



COMUNE DI PADOVA

SETTORE LAVORI PUBBLICI
SERVIZIO MANUTENZIONI

PROGETTO ESECUTIVO

MANUTENZIONE STRAORDINARIA E PITTURA DEI PONTI QUATTRO MARTIRI E VOLTABAROZZO. PRIMO INTERVENTO: P.TE VOLTABAROZZO ANNO 2020

IMPORTO COMPLESSIVO: € 581.289,29

N. PROGETTO:
LLPP OPI 2020/021

NOME FILE:
APPR_18_OPI2020_021__Rel_strutt

DATA:
20/04/2022

OGGETTO ELABORATO: OPERE STRUTTURALI

PONTE STRADALE ED EX FERROVARIO
DI VOLTABAROZZO

RELAZIONE GEOTECNICA - ILLUSTRATIVA DEI
MATERIALI - DI PERICOLOSITA' SISMICA -
DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

SIGLA ELABORATO:

Rel.S.01

PROGETTISTA

Ing. Davide Ferro
IPT Project S.r.l.
Via Uruguay,20
35127 - Padova



IPT Project srl

IPT
PROJECT

R.U.P.

Ing. Roberto Piccolo

CAPO SETTORE

Ing. Emanuele Nichele

INDICE

1 - RELAZIONE GEOTECNICA

Premessa

1. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO E DEL TERRENO DI FONDAZIONE
2. ZONA SISMICA DI APPARTENENZA
3. ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE

2 - RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI E SULLE INDAGINI

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO
2. DESCRIZIONE DELLE ANALISI E VERIFICHE SVOLTE
3. RIFERIMENTI NORMATIVI
4. DOCUMENTAZIONE STORICA A DISPOSIZIONE
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
 - 5.1 CARATTERISTICHE MATERIALI ESISTENTI E VALUTAZIONI SULLE INDAGINI ESEGUITE
 - 5.2 CARATTERISTICHE MATERIALI NUOVE OPERE

3 - RELAZIONE DI PERICOLOSITA' SISMICA

4 - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

A - ANALISI DEI CARICHI

1. AZIONE SISMICA
 - 1.1. METODO DI VERIFICA
2. CARICHI DA VENTO
3. CARICHI DA NEVE
4. CARICHI SULL'IMPALCATO

B - VERIFICHE

1. PONTE STRADALE
 - 1.1. MODI DI VIBRARE
 - 1.2. SOLLECITAZIONI
 - 1.3. DEFORMATE
 - 1.4. VERIFICA ELEMENTI METALLICI
 - 1.5. VERIFICA SOLETTA IMPALCATO
 - 1.6. VERIFICA APPOGGI
2. PONTE EX-FERROVIARIO
 - 2.1. MODI DI VIBRARE
 - 2.2. SOLLECITAZIONI
 - 2.3. DEFORMATE
 - 2.4. VERIFICA ELEMENTI METALLICI
 - 2.5. VERIFICA SOLETTA IMPALCATO
 - 2.5.1 Transitabilità dell'impalcato
 - 2.6. VERIFICA APPOGGI

3. VERIFICA SPALLE

4. VERIFICA PASSERELLE PEDONALI

5. CONCLUSIONI

1 - RELAZIONE GEOTECNICA

Premessa

Il presente intervento tratta la manutenzione straordinaria del ponte di Voltabarozzo, sito nel comune di Padova, in corrispondenza della ex SS516.

1. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

L'opera è costituita da due ponti affiancati realizzati alla fine degli anni '30 che presentano una campata unica di luce pari a circa 61 m, semplicemente appoggiata sulle spalle in c.a., e sono orientati con un'inclinazione di circa 55° rispetto all'asse del fiume Bacchiglione.

Ciascun impalcato è sostenuto da due strutture reticolari in acciaio, interconnesse inferiormente e superiormente da un sistema di controventi e da un impalcato misto acciaio – calcestruzzo. Ciascun ponte, indipendente rispetto a quello adiacente, poggia sulle spalle per mezzo di due appoggi per ciascuna testata: tali elementi sono costituiti piastroni o rulli in acciaio fissati su pulvini in c.a.

Le spalle sono in c.a. fondate su pali.

Le strutture di ciascun impalcato sono composte da elementi metallici con profili commerciali con sezione a doppio T o da profili L e piatti collegati tra loro con chiodi a formare delle reticolari spaziali.

Originariamente l'impalcato del ponte stradale era costituito da profili tipo "Zores", sostituiti con una soletta in c.a. gettata su lamiera grecata nell'ambito degli interventi di manutenzione straordinaria ed adeguamento statico eseguiti alla fine degli anni '80 su progetto degli ingg. Cappellari, Turrini, Vescovi, Zambon. I suddetti interventi prevedevano inoltre la realizzazione della medesima tipologia di impalcato anche per il ponte ferroviario, e la creazione di due passerelle ciclo-pedonali di larghezza 1.5 m ai lati delle corsie, realizzate con travi in acciaio a sbalzo a sostegno di una lamiera striata e di parapetti laterali.

Le caratteristiche del terreno di fondazione sono desunte dalla relazione geologico-geotecnica a firma del dott. Francesco Morbin del 02/02/2022.

Sono state eseguite le seguenti indagini:

- n. 2 prove CPT;
- n. 1 prova MASW;
- n. 1 prova HVSR.

L'immagine seguente riporta la localizzazione delle suddette indagini:



Le prove hanno restituito le seguenti stratigrafie:

CPT1

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 1,00	Materiale granulare di riporto	-	-
1,00 – 2,60	Limo argilloso debolmente sabbioso	24	0,8
2,60 – 4,60	Argilla	-	0,5
4,60 – 5,40	Limo sabbioso e argilloso poco addensato	18	0,4
5,40 – 14,00	Limo argilloso con laminazioni sabbiose	-	0,8
14,00 – 15,00	Sabbia	34	-
15,00 – 16,00	Sabbia addensata	35 – 36	-
16,00 – 17,20	Argilla	-	0,9
17,20 – 29,00	Sabbia addensata	38	-

CPT2

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,80	Materiale granulare di riporto	-	-
0,80 – 1,80	Argilla limosa e limo argilloso consistenti	-	1,3
1,80 – 6,00	Argilla limosa e limo argilloso debolmente sabbiosi	-	1,2
6,00 – 6,60	Argilla	-	0,7
6,60 – 9,40	Sabbia e sabbia limosa	31	-
9,40 – 12,40	Argilla e limo con lenti sabbiose	-	0,6
12,40 – 14,20	Sabbia	31 – 32	-
14,20 – 15,00	Argilla	-	0,7 – 0,8
15,00 – 15,60	Sabbia	32 – 33	-
15,60 – 16,20	Argilla	-	0,8 – 0,9
16,20 – 20,80	Sabbia addensata	35 - 36	-
20,80 – 30,00	Sabbia addensata	37	-

La profondità della falda freatica è stata rilevata alle seguenti profondità rispetto al piano campagna attuale:

CPT1 -3,98 m
CPT2 -5,20 m

Le stratigrafie evidenziano una alternanza di terreni sabbiosi e limosi con caratteristiche meccaniche mediocri negli strati superficiali, che invece migliorano in profondità, diventano tipiche di terreni sabbiosi.

Le spalle, comuni ai due impalcati, risultano fondate su pali, e pertanto le sollecitazioni vengono trasferite ai terreni posti in profondità che presentano caratteristiche meccaniche migliori.

2. ZONA SISMICA DI APPARTENENZA

Sulla base della "Deliberazione della Giunta Regionale n. 244 del 09 marzo 2021- Aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche del Veneto. D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380, articolo 83, comma 3; D. Lgs 31 marzo 1998, n. 112, articoli 93 e 94. D.G.R./CR n. 1 del 19/01/2021", il Comune di Padova ricade in zona sismica 3.

In base all'indagine MASW eseguita, che restituisce una velocità di propagazione delle onde Rayleigh di 343 m/s, il terreno viene assunto come appartenente alla **categoria sismica C**.

La categoria topografica assunta è la **T1**.

Come indicato nella relazione del dott. Morbin, date le loro caratteristiche, i terreni in oggetto NON sono a rischio di liquefazione.

3. ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE

Come richiesto al §8.3 delle NTC 2018, si riportano di seguito le valutazioni relative al sistema fondazionale dell'opera, in ragione di quanto emerso nel corso di sopralluoghi e delle indagini eseguite, e della documentazione a disposizione.

Il progetto originale indica che le spalle sono fondate su platee in c.a. poggianti su pali.

Le NTC 2018 precisano che la verifica del sistema fondazionale del fabbricato è obbligatoria qualora sussista anche soltanto una delle seguenti condizioni:

- Importanti dissesti della struttura a causa di cedimenti delle fondazioni;
- possibilità di ribaltamenti o scorrimenti della struttura a causa delle condizioni morfologiche;
- possibilità di liquefazione del terreno.

Nel caso in oggetto è possibile fare le seguenti considerazioni:

- Eccezion fatta per alcune lievi cavillature sulla spalla lato Padova, non riconducibili a dissesti o cedimenti delle spalle stesse, anzi non si evidenziano cedimenti o degrado delle opere;
- Non si evidenziano possibili fenomeni di scorrimento o ribaltamento della struttura a causa delle condizioni morfologiche, vista anche la tipologia di fondazioni profonde;
- In base ad indagini eseguite su terreni adiacenti alla zona in oggetto, il rischio di liquefazione non sussiste: tale dato andrà confermato a seguito delle indagini geologiche.

Il sistema fondazionale si ritiene quindi adeguato.

A favore di sicurezza sono state comunque eseguite delle indagini per verificare le caratteristiche dei materiali costituenti le spalle, per i cui risultati si rimanda alla relazione illustrativa sui materiali.

Il Progettista
delle Strutture

2 - RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI E SULLE INDAGINI

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il presente documento tratta la verifica statica e sismica delle strutture del ponte di Voltabarozzo, nell'ambito degli interventi di manutenzione straordinaria previsti dall'Amministrazione Comunale di Padova.

Sono previsti interventi di manutenzione e sostituzione di elementi non strutturali, oltre ad interventi di risanamento di elementi strutturali degradati, quali profili metallici ed elementi in c.a.

In particolare per quanto riguarda le strutture si prevedono le seguenti lavorazioni:

- Sostituzione di elementi metallici particolarmente degradati (profili o chiodi) che si riscontrasse nel corso dei lavori;
- Risanamento elementi in c.a. degradati;
- Rifacimento protezione strutture metalliche.

2. DESCRIZIONE DELLE ANALISI E VERIFICHE SVOLTE

Le strutture progettualmente rientrano in classe d'uso IV " Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.." (par. 2.3 NTC 14/01/2008), e per esse è stata assegnata una **vita nominale pari a 50 anni.**

La Vita di Riferimento della struttura è quindi di 100 anni.

