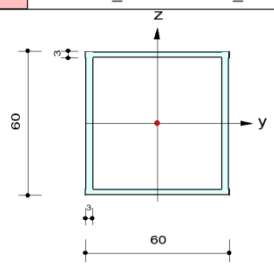
9.3.2.2 Traversi 60x60x3

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	Amministratore	File Name	E:\...\920_PARAPETTO_sx.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, mm
Member No : 225
Material : S355 (No:1)
(Fy = 0.35500, Es = 210.000)
Section Name : 60X60X3 (No:13)
(Rolled : 60X60X3).
Member Length : 400.000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.3600 (LCB: 2, POS:J)
Bending Moments My = -316.69, Mz = -407.24
End Moments Myi = 359.789, Myj = -316.69 (for Lb)
Myi = 359.789, Myj = -316.69 (for Ly)
Mzi = 350.285, Mzj = -407.24 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 1.89382 (LCB: 2, POS:1/2)
Fzz = 1.70693 (LCB: 2, POS:J)

Depth	60.0000	Web Thick	3.00000
Flg Width	60.0000	Top F Thick	3.00000
Web Center	57.0000	Bot.F Thick	3.00000
Area	684.000	Asz	360.000
Qyb	1219.50	Qzb	1219.50
Iyy	371412	Izz	371412
Ybar	30.0000	Zbar	30.0000
Wely	12380.4	Welz	12380.4
ry	23.3024	rz	23.3024

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 400.000, Lz = 400.000, Lb = 400.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 129.1 < 200.0 (Memb:184, LCB: 11)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 0.360/231.257 = 0.002 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 316.69/4947.69 = 0.064 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 407.24/4947.69 = 0.082 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.148 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.027 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.024 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 23.2423 > 0.2075 (Memb:203, LCB: 15, POS:4473.3mm, Dir-Z)..... O.K

9.3.2.3 Nodi di base

La tabella seguente riporta le sollecitazioni massime alla base dei montanti per la verifica delle piastre di base.

montanti parapetto sinistra idraulica								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
201	SLU 3	I[136]	**-6.54**	0.16	-1.84	0.02	-0.50	0.00
232	SLU 3	I[148]	**4.88**	-0.36	-1.68	-0.01	-0.46	-0.10
222	SLU 3	I[130]	-0.14	**-0.64**	0.14	0.00	0.03	-0.10
225	SLU 3	I[131]	-0.36	**1.89**	1.68	-0.01	0.36	0.35
201	SLU 3	I[136]	-6.54	0.16	**-1.84**	0.02	-0.50	0.00
227	SLU 3	I[124]	-0.20	-0.41	**2.90**	-0.01	0.59	-0.09
194	SLU 3	I[123]	2.27	-0.30	-1.25	**-0.02**	-0.31	-0.09
189	SLU 3	I[116]	4.46	-0.13	-1.09	**0.03**	-0.42	-0.07
182	SLU 3	I[110]	4.18	-0.26	-1.83	0.02	**-0.50**	-0.09
227	SLU 3	I[124]	-0.20	-0.41	2.90	-0.01	**0.59**	-0.09
229	SLU 3	I[125]	-0.21	-0.60	1.65	0.00	0.33	**-0.14**
225	SLU 3	I[131]	-0.36	1.89	1.68	-0.01	0.36	**0.35**

Le verifiche degli ancoraggi sono condotte con il software Hilti Profis Anchor. Gli ancoraggi previsti sono 4 barre M12 classe 8.8 ancorate con resina tipo Hilti HIT – RE 500 V3 e lunghezza di ancoraggio 120 mm.
Si rimanda al paragrafo precedente in quanto le sollecitazioni sul lato destra idraulica sono leggermente superiori.