Le strutture sono state progettate eseguendo un'**analisi globale dinamica lineare** ossia **analisi modale con spettro di risposta su un modello tridimensionale**, con definizione dello spettro di risposta secondo il D.M. 17/01/18, valutando gli effetti torsionali applicando il metodo della traslazione del centro di massa relativo ai singoli piani del 5% rispetto alla dimensione massima di ingresso del sisma. Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Secondo il DM 17/01/2008, le strutture sono state sottoposte alle seguenti verifiche:

1) Stati Limite Ultimi

1.1) **Stato Limite Ultimo (SLU)**, in condizioni statiche: raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;

1.2) **Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)**, in condizioni sismiche: perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

2) Stati Limite di Esercizio

2.1) **Stato Limite di Esercizio (SLE)**: in condizioni statiche: danneggiamenti locali, spostamenti e deformazioni che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;

2.1) **Stato Limite di Danno (SLD)**: in condizioni sismiche: la costruzione nel suo complesso (elementi strutturali, non strutturali, apparecchiature) deve mantenersi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature, definito come stato limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanee nelle condizioni post-sismiche;

2.2) **Stato Limite di immediata Operatività (SLO)**: in condizioni sismiche: la costruzione nel suo complesso (elementi strutturali, non strutturali, apparecchiature) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi particolarmente utile come riferimento progettuale per le opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.).

Tali analisi e verifiche sono state svolte con l'ausilio di codici e fogli di calcolo secondo quanto stabilito al par.10.2 del DM 17/01/2018.

3. RIFERIMENTI NORMATIVI

Nella redazione della presente relazione di calcolo si sono seguite le norme tecniche contenute nella seguente legislazione:

- Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche (Legge 5/11/71 n° 1086);
- UNI 206:2014 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI 11104 – Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206
- D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare N. 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018” (GU n.35 del 11.02.2019, suppl. ordinario n°5).
- Eurocodice N°2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice N°3 - Progettazione di strutture in acciaio.
- Eurocodice N°8 - Progettazione di strutture soggette a sisma.

Sono state inoltre tenute in considerazione le normative storiche riferite al periodo di costruzione o vigenti durante gli interventi eseguiti nel corso della vita dell'opera.

4. DOCUMENTAZIONE STORICA A DISPOSIZIONE

Per l'esecuzione della valutazione di sicurezza è stata analizzata la seguente documentazione storica messa a disposizione dall'Amministrazione Comunale di Padova:

- Elaborati grafici originali di progetto (anno 1933) relativi alle fondazioni e spalle dei ponti stradale e ferroviario di Voltabarozzo;
- Documentazione di calcolo originale relativa all'impalcato del ponte ferroviario;
- Elaborati grafici e documentazione descrittiva degli interventi di manutenzione straordinaria (anno 1987) redatti da ingg. Cappellari, Turrini, Vescovi e Zambon;
- Censimento del degrado eseguito dal Dipartimento ICEA dell'Università degli Studi di Padova.

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali che costituiscono le strutture esistenti, e le caratteristiche dei materiali per le nuove opere.

5.1 CARATTERISTICHE MATERIALI ESISTENTI E VALUTAZIONI SULLE INDAGINI ESEGUITE

Le caratteristiche dei materiali esistenti sono state desunte dalle indagini eseguite dalla ditta Metralab S.r.l. nel Settembre 2021, i cui risultati sono riportati nella relazione emessa in data 22/03/2022 (rev.2) e di cui si analizzano nel seguito i risultati.

- Strutture metalliche in elevazione:

Sulle strutture metalliche in elevazione sono state eseguite indagini a campione al fine di accertare le caratteristiche meccaniche dei materiali ed il loro stato di corrosione.

Le indagini eseguite hanno evidenziato che la corrosione non ha comportato una perdita di sezione resistente dei piatti e profili metallici: tale fatto andrà comunque sistematicamente verificato in sede di esecuzione delle opere.

Le caratteristiche meccaniche dei profili e dei chiodi che costituiscono le reticolari principali del ponte sono state indagate per mezzo di indagini distruttive e non distruttive:

Prova di trazione in laboratorio su spezzone:

N	Identificazione campione Posizione in opera	Data di Prelievo	Data Prova	Tipo provetta	Dimensioni provino				Area della sezione iniziale Mm ²	Tensione snervamento Tensione 0,2% R _{eh} R _{p0,2} MPa	Tensione di rottura R _m MPa	Allungamento A %
					Lc [mm]	Lo [mm]	a [mm]	b [mm]				
1	Profile/tallone 235x45x10 mm	30/08/21	23/09/21	C	70	55	8,30	12,31	102,17	292	451	17,1

Prove di durezza in opera:

Punto di indagine	Tipologia elemento	Letture al durometro										Media HB	Resistenza a trazione stimata MPa
		176	173	156	153	148	169	148	163	178	176		
D1	Ponte stradale	117	116	117	116	116	116	115	116	116	115	116	390
D2	Ponte stradale	149	153	143	142	148	158	156	158	156	158	152	513
D3	Ponte stradale	139	143	144	143	143	138	145	146	145	138	142	479
D4	Ponte stradale	133	131	126	129	127	130	136	131	126	129	130	437
D5	Ponte Ferroviario	121	128	117	121	128	130	131	128	121	133	126	423
D6	Ponte Ferroviario	131	133	130	128	133	133	131	130	127	126	130	438
D7	Ponte Ferroviario	135	132	133	128	136	135	132	133	128	135	133	446
D8	Bullone												

Il valore medio di resistenza a trazione derivante dalle prove di durezza risulta pari a:

Rt media = 460 MPa

In base alle tipologie di acciaio disponibili all'epoca di costruzione, tale materiale corrisponde ad un acciaio di tipo dolce.

Per tale materiale si assume un livello di conoscenza LC2, a cui corrisponde un Fattore di Confidenza FC=1,20, pertanto il valore di resistenza caratteristico è pari a:

Rt k = 383 MPa

Le caratteristiche meccaniche del materiale assunte per le verifiche risultano quindi le seguenti:

ACCIAIO			
Densità	$\delta =$	78,50	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	243,33	MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	211,59	MPa
Deformazione a snervamento	$\varepsilon_{yd} =$	0,10%	---

Essendo inoltre presenti elementi in acciaio risalenti agli interventi del 1987, realizzati con acciaio Fe360, corrispondente all'attuale S235, si assumeranno a favore di sicurezza le caratteristiche di quest'ultimo per le verifiche:

ACCIAIO S235 (Ex Fe360)			
Densità	$\delta =$	78,50	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1,05	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	235,00	MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	223,81	MPa
Deformazione a snervamento	$\varepsilon_{yd} =$	0,11%	---

- Spalle:

Si riportano di seguito i risultati delle indagini eseguite sulle spalle del ponte per la caratterizzazione meccanica dei materiali.

Prova di compressione su carota in calcestruzzo:

N°	Identificazione campione posizione struttura	Data di Prelievo	Data Prova	Lunghezza del campione	Rettifica provino	Dimensioni provino		Rapp. l/d	Sezione Ac mm ²	Massa volumica kg/m ³	Carico di rottura a compress. F kN	Resistenza a compress. f_c MPa	Tipo rottura (1)
						l	d						
1	Carota B1 - Spalla	30/08/21	19/09/21	250	si	189	94	2,01	6940	2340	191	27,6	S

$f_c =$ 27,60 MPa

Per tale materiale si assume un livello di conoscenza LC1, a cui corrisponde un Fattore di Confidenza FC=1,35, pertanto il valore di resistenza caratteristico è pari a:

$f_{ck} =$ 20,44 MPa Resistenza cilindrica

Il materiale risulta quindi assimilabile a favore di sicurezza ad un cls C20/25, che presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

CLS 20/25			
Densità	$\delta =$	25,00	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	---
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	25,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	20,75	MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	30200,49	MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	13,83	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	11,76	MPa
Resistenza media a trazione diretta	$f_{ctm} =$	2,27	MPa
Resistenza caratt. a trazione diretta (frattile 5%)	$f_{ctk} =$	1,59	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,06	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} =$	2,72	MPa
Deformazione ultima	$\varepsilon_{cu} =$	0,35%	---
Deformazione ultima per compressione uniforme	$\varepsilon_{c2} =$	0,20%	---

Prova di trazione su barra di armatura:

N	ϕ nom. mm	Identificazione campione / Posizione in opera	Data di Prelievo	Data Prova	ϕ equip mm	Massa unitaria kg/m	Tensione snervamento Tensione 0,2% R_{eH} $R_{p0,2}$	Tensione di rottura R_m MPa	f_t/f_y f_t/f_{ctd}	Allungamento	
							MPa			A	A _{gt}
										%	%
1	16	Spezzione di barra di armatura tonda liscia C4 (spalla)	30/08/21	16/09/21	15,9	1,563	321	431	1,34	17,1	-

$f_y =$ 321 MPa

$R_t =$ 431 MPa

Per tale materiale si assume un livello di conoscenza LC1, a cui corrisponde un Fattore di Confidenza FC=1,35, pertanto il valore di resistenza caratteristico è pari a:

$f_{yk} =$ 238 MPa

$R_{tk} =$ 319 MPa

Le caratteristiche da utilizzare per le verifiche sono quindi:

ACCIAIO			
Densità	$\delta =$	78,50	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	237,78	MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	206,76	MPa
Deformazione a snervamento	$\varepsilon_{yd} =$	0,10%	---

- Soletta di impalcato:

La soletta di impalcato è stata realizzata in occasione degli interventi del 1987, sotto la guida di tecnici qualificati e secondo le procedure previste dalla normativa vigente all'epoca, e pertanto si considerano attendibili i valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali riportate negli elaborati di progetto.

Sulla soletta di impalcato sono state comunque eseguite indagini al fine di verificarne la geometria e le caratteristiche meccaniche. I risultati confermano di poter assumere come riferimento le caratteristiche previste dal progetto di realizzazione degli impalcati, realizzati in occasione degli interventi di manutenzione straordinaria del 1987.

P R E S C R I Z I O N I

CALCESTRUZZO PER SOLETTA	$R_{bk} \geq 35$ MPa
CALCESTRUZZO PER MURI PARAGHIAIA	$R_{bk} \geq 30$ MPa
ACCIAIO PER CALCESTRUZZI ARMATI	FeB 44k Contr.
ACCIAIO PER PROFILATI A CALDO, PIATTI E LAMIERE	Fe 360
ACCIAIO PER PIOLI ELETTROSALDATI	Fe 510
VITI E DADI PER BULLONERIA	8.8 ; 6S

5.2 CARATTERISTICHE MATERIALI NUOVE OPERE

- Calcestruzzo per le strutture di elevazione :

I ripristini delle sezioni in calcestruzzo saranno eseguito con malte premiscelate ad alta resistenza della classe R4.

L'eventuale utilizzo di calcestruzzo dovrà prevedere i seguenti materiali:

- Calcestruzzo per le strutture di elevazione :

classificazione del calcestruzzo in base a resistenza cilindrica/cubica ENV 206 **C35/45** MPa

Stati limite ultimi

resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	45,0 MPa
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	37,4 MPa
coefficiente di sicurezza per del materiale	$\gamma_c =$	1,5
resistenza cilindrica di calcolo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$	24,90 MPa
valore massimo di resistenza a compressione	$f_{cl} = 0,83 \cdot f_{cd} =$	21,17 MPa
valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} = 0,27 \cdot R_{ck}^{2/3} =$	3,42 MPa
valore caratteristico della resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} =$	2,39 MPa
valore di calcolo della resistenza a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1,59 MPa

Stati limite di esercizio

Compressione in esercizio nel calcestruzzo		
ambiente moderatamente aggressivo		
in combinazione quasi permanente	$\sigma_c = 0,45 \cdot f_{ck} =$	16,8 MPa

- Cemento (conforme alla UNI EN 179/1 e ss.mm.ii.)

Qualità	Portland
Tipo	II/B - S 32,5 N
Dosature	tali da ottenere gli Rck richiesti con un rapporto a/c max = 0,45 (vedasi legenda strutture)

- Inerti (conformi alla UNI EN 12620)

Qualità e dosature	Sabbia e ghiaia lavate e vagliate, con granulometria entro le curve limiti del Regolamento italiano
--------------------	---

- Acqua (conforme alla UNI EN 1008)

Qualità e dosature	Pura, in qualità tale da avere un impasto lavorabile.
--------------------	---

- Classe di consistenza

cordoli, solette, muri S4

- Classe di esposizione UNI 11104

strutture esposte all'azione di Sali disgelanti XD3

- Acciaio d'armatura e Rete elettrosaldata B450C:

Stati limite ultimi

		6 mm	<φ<	40 mm
resistenza caratteristica di rottura	$f_k =$		540	MPa
resistenza caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$		450	MPa
Stati limite ultimi				
coefficiente di sicurezza per del materiale	$\gamma_s =$		1,15	
tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	$f_{ck}/\gamma_s =$	391	MPa
Modulo elastico del materiale	$E_s =$		206000	MPa
valore di deformazione limite a snervamento	$\epsilon_s =$		1,90	‰
allungamento limite a rottura	$\epsilon_{uk} =$		12	%

Stati limite di esercizio

Limite per le trazioni in esercizio nell'acciaio
in combinazione rara

$$\sigma_s = 0,70 \cdot f_{yk} = 315 \text{ MPa}$$

4.2 OPERE IN ELEVAZIONE IN ACCIAIO

- Classe di esecuzione secondo UNI EN 1090-2

classi di conseguenze: (CC Conseguenze Class)

CC3

classi di servizio: (SC Service Categories).

SC2

classe di esecuzione: (EXC Execution Classes)

EXC3

MARCATURA CE DEI COMPONENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO

-rif. EN 1090-1 LUGLIO 2014

- Lamiere, profilati, piastre di base e tirafondi S355 J2

per $t \leq 40$ mm

tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	355 MPa
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	510 MPa

- Bulloni classe 8.8 (ad alta resistenza)

appartenenti alle classi della norma UNI EN ISO 898-1:2013

Resistenza a rottura per trazione	$f_{tb} =$	800 MPa
Resistenza allo snervamento	$f_y =$	640 MPa
Resistenza di calcolo di un bullone a trazione	$F_{t,Rd}/A_{res} =$	576 MPa
Resistenza di calcolo di un bullone a taglio	$F_{v,Rd}/A_{res} =$	320 MPa

- Saldature

Saldature a cordone d'angolo con lato pari a 0,7 volte lo spessore minimo da saldare (dove non diversamente specificato); saldature testa a testa a completa penetrazione di 1° classe (dove non diversamente specificato).

- **Acciaio Inox**

AISI 304

- **Resina per ancoranti chimici**

Resina epossidica tipo Hilti HIT-RE 500 V4 o equivalente

Il Direttore Lavori
delle Strutture

Il Progettista
delle Strutture

3 - RELAZIONE DI PERICOLOSITA' SISMICA

1. CARATTERISTICHE SISMICHE DEL SITO

Come precedentemente riportato, le caratteristiche sismiche del sito in esame sono le seguenti:

CATEGORIA TOPOGRAFICA: T1

CATEGORIA SOTTOSUOLO: C

2. CARATTERISTICHE DELLE OPERE

La struttura in oggetto è inserita all'interno delle costruzioni di tipo 2, secondo quanto al §2.4.1 del D.M. 17/01/2018:

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 Vita Nominale è stata assunta pari a 50 anni in ragione di quanto previsto al §2.4.1 delle circolare esplicativa delle NTC 2018 per la verifica sismica delle strutture esistenti.

Svolgendo funzioni pubbliche e strategiche, si individua la seguente classe d'uso:

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

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

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

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

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

La Vita di Riferimento delle opere, secondo quanto riportato al §2.4.3 del D.M. 17/01/2018 risulta quindi pari a 100 anni.

Di seguito si riporta la definizione degli spettri sismici di progetto.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITA' DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
11,8828

LATITUDINE
45,4161

☒ Ricerca per comune

REGIONE
Veneto

PROVINCIA
Padova

COMUNE
Padova

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilita' dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

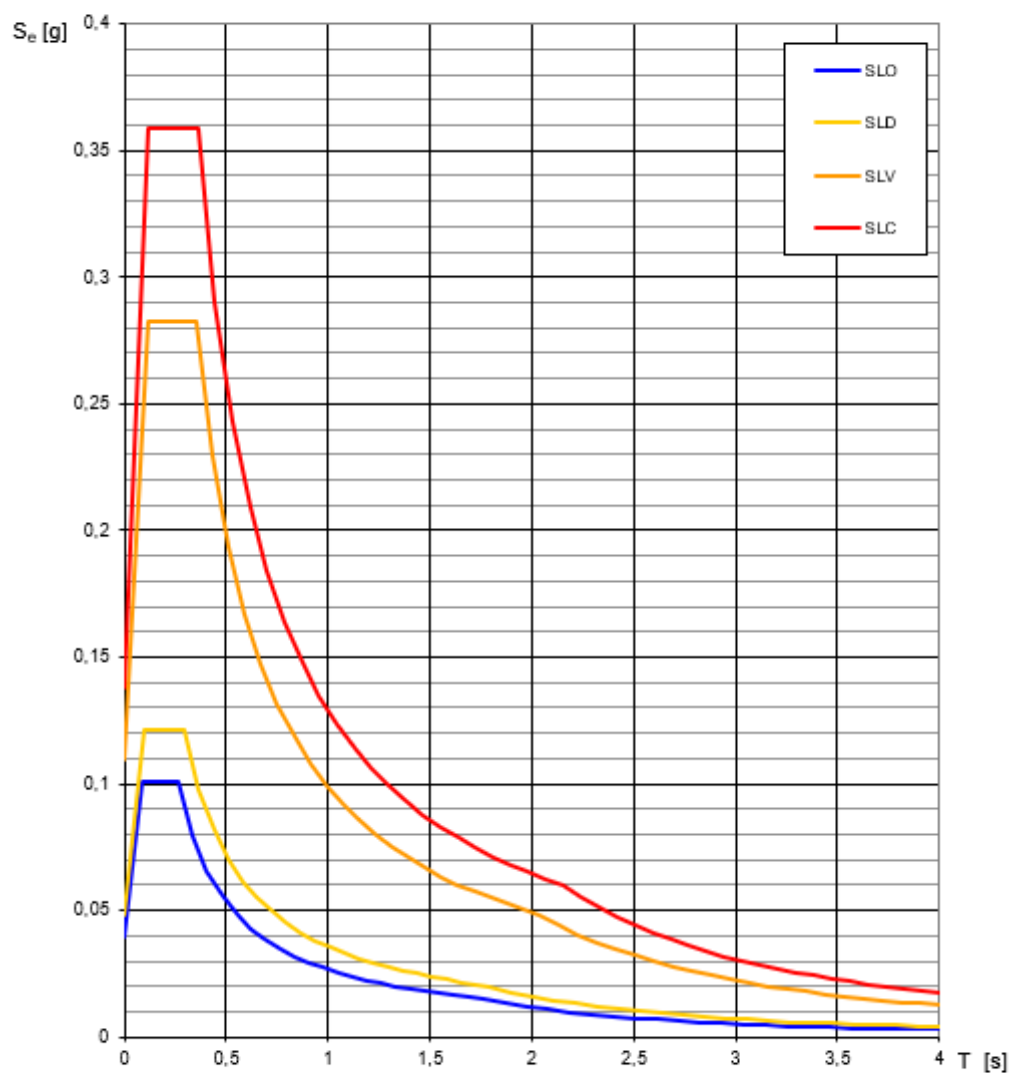
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. L'ANIDIS non potrà essere ritenuta responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,040	2,546	0,263
SLD	101	0,048	2,507	0,295
SLV	949	0,110	2,580	0,349
SLC	1950	0,138	2,605	0,359

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: SLC [info](#)

Risposta sismica
 Categoria di sottosuolo: C [info](#) $S_s = 1,485$ $C_c = 1,473$ [info](#)
 Categoria topografica: T1 [info](#) $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ [info](#)
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta = 1,000$ [info](#)
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s 1 Regol. in altezza si [info](#)

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1 $\eta = 1/q = 1,000$ [info](#)

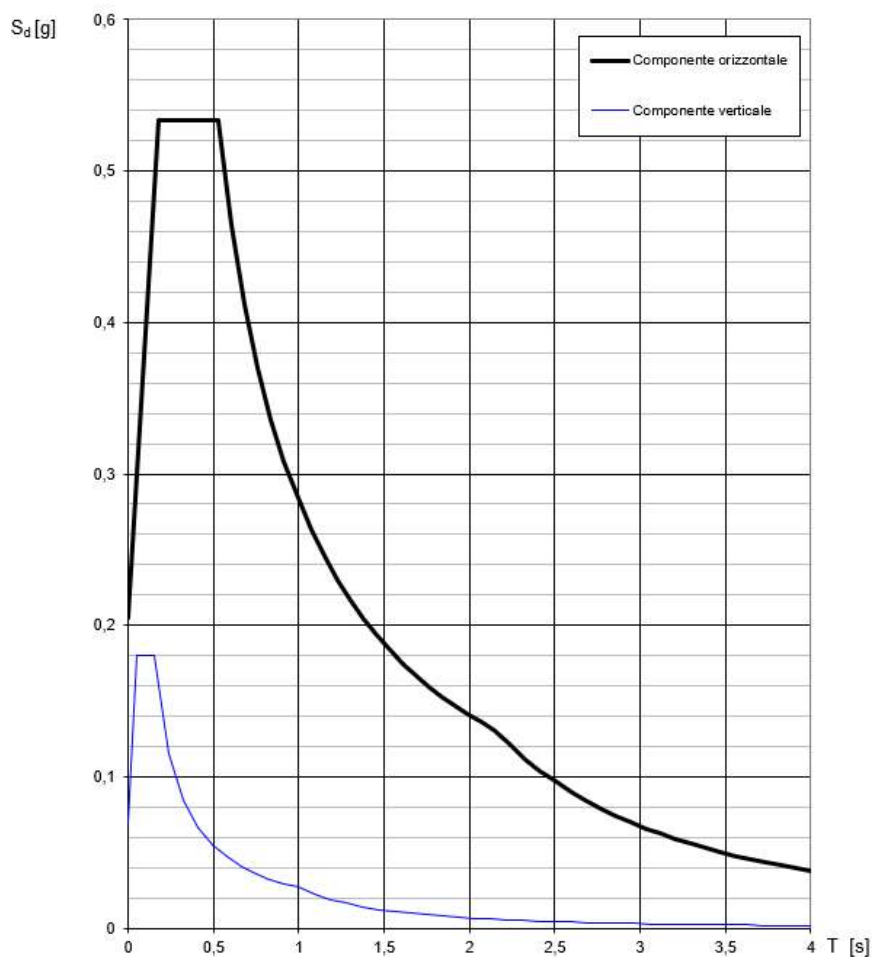
Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta [▶▶▶](#)
 Parametri e punti spettri di risposta [▶▶▶](#)