9.3.2.4 Verifica di capacità portante

La trave di fondazione ha dimensioni 2.45x0.83x0.4 m. Nella tabella che segue sono riportate le massime sollecitazioni in fondazione comprensive delle reazioni di ciascun montante e degli effetti della loro eccentricità rispetto al baricentro della fondazione stessa.

fondazioni parapetto sinistra						
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
SLU 3	**-1.82**	-9.69	3.59	7.95	-1.70	0.48
SLU 1	**1.63**	0.00	3.59	0.00	0.92	0.00
SLU 3	-1.82	**-9.69**	3.59	7.95	-1.70	0.48
S slv 3	0.10	**0.43**	2.82	0.50	0.17	0.44
S slv 5	-0.33	-0.13	**2.57**	-0.15	-0.96	-0.13
SLU 1	1.63	0.00	**3.59**	0.00	0.92	0.00
S slv 7	-0.10	-0.43	2.71	**-0.50**	-0.35	-0.44
SLU 3	-1.82	-9.69	3.59	**7.95**	-1.70	0.48
SLU 3	-1.82	-9.69	3.59	7.95	**-1.70**	0.48
SLU 1	1.63	0.00	3.59	0.00	**0.92**	0.00
S slv 7	-0.10	-0.43	2.71	-0.50	-0.35	**-0.44**
SLU 3	-1.82	-9.69	3.59	7.95	-1.70	**0.48**

Le verifiche di capacità portante e al ribaltamento riportano:

CALCOLO CAPACITA PORTANTE PLATEA (BRINCH-HANSEN)

DATI DI INPUT				
Parametri di Sollecitazione				γ_G γ_Q
G2	[kN]	4	3.59	1.00
Q	[kN]	0	0	1.00
G1	[kN]	31	0	1.30
Ntotale	[kN]	35		Ai
Mx	[kNm]	2	1.7	1.00
My	[kNm]	8	8.0	1.00
H	[kN]	10	9.7	1.00
Geometria della fondazione				
D	[m]	0.5		
B	[m]	0.83		
L	[m]	2.45		
H	[m]	0.4		
B'	[m]	0.39		
L'	[m]	2.37		
ex	[cm]	22.00		
ey	[cm]	4.00		
Caratteristiche geotecniche				Mi
Cu	[kPa]	35.0	35	1
Φ	[°]	0.0	0	1
γ	[kN/m³]	18.5		
prof.falda	[m]	2		
Ca	[kPa]	23.3		
Φ1	(°)	0		
Kp	(-)	1.00		

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE		
Nc	(-)	5.14
Nq	(-)	1.00
Nγ	(-)	0.00

FATTORI DI CORREZIONE		
sc	(-)	0.033
sq	(-)	0.000
sγ	(-)	0.000
dc	(-)	0.241
dq	(-)	1.000
dγ	(-)	0.000
k	(-)	0.602
ic	(-)	0.129
iq	(-)	0.000
iγ	(-)	0.000

DATI DI OUTPUT		
q_{lim}	[kPa]	209.30
Ri	(-)	2.3
q_{amm}	[kPa]	91.00
$Q_{tot,AMM}$	[kN]	84.11
VERIFICA SODDISFATTA		

VERIFICA A RIBALTAMENTO		
	Mx	My
M stabilizzante	43	14
M instabilizzan	2	8
FS	25.16	1.82

VERIFICA A SCORRIMENTO		
Hd	[kN]	9.69
Vd	[kN]	35
Hd<Sd+Epd	Sd=Vd*tanδ δ=ϕo A*ca	
	Epd=0,5*Kp*γ*h²	
ϕ'_1	[°]	0.00
Kp	[/]	1.00
$\gamma_{terreno}$	[kN/m³]	18.50
d	[m]	0.10
h_{plinto}	[m]	0.40
Epd	[kN]	3.63
Sd	[kN]	47.45
Sd + Epd	[kN]	51.07

10 CONCLUSIONI

Le strutture in acciaio ed in calcestruzzo armato delle opere che compongono il tratto 1 e il tratto 2 delle opere complementari e di collegamento con la rete ciclabile esistente nell'ambito del progetto "Pista ciclabile per Venezia" sono state tutte verificate secondo i criteri della scienza delle costruzioni e nel rispetto delle normative attualmente vigenti.
Tutti gli elementi costruttivi risultano verificati.