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0,138 g
F_o	2,605
T_c	0,359 s
S_s	1,485
C_c	1,473
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,485
η	1,000
T_B	0,176 s
T_C	0,528 s
T_D	2,151 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ 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	0,205
T_B	0,176	0,533
T_C	0,528	0,533
	0,606	0,465
	0,683	0,412
	0,760	0,370
	0,838	0,336
	0,915	0,308
	0,992	0,284
	1,069	0,263
	1,147	0,246
	1,224	0,230
	1,301	0,216
	1,379	0,204
	1,456	0,193
	1,533	0,184
	1,610	0,175
	1,688	0,167
	1,765	0,160
	1,842	0,153
	1,920	0,147
	1,997	0,141
	2,074	0,136
T_D	2,151	0,131
	2,239	0,121
	2,327	0,112
	2,415	0,104
	2,504	0,097
	2,592	0,090
	2,680	0,084
	2,768	0,079
	2,856	0,074
	2,944	0,070
	3,032	0,066
	3,120	0,062
	3,208	0,059
	3,296	0,056
	3,384	0,053
	3,472	0,050
	3,560	0,048
	3,648	0,046
	3,736	0,043
	3,824	0,041
	3,912	0,040
	4,000	0,038

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato lirSLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	
a_{gv}	0,069 g
S_B	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,306
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_v}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

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

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,069
$T_B \leftarrow$	0,050	0,180
$T_C \leftarrow$	0,150	0,180
	0,235	0,115
	0,320	0,084
	0,405	0,067
	0,490	0,055
	0,575	0,047
	0,660	0,041
	0,745	0,036
	0,830	0,033
	0,915	0,030
$T_D \leftarrow$	1,000	0,027
	1,094	0,023
	1,188	0,019
	1,281	0,016
	1,375	0,014
	1,469	0,013
	1,563	0,011
	1,656	0,010
	1,750	0,009
	1,844	0,008
	1,938	0,007
	2,031	0,007
	2,125	0,006
	2,219	0,005
	2,313	0,005
	2,406	0,005
	2,500	0,004
	2,594	0,004
	2,688	0,004
	2,781	0,003
	2,875	0,003
	2,969	0,003
	3,063	0,003
	3,156	0,003
	3,250	0,003
	3,344	0,002
	3,438	0,002
	3,531	0,002
	3,625	0,002
	3,719	0,002
	3,813	0,002
	3,906	0,002
	4,000	0,002

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica

Categoria di sottosuolo **C** info $S_S = 1,500$ $C_C = 1,486$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1,000$ info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q **1** $\eta = 1/q = 1,000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta info

Parametri e punti spettri di risposta info

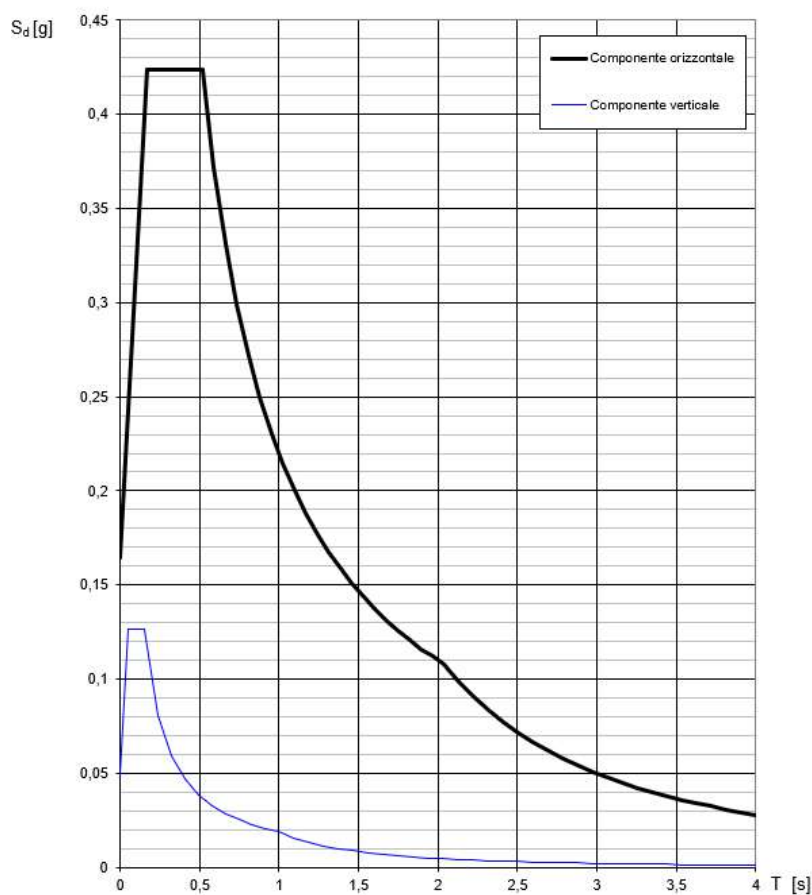
— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

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



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,110 g
F_o	2,580
T_o	0,349 s
S_s	1,500
C_c	1,486
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,173 s
T_C	0,519 s
T_D	2,038 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_o \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

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

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	0,164
$T_B \leftarrow$	0,173	0,424
$T_C \leftarrow$	0,519	0,424
	0,591	0,372
	0,663	0,331
	0,736	0,299
	0,808	0,272
	0,880	0,250
	0,953	0,231
	1,025	0,214
	1,098	0,200
	1,170	0,188
	1,242	0,177
	1,315	0,167
	1,387	0,159
	1,459	0,151
	1,532	0,144
	1,604	0,137
	1,676	0,131
	1,749	0,126
	1,821	0,121
	1,893	0,116
	1,966	0,112
$T_D \leftarrow$	2,038	0,108
	2,131	0,099
	2,225	0,091
	2,318	0,083
	2,412	0,077
	2,505	0,071
	2,599	0,066
	2,692	0,062
	2,785	0,058
	2,879	0,054
	2,972	0,051
	3,066	0,048
	3,159	0,045
	3,253	0,042
	3,346	0,040
	3,439	0,038
	3,533	0,036
	3,626	0,034
	3,720	0,032
	3,813	0,031
	3,907	0,029
	4,000	0,028

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	
a_{zv}	0,049 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,153
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

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

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

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,049
$T_B \leftarrow$	0,050	0,126
$T_C \leftarrow$	0,150	0,126
	0,235	0,081
	0,320	0,059
	0,405	0,047
	0,490	0,039
	0,575	0,033
	0,660	0,029
	0,745	0,025
	0,830	0,023
	0,915	0,021
$T_D \leftarrow$	1,000	0,019
	1,094	0,016
	1,188	0,013
	1,281	0,012
	1,375	0,010
	1,469	0,009
	1,563	0,008
	1,656	0,007
	1,750	0,006
	1,844	0,006
	1,938	0,005
	2,031	0,005
	2,125	0,004
	2,219	0,004
	2,313	0,004
	2,406	0,003
	2,500	0,003
	2,594	0,003
	2,688	0,003
	2,781	0,002
	2,875	0,002
	2,969	0,002
	3,063	0,002
	3,156	0,002
	3,250	0,002
	3,344	0,002
	3,438	0,002
	3,531	0,002
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,001

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato **SLD** info

Risposta sismica
 Categoria di sottosuolo **C** info
 Categoria topografica **T1** info
 $S_S = 1,500$ $C_C = 1,570$ info
 $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1,000$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1** $\eta = 1/q = 1,000$ info

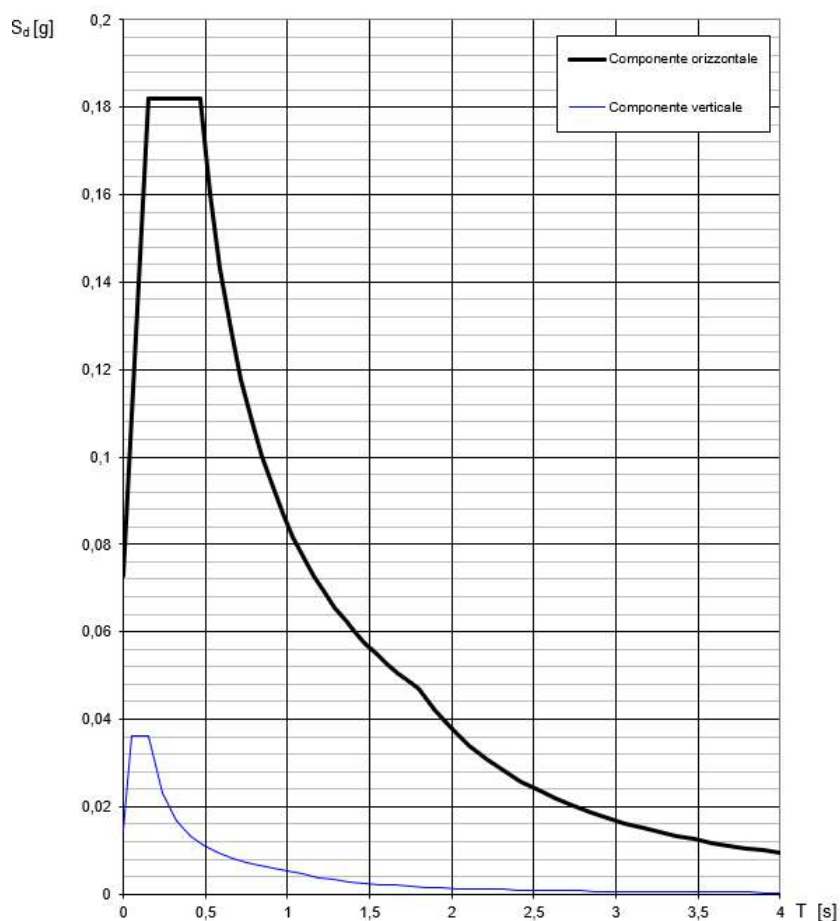
Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,048 g
F_a	2,507
T_C	0,295 s
S_s	1,500
C_C	1,570
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,155 s
T_C	0,464 s
T_D	1,794 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

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

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
$T_B \leftarrow$	0,155	0,182
$T_C \leftarrow$	0,464	0,182
	0,527	0,160
	0,590	0,143
	0,654	0,129
	0,717	0,118
	0,780	0,108
	0,844	0,100
	0,907	0,093
	0,970	0,087
	1,034	0,082
	1,097	0,077
	1,160	0,073
	1,224	0,069
	1,287	0,066
	1,350	0,063
	1,414	0,060
	1,477	0,057
	1,540	0,055
	1,604	0,053
	1,667	0,051
	1,730	0,049
$T_D \leftarrow$	1,794	0,047
	1,899	0,042
	2,004	0,038
	2,109	0,034
	2,214	0,031
	2,319	0,028
	2,424	0,026
	2,529	0,024
	2,634	0,022
	2,739	0,020
	2,844	0,019
	2,949	0,017
	3,054	0,016
	3,160	0,015
	3,265	0,014
	3,370	0,013
	3,475	0,013
	3,580	0,012
	3,685	0,011
	3,790	0,011
	3,895	0,010
	4,000	0,009

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato lir8LD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	
a_{ov}	0,014 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,745
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

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

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,014
$T_B \leftarrow$	0,050	0,036
$T_C \leftarrow$	0,150	0,036
	0,235	0,023
	0,320	0,017
	0,405	0,013
	0,490	0,011
	0,575	0,009
	0,660	0,008
	0,745	0,007
	0,830	0,007
	0,915	0,006
$T_D \leftarrow$	1,000	0,005
	1,094	0,005
	1,188	0,004
	1,281	0,003
	1,375	0,003
	1,469	0,003
	1,563	0,002
	1,656	0,002
	1,750	0,002
	1,844	0,002
	1,938	0,001
	2,031	0,001
	2,125	0,001
	2,219	0,001
	2,313	0,001
	2,406	0,001
	2,500	0,001
	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	0,000
	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

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLO** info

Risposta sismica

Categoria di sottosuolo **C** info $S_S = 1,500$ $C_C = 1,631$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) $\xi = 5$ $\eta = 1,000$ info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) $q_0 = 1$ $\eta = 1,000$ info

Compon. verticale

Spettro di progetto $q = 1$ $\eta = 1/q = 1,000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

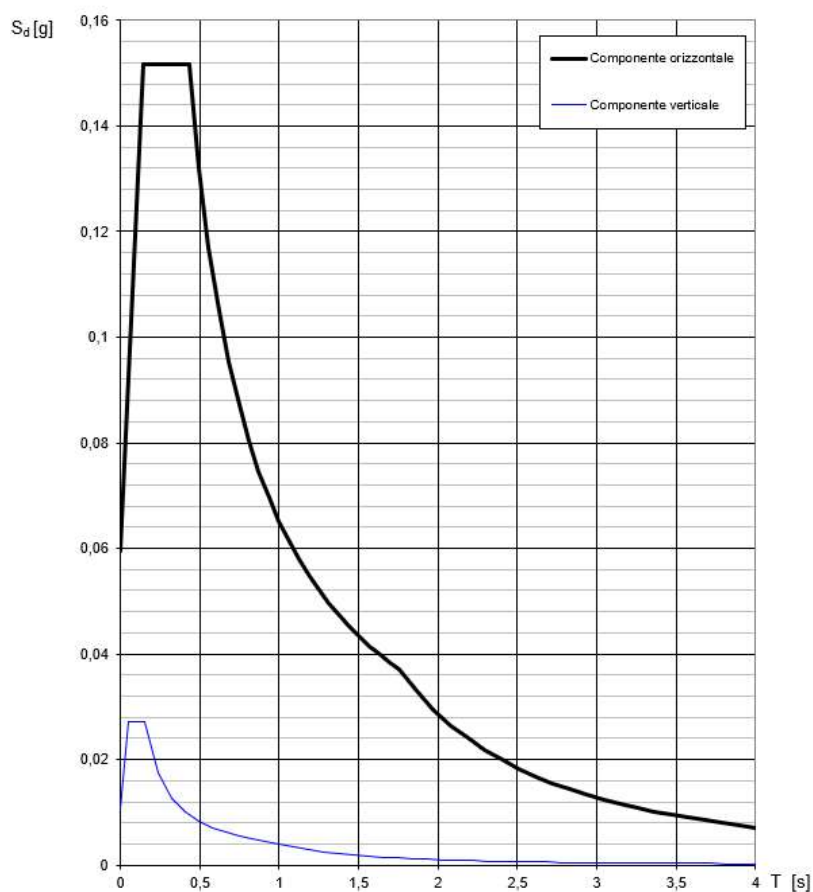
— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

INTRO **FASE 1** **FASE 2** **FASE 3**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0,040 g
F_o	2,546
T_o	0,263 s
S_s	1,500
C_c	1,631
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,143 s
T_C	0,430 s
T_D	1,759 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_o \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

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

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	0,060
$T_B \leftarrow$	0,143	0,152
$T_C \leftarrow$	0,430	0,152
	0,493	0,132
	0,556	0,117
	0,619	0,105
	0,683	0,095
	0,746	0,087
	0,809	0,080
	0,873	0,075
	0,936	0,070
	0,999	0,065
	1,063	0,061
	1,126	0,058
	1,189	0,055
	1,252	0,052
	1,316	0,050
	1,379	0,047
	1,442	0,045
	1,506	0,043
	1,569	0,042
	1,632	0,040
	1,696	0,038
$T_D \leftarrow$	1,759	0,037
	1,866	0,033
	1,972	0,029
	2,079	0,027
	2,186	0,024
	2,292	0,022
	2,399	0,020
	2,506	0,018
	2,613	0,017
	2,719	0,015
	2,826	0,014
	2,933	0,013
	3,039	0,012
	3,146	0,012
	3,253	0,011
	3,360	0,010
	3,466	0,010
	3,573	0,009
	3,680	0,008
	3,787	0,008
	3,893	0,008
	4,000	0,007

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato II

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	
a_{gv}	0,011 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,685
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,011
$T_B \leftarrow$	0,050	0,027
$T_C \leftarrow$	0,150	0,027
	0,235	0,017
	0,320	0,013
	0,405	0,010
	0,490	0,008
	0,575	0,007
	0,660	0,006
	0,745	0,005
	0,830	0,005
	0,915	0,004
$T_D \leftarrow$	1,000	0,004
	1,094	0,003
	1,188	0,003
	1,281	0,002
	1,375	0,002
	1,469	0,002
	1,563	0,002
	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	0,001
	2,500	0,001
	2,594	0,001
	2,688	0,001
	2,781	0,001
	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

Il Progettista
delle Strutture

4 - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

A - ANALISI DEI CARICHI

1. AZIONE SISMICA

La struttura rientra progettualmente in classe d'uso IV con vita nominale pari a 50 anni.

Vita nominale		$V_n =$	50 anni	
Classe d'uso da 1-4	4	→	Coefficiente d'uso	$C_u = 2,00$
Periodo di riferimento		$V_r = V_n * C_u =$	100 anni	



Per la definizione dettagliata dell'azione sismica di progetto e di tutti gli spettri si rimanda alla relazione di pericolosità sismica.

1.1. METODO DI VERIFICA

La struttura è stata verificata eseguendo un'analisi globale dinamica lineare ossia **analisi modale con spettro di risposta su un modello tridimensionale**. L'analisi è stata eseguita con il programma di calcolo di comprovata affidabilità [Midas Gen 2021](#).

Considerando che la progettazione delle strutture non tiene conto della dissipazione di energia in caso di evento sismico, si assume per la determinazione dell'azione sismica un fattore di struttura $q=1,00$.

2. CARICHI DA VENTO

Espressione della pressione del vento

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

velocità di riferimento

Zona Veneto = 1
Altitudine 8 < 1000 m vb = 25 m/s

Pressione cinetica di riferimento $q_b = v_b^2 \rho / 2 = 390,625 \text{ N/m}^2$

Classe di rugosità del terreno C
Distanza dalla costa 24 < 30 km
Altitudine 8 < 500 m
Categoria di esposizione del sito II a favore di sicurezza
Altezza opera z = 9,1 m
Profondità fabbricato d = 8 m

$k_r = 0,19$ $z_o = 0,05$ $z_{min} = 4,00 < z$

Coefficiente topografico $c_t = 1,00$
Coefficiente di esposizione $c_e = 2,29$
Coefficiente dinamico $c_d = 1,00$

Pressione del vento

cp	p	UDM	
0,814	0,73	kN/m²	Lato sopravvento
-0,900	-0,81	kN/m²	Lato laterale
-0,528	-0,47	kN/m²	Lato sottovento

Come previsto al §5.1.3.7 delle NTC 2018, l'azione del vento viene applicata sia alle superfici direttamente investite dalla pressione, sia ad una colonna di veicoli assimilabile ad una parete rettangolare continua di altezza 3 m a partire dal piano stradale.

3. CARICHI DA NEVE

Espressione del carico da neve

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

Carico neve al suolo

Zona Padova = 2
Altitudine 8 m c.ca < 200 m $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente di esposizione
Topografia Normale $C_e = 1,00$
Coefficiente termico $C_t = 1,00$
Coefficiente di forma per coperture
Struttura piana con angolo α minore di 30° $\mu_1 = 0,8$

Carico da neve max $q_s = 0,80 \text{ kN/m}^2$

4. CARICHI SULL'IMPALCATO

Si riportano di seguito i carichi agenti direttamente all'estradosso o all'intradosso dell'impalcato, dovuti sia ai carichi permanenti che alle azioni da traffico.

Pesi propri strutturali

acciaio =	78,50	kN/m ³
calcestruzzo non armato =	24,00	kN/m ³
calcestruzzo armato =	25,00	kN/m ³

Il peso proprio dei profili metallici viene calcolato automaticamente dal software con cui è stato realizzato il modello numerico.

I carichi permanenti strutturali e non vengono differenziati per i due impalcato, quello del ponte stradale e quello del ponte ex-ferroviario. In entrambi i casi la soletta su cui è realizzato il manto stradale è costituita da un getto in c.a. su una lamiera grecata avente funzione di cassero.

Ponte stradale

Peso proprio soletta in c.a. sp. 20+6 (grecata)	5,90	kN/m ²
Asfalto sp. 5-10 cm	1,13	kN/m ²
Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m ²
Totale carico permanente	g = 7,03	kN/m²

Ponte ferroviario

Peso proprio soletta in c.a. sp. 15+6 (grecata)	4,65	kN/m ²
Asfalto sp. 5-10 cm	1,13	kN/m ²
Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m ²
Totale carico permanente	g = 5,78	kN/m²

Sui ponti sono inoltre stati considerati come carichi linearmente distribuiti i pesi dovuti alle condotte dell'acquedotto direttamente supportate mediante appensione ai profili metallici:

Ø400 acciaio su ponte stradale ed ex ferroviario	1,70 kN/m
Ø500 acciaio su ponte ex ferroviario	2,90 kN/m

Di seguito si riporta la valutazione dei carichi accidentali gravanti sull'impalcato:

Azioni da traffico

I carichi derivanti dal traffico veicolare vengono determinati in base a quanto previsto al §5.1.3.3. del cap. 5 delle NTC 2018.

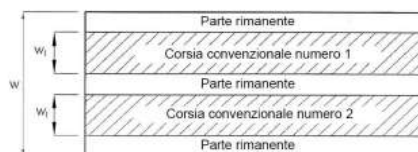


Fig. 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Tab. 5.1.1 - Numero e larghezza delle corsie

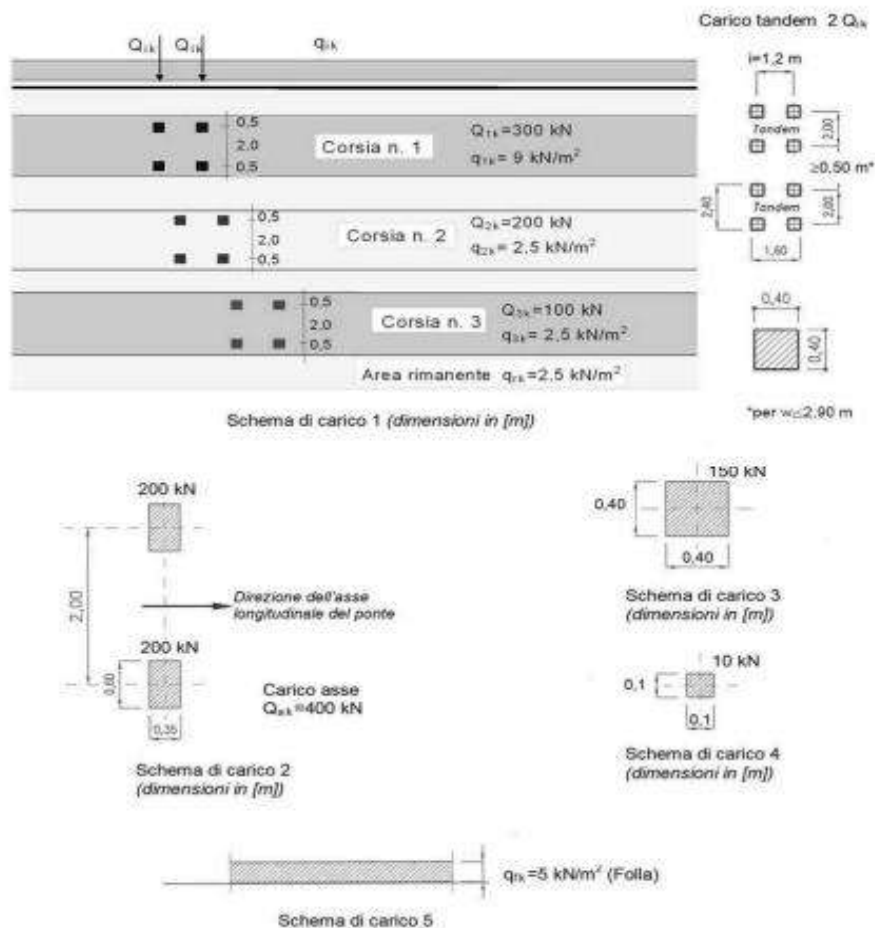
Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Le larghezze delle carreggiate dei due impalcati sono le seguenti:

Ponte stradale	7,85	m	>>>	2 corsie di carico
Ponte Ex-ferroviario	4,50	m	>>>	1 corsia di carico

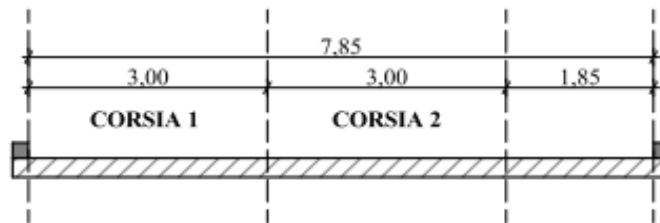
Gli schemi di carico da prevedere sono i seguenti:

- Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.
- Schema di Carico 3:** è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.
- Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.
- Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.
- Schemi di Carico 6.a, b, c:** In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$.

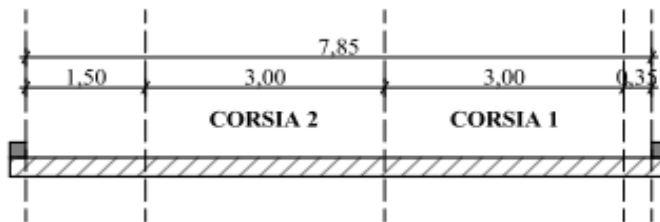


Si riportano di seguito le modalità di applicazione dei carichi convenzionali dello schema 1 per le verifiche globali dei due impalcati:

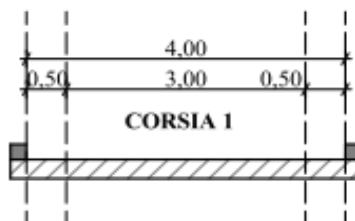
Ponte stradale: schema di carico 1 - configurazione 1



Ponte stradale: schema di carico 1 - configurazione 2



Ponte ex-ferroviario: schema 1



Lo schema n. 2 verrà considerato per le verifiche locali dell'impalcato.

Si precisa che trattandosi di un ponte in ambito urbano, come previsto al §5.1.3.12, al fine di computare le masse sismiche, si considera un coefficiente di partecipazione pari a 0,2 in virtù del traffico intenso che interessa l'opera.

Frenatura

Si fa riferimento a quanto previsto al §5.1.3.5:

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Nel caso in esame entrambi gli impalcati hanno lunghezza di circa 61 m, pertanto si ha:

$$F = 524,7 \text{ kN}$$

Tale forza viene applicata in maniera in maniera distribuita lungo la corsia convenzionale n. 1.

Urti

Per entrambi gli impalcati sono presenti sicurvia realizzati con profili HEA120 a passo circa 365 cm annegati nel cordolo perimetrale.

Verà quindi considerata l'azione che essi trasmettono alla soletta per la verifica della loro efficienza.

Si considerano separatamente le due passerelle ciclo-pedonali laterali, realizzate con struttura metallica e piano di calepestio in lamiera striata. Si considera il carico permanente, composto da:

Peso proprio piano calpestio	0,92	kN/m ²
Sottoservizi appesi	0,50	kN/m ²
Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m ²
Totale carico permanente	g =	1,42 kN/m²

Totale carico folla (schema 5) **q =** 5,00 kN/m²

Ø125 ghisa su passerella ponte stradale: 1,00 kN/m

Per la verifica del piano di calpestio si considera inoltre lo schema di carico n. 4, ossia un carico di 10 kN concentrato su un'impronta di 10x10 cm.

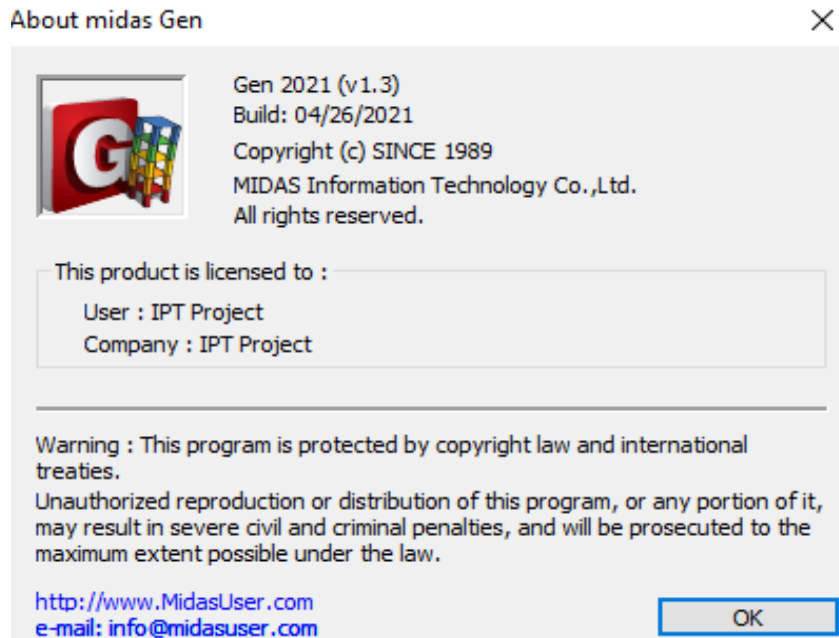
Sul parapetto della passerella, secondo quanto riportato al §5.1.3.10, si considera un carico orizzontale linearmente distribuito di 1,5 kN/m.

B - VERIFICHE

1. PONTE STRADALE

Con l'ausilio del programma di calcolo [MidasGen 2021](#), programma agli elementi finiti di comprovata affidabilità, si è eseguita la verifica statica e sismica dell'edificio su un modello rappresentativo del manufatto.

Il programma è detenuto con regolare licenza n. USGW000940 intestata ad IPT Project Srl.



La modellazione è stata eseguita considerando separatamente i due ponti, le cui strutture in elevazione risultano indipendenti.

Si segnala che tra i due impalcati è presente un supporto per la tubazione $\varnothing 400$ mm a servizio dell'acquedotto: tale supporto poggia sulle travi di estremità dei due ponti, tuttavia il numero esiguo dei supporti e la loro rigidezza trascurabile rispetto a quella delle travi, li rende influenti per il comportamento globale delle opere.

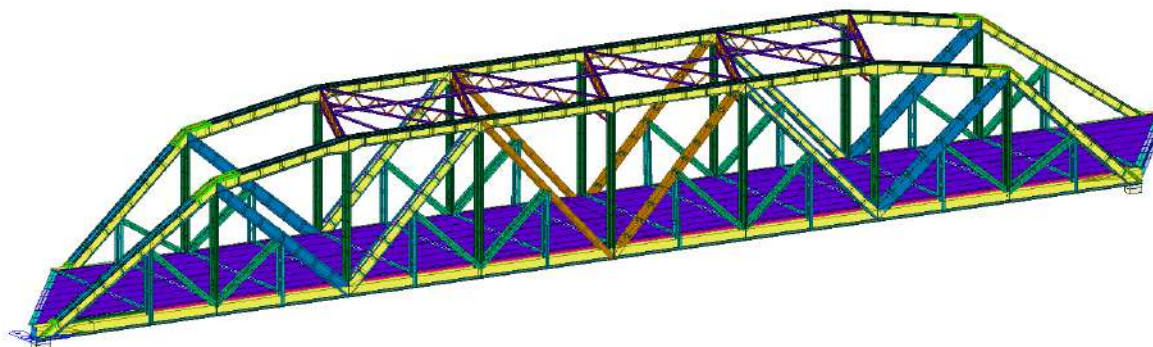
Nella modellazione non sono state inserite le passerelle ciclo-pedonali laterali, tenute in considerazione soltanto come carichi applicati alle strutture principali, al fine di non falsare i modi di vibrare delle strutture principali stesse.

La modellazione è stata eseguita schematizzando i profili che compongono le reticolari mediante elementi plate e beam, mentre la soletta in c.a. d'impalcato è stata rappresentata con elementi plate.

Ciascun impalcato è stato vincolato alle estremità inferiori secondo lo schema statico di trave semplicemente appoggiata, ossia con appoggi fissi su un lato (lato Padova) e appoggi scorrevoli lungo l'asse longitudinale del ponte nell'altro (lato Ponte S. Nicolò).

Vista tridimensionale modello

RIF.MOD. 2110058 Voltabarozzo stradale r9_1.mgb



Si riportano di seguito i periodi dei modi di vibrare e le relative masse partecipanti.

1.1. MODI DI VIBRARE

Frequenze modi di vibrare

EIGENVALUE ANALYSIS				
Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	18.2016	2.8969	0.3452	0.0000e+00
2	19.0847	3.0374	0.3292	0.0000e+00
3	31.2899	4.9799	0.2008	0.0000e+00
4	34.7358	5.5284	0.1809	0.0000e+00
5	39.6288	6.3071	0.1586	0.0000e+00
6	41.0834	6.5386	0.1529	0.0000e+00
7	47.4409	7.5505	0.1324	0.0000e+00
8	48.4449	7.7102	0.1297	0.0000e+00
9	50.9715	8.1124	0.1233	0.0000e+00
10	53.2502	8.4750	0.1180	0.0000e+00
11	54.8509	8.7298	0.1146	0.0000e+00
12	59.8117	9.5193	0.1050	0.0000e+00
13	62.4695	9.9423	0.1006	0.0000e+00
14	63.3635	10.0846	0.0992	0.0000e+00
15	64.1374	10.2078	0.0980	0.0000e+00
16	67.8902	10.8051	0.0925	0.0000e+00
17	68.5189	10.9051	0.0917	0.0000e+00
18	70.0080	11.1421	0.0897	0.0000e+00
19	70.1136	11.1589	0.0896	0.0000e+00
20	70.3786	11.2011	0.0893	0.0000e+00
21	72.2855	11.5046	0.0869	0.0000e+00
22	72.9437	11.6093	0.0861	0.0000e+00
23	73.4470	11.6894	0.0855	0.0000e+00
24	73.5279	11.7023	0.0855	0.0000e+00
25	74.1433	11.8003	0.0847	0.0000e+00
26	74.3443	11.8323	0.0845	0.0000e+00
27	83.0965	13.2252	0.0756	0.0000e+00
28	88.4415	14.0759	0.0710	0.0000e+00
29	91.3380	14.5369	0.0688	0.0000e+00
30	91.8270	14.6147	0.0684	0.0000e+00
31	94.4267	15.0285	0.0665	0.0000e+00
32	94.8208	15.0912	0.0663	0.0000e+00
33	96.1768	15.3070	0.0653	0.0000e+00
34	96.5998	15.3743	0.0650	0.0000e+00
35	96.7162	15.3929	0.0650	0.0000e+00

36	96.7251	15.3943	0.0650	0.0000e+00
37	97.0062	15.4390	0.0648	0.0000e+00
38	97.3654	15.4962	0.0645	0.0000e+00
39	97.4237	15.5055	0.0645	0.0000e+00
40	97.6129	15.5356	0.0644	0.0000e+00
41	98.5016	15.6770	0.0638	0.0000e+00
42	99.9195	15.9027	0.0629	0.0000e+00
43	100.1588	15.9408	0.0627	0.0000e+00
44	100.9835	16.0720	0.0622	0.0000e+00
45	101.3801	16.1351	0.0620	0.0000e+00
46	102.7594	16.3547	0.0611	0.0000e+00
47	102.8643	16.3714	0.0611	0.0000e+00
48	103.6507	16.4965	0.0606	0.0000e+00
49	104.6718	16.6590	0.0600	0.0000e+00
50	104.8588	16.6888	0.0599	0.0000e+00
51	105.0556	16.7201	0.0598	0.0000e+00
52	105.2161	16.7457	0.0597	0.0000e+00
53	106.1187	16.8893	0.0592	0.0000e+00
54	106.6341	16.9713	0.0589	0.0000e+00
55	106.9579	17.0229	0.0587	0.0000e+00
56	109.5213	17.4309	0.0574	0.0000e+00
57	110.3260	17.5589	0.0570	0.0000e+00
58	111.2152	17.7005	0.0565	0.0000e+00
59	111.4138	17.7321	0.0564	0.0000e+00
60	111.5429	17.7526	0.0563	0.0000e+00
61	112.1681	17.8521	0.0560	0.0000e+00
62	113.1492	18.0082	0.0555	0.0000e+00
63	113.2318	18.0214	0.0555	0.0000e+00
64	113.7608	18.1056	0.0552	0.0000e+00
65	114.0584	18.1530	0.0551	0.0000e+00
66	118.0051	18.7811	0.0532	0.0000e+00
67	119.2511	18.9794	0.0527	0.0000e+00
68	122.3656	19.4751	0.0513	0.0000e+00
69	125.3197	19.9453	0.0501	0.0000e+00
70	127.3247	20.2644	0.0493	0.0000e+00
71	129.3746	20.5906	0.0486	0.0000e+00
72	130.7373	20.8075	0.0481	0.0000e+00
73	130.9908	20.8478	0.0480	0.0000e+00
74	131.6639	20.9550	0.0477	0.0000e+00
75	132.9566	21.1607	0.0473	0.0000e+00
76	133.0065	21.1686	0.0472	0.0000e+00
77	133.4983	21.2469	0.0471	0.0000e+00
78	133.7736	21.2907	0.0470	0.0000e+00
79	133.9677	21.3216	0.0469	0.0000e+00
80	134.3316	21.3795	0.0468	0.0000e+00
81	135.7413	21.6039	0.0463	0.0000e+00
82	135.8251	21.6172	0.0463	0.0000e+00
83	136.3196	21.6959	0.0461	0.0000e+00
84	137.2765	21.8482	0.0458	0.0000e+00
85	137.6973	21.9152	0.0456	0.0000e+00
86	138.6045	22.0596	0.0453	0.0000e+00
87	140.8906	22.4234	0.0446	0.0000e+00
88	141.2249	22.4766	0.0445	0.0000e+00
89	141.7172	22.5550	0.0443	0.0000e+00
90	143.5131	22.8408	0.0438	0.0000e+00
91	144.6000	23.0138	0.0435	0.0000e+00
92	144.9055	23.0624	0.0434	0.0000e+00
93	145.1382	23.0995	0.0433	0.0000e+00
94	145.7219	23.1924	0.0431	0.0000e+00
95	146.4050	23.3011	0.0429	0.0000e+00
96	147.1764	23.4239	0.0427	0.0000e+00
97	147.6533	23.4998	0.0426	0.0000e+00
98	148.0012	23.5551	0.0425	0.0000e+00
99	148.3524	23.6110	0.0424	0.0000e+00
100	148.5307	23.6394	0.0423	0.0000e+00
101	148.8224	23.6858	0.0422	0.0000e+00
102	148.8878	23.6962	0.0422	0.0000e+00
103	150.1871	23.9030	0.0418	0.0000e+00
104	150.5704	23.9640	0.0417	0.0000e+00
105	151.0062	24.0334	0.0416	0.0000e+00
106	151.3324	24.0853	0.0415	0.0000e+00
107	151.8160	24.1623	0.0414	0.0000e+00
108	153.0622	24.3606	0.0410	0.0000e+00
109	153.6598	24.4557	0.0409	0.0000e+00
110	154.3249	24.5616	0.0407	0.0000e+00
111	154.5009	24.5896	0.0407	0.0000e+00
112	154.6790	24.6179	0.0406	0.0000e+00
113	154.8182	24.6401	0.0406	0.0000e+00
114	155.5551	24.7574	0.0404	0.0000e+00
115	155.6019	24.7648	0.0404	0.0000e+00

116	156.4192	24.8949	0.0402	0.0000e+00
117	156.5521	24.9160	0.0401	0.0000e+00
118	156.9677	24.9822	0.0400	0.0000e+00
119	157.2532	25.0276	0.0400	0.0000e+00
120	157.3904	25.0495	0.0399	0.0000e+00
121	158.2403	25.1847	0.0397	0.0000e+00
122	158.8257	25.2779	0.0396	0.0000e+00
123	159.2235	25.3412	0.0395	0.0000e+00
124	159.3606	25.3630	0.0394	0.0000e+00
125	159.6087	25.4025	0.0394	0.0000e+00
126	161.3774	25.6840	0.0389	0.0000e+00
127	161.8057	25.7522	0.0388	0.0000e+00
128	162.2494	25.8228	0.0387	0.0000e+00
129	165.1742	26.2883	0.0380	0.0000e+00
130	165.7481	26.3796	0.0379	0.0000e+00
131	167.8908	26.7207	0.0374	0.0000e+00
132	168.5139	26.8198	0.0373	0.0000e+00
133	171.2749	27.2592	0.0367	0.0000e+00
134	171.7960	27.3422	0.0366	0.0000e+00
135	171.8937	27.3577	0.0366	0.0000e+00
136	172.4342	27.4438	0.0364	0.0000e+00
137	173.0217	27.5373	0.0363	0.0000e+00
138	173.6031	27.6298	0.0362	0.0000e+00
139	173.9927	27.6918	0.0361	0.0000e+00
140	175.9458	28.0027	0.0357	0.0000e+00
141	177.3037	28.2188	0.0354	0.0000e+00
142	177.5743	28.2618	0.0354	0.0000e+00
143	178.7343	28.4464	0.0352	0.0000e+00
144	179.1754	28.5167	0.0351	0.0000e+00
145	180.3808	28.7085	0.0348	0.0000e+00
146	181.0055	28.8079	0.0347	0.0000e+00
147	181.2314	28.8439	0.0347	0.0000e+00
148	182.0023	28.9666	0.0345	0.0000e+00
149	183.0246	29.1293	0.0343	0.0000e+00
150	183.6788	29.2334	0.0342	0.0000e+00

Masse partecipanti modi di vibrare

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	0.1484	0.1484	28.7514	28.7514	3.8037	3.8037	40.7838	40.7838	0.9813	0.9813	0.0034	0.0034
2	1.9859	2.1343	1.7683	30.5196	73.1476	76.9513	1.8095	42.5933	0.0318	1.0132	0.0977	0.1012
3	0.0004	2.1347	48.6235	79.1431	0.0004	76.9517	16.4930	59.0863	0.0780	1.0912	0.0547	0.1559
4	2.8038	4.9385	0.7332	79.8763	0.0675	77.0192	8.9985	68.0848	33.1998	34.2910	0.0093	0.1652
5	7.0037	11.9422	0.5312	80.4075	0.0956	77.1148	12.6345	80.7193	7.7088	41.9997	2.8957	3.0609
6	0.2293	12.1715	0.0058	80.4133	0.0675	77.1823	2.2863	83.0057	2.5953	44.5950	11.6001	14.6610
7	20.5932	32.7648	0.0686	80.4819	2.8174	79.9997	0.3794	83.3851	0.8603	45.4553	0.0500	14.7110
8	0.1828	32.9475	1.3644	81.8463	0.0160	80.0157	0.0000	83.3851	0.0767	45.5320	0.0096	14.7207
9	32.8526	65.8001	0.0026	81.8489	1.5956	81.6113	0.0223	83.4074	0.2462	45.7782	0.0427	14.7633
10	6.4071	72.2072	0.0515	81.9004	1.7775	83.3887	0.0003	83.4077	2.0105	47.7886	0.8897	15.6530
11	5.8627	78.0699	0.1520	82.0524	0.6331	84.0218	0.0436	83.4513	0.3517	48.1403	0.2538	15.9068
12	8.4584	86.5284	0.0488	82.1012	0.2520	84.2738	0.1534	83.6047	17.6461	65.7864	0.2287	16.1354
13	0.1540	86.6824	0.0327	82.1339	0.6884	84.9623	0.0051	83.6098	0.1843	65.9707	1.7347	17.8702
14	5.7820	92.4644	0.0690	82.2029	2.7902	87.7525	0.0269	83.6367	0.1717	66.1424	2.8184	20.6885
15	1.5901	94.0544	0.0405	82.2434	0.2216	87.9741	0.0115	83.6482	0.7315	66.8739	0.0872	20.7758
16	0.1716	94.2260	0.0293	82.2727	0.2857	88.2597	0.0000	83.6482	0.0531	66.9270	0.2401	21.0158
17	0.0037	94.2297	0.0008	82.2735	0.0048	88.2645	0.0006	83.6488	0.0005	66.9275	0.0031	21.0189
18	0.0940	94.3237	0.0144	82.2879	0.1335	88.3980	0.0002	83.6490	0.0120	66.9395	0.1030	21.1219
19	0.0913	94.4150	0.0423	82.3301	0.3052	88.7031	0.0025	83.6515	0.1216	67.0611	0.8653	21.9871
20	0.0048	94.4198	0.0014	82.3315	0.0193	88.7224	0.0002	83.6517	0.0106	67.0717	0.0002	21.9873
21	0.0002	94.4200	0.0118	82.3433	0.0107	88.7331	0.0005	83.6522	0.0008	67.0725	0.5935	22.5808
22	0.0044	94.4244	0.0008	82.3441	0.0036	88.7368	0.0023	83.6545	0.0086	67.0811	0.0382	22.6190
23	0.0004	94.4248	0.0046	82.3487	0.0002	88.7370	0.0000	83.6545	0.0322	67.1133	0.0399	22.6589
24	0.1750	94.5998	0.0208	82.3695	0.0506	88.7876	0.1014	83.7559	0.2535	67.3668	22.7563	45.4152
25	0.7595	95.3593	0.0092	82.3787	0.2379	89.0255	0.3925	84.1484	3.9898	71.3566	8.0990	53.5143
26	0.0033	95.3625	0.0069	82.3856	0.0333	89.0588	0.2986	84.4470	1.8028	73.1594	3.0689	56.5831
27	0.0182	95.3808	0.0145	82.4001	2.3616	91.4204	0.0145	84.4615	0.0333	73.1927	10.5899	67.1730
28	0.0286	95.4094	0.0494	82.4495	0.0400	91.4605	0.5567	85.0182	4.6113	77.8040	0.0338	67.2068
29	0.0455	95.4549	0.0003	82.4497	0.0857	91.5462	0.0130	85.0312	0.1139	77.9179	0.3968	67.6036
30	0.0350	95.4899	0.0235	82.4733	0.0014	91.5476	0.0492	85.0804	0.0510	77.9689	0.0171	67.6207
31	0.0011	95.4910	0.0036	82.4769	1.0587	92.6063	0.0407	85.1210	0.0014	77.9702	0.1716	67.7924
32	0.0003	95.4913	0.0569	82.5338	0.0128	92.6191	0.0221	85.1431	0.0169	77.9871	0.0269	67.8193
33	0.0226	95.5139	0.0031	82.5369	0.8860	93.5051	0.0288	85.1719	0.0136	78.0007	0.9847	68.8040
34	0.0108	95.5247	0.0015	82.5384	0.1098	93.6148	0.0060	85.1778	0.0003	78.0010	0.2020	69.0060
35	0.0010	95.5257	0.0000	82.5384	0.0020	93.6168	0.0001	85.1779	0.0000	78.0010	0.0045	69.0105

RELAZIONE
DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

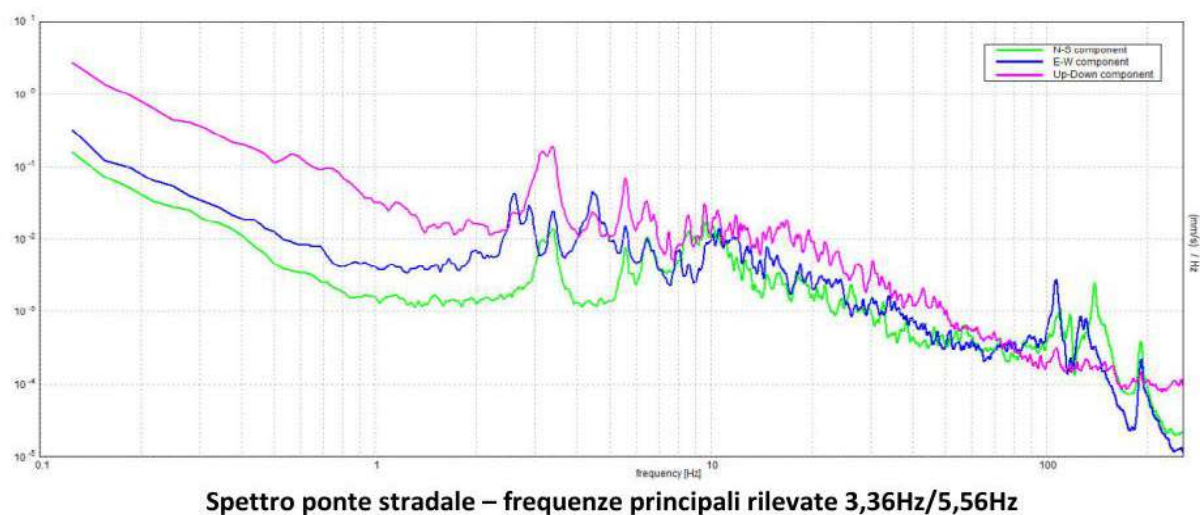
36	0.0015	95.5271	0.0008	82.5392	0.0014	93.6182	0.0000	85.1780	0.0002	78.0012	0.0033	69.0138
37	0.0664	95.5936	0.0004	82.5396	0.0081	93.6263	0.0001	85.1780	0.0040	78.0052	0.0010	69.0148
38	0.0024	95.5959	0.0038	82.5434	0.0176	93.6440	0.0141	85.1921	0.0070	78.0121	0.0544	69.0691
39	0.0184	95.6143	0.0007	82.5441	0.0101	93.6541	0.0001	85.1923	0.0095	78.0216	0.0559	69.1250
40	0.0024	95.6167	0.0084	82.5525	0.0004	93.6545	0.0001	85.1924	0.0838	78.1054	0.0200	69.1451
41	0.0030	95.6197	0.0072	82.5597	0.0067	93.6612	0.0360	85.2284	0.0006	78.1061	0.5582	69.7033
42	0.0070	95.6267	0.0396	82.5993	0.0000	93.6612	0.0084	85.2368	0.0201	78.1262	0.0000	69.7033
43	0.0162	95.6429	0.0046	82.6040	0.0001	93.6613	0.0018	85.2386	0.0026	78.1287	0.2824	69.9857
44	0.0003	95.6432	0.0203	82.6242	0.0335	93.6948	0.0288	85.2674	0.0130	78.1418	1.4286	71.4144
45	0.0059	95.6491	0.0748	82.6991	0.0053	93.7001	0.0671	85.3345	0.0053	78.1471	0.0061	71.4205
46	0.0009	95.6500	0.0536	82.7527	0.0298	93.7299	1.1713	86.5059	0.2124	78.3595	0.0169	71.4374
47	0.0023	95.6523	0.0027	82.7554	0.0022	93.7321	0.1780	86.6839	0.1452	78.5048	0.3090	71.7464
48	0.0010	95.6533	0.0350	82.7904	0.0329	93.7650	3.9159	90.5998	0.7288	79.2335	0.0512	71.7976
49	0.0284	95.6817	0.0149	82.8053	0.0005	93.7655	0.0124	90.6121	0.3706	79.6041	0.0012	71.7987
50	0.0342	95.7160	0.0000	82.8053	0.0012	93.7667	0.0001	90.6122	0.0359	79.6401	0.0055	71.8042
51	0.0080	95.7239	0.0005	82.8058	0.0051	93.7718	0.0762	90.6884	0.0002	79.6402	0.0101	71.8143
52	0.0126	95.7366	0.0151	82.8210	0.0013	93.7731	0.1196	90.8080	0.2472	79.8874	0.0200	71.8343
53	0.0495	95.7861	0.0680	82.8890	0.0119	93.7850	0.1869	90.9949	1.9405	81.8279	0.0164	71.8507
54	0.0000	95.7861	0.0511	82.9401	0.0076	93.7926	0.0460	91.0409	0.0950	81.9229	0.0752	71.9259
55	0.0068	95.7929	0.1386	83.0787	0.0019	93.7944	0.0108	91.0517	0.0221	81.9450	0.1545	72.0805
56	0.0116	95.8045	0.1272	83.2059	0.0023	93.7967	0.0263	91.0780	0.0002	81.9452	0.0663	72.1468
57	0.0092	95.8136	0.4520	83.6579	0.0266	93.8233	0.1660	91.2440	0.0019	81.9471	0.0018	72.1486
58	0.0001	95.8137	0.0346	83.6925	0.0047	93.8280	0.0006	91.2446	0.0074	81.9545	0.0003	72.1489
59	0.0020	95.8157	0.0019	83.6944	0.1825	94.0105	0.0435	91.2881	0.0094	81.9639	0.0462	72.1951
60	0.0027	95.8185	0.0249	83.7193	0.0234	94.0339	0.0963	91.3844	0.0148	81.9787	0.0016	72.1968
61	0.0124	95.8308	0.0416	83.7609	0.0939	94.1279	0.0103	91.3946	0.0004	81.9791	0.0934	72.2901
62	0.0053	95.8362	0.6359	84.3968	0.0059	94.1338	0.0006	91.3952	0.1291	82.1083	0.0022	72.2923
63	0.0586	95.8948	0.2233	84.6201	0.3572	94.4910	0.0093	91.4046	0.0016	82.1099	0.1601	72.4524
64	0.0035	95.8983	1.5390	86.1591	0.0519	94.5429	0.0027	91.4073	0.3961	82.5059	0.0062	72.4585
65	0.0000	95.8983	0.0004	86.1595	0.0057	94.5486	0.0001	91.4073	0.0014	82.5073	0.0038	72.4624
66	0.0353	95.9337	0.0109	86.1704	0.1594	94.7080	0.0046	91.4119	0.0551	82.5624	0.1393	72.6017
67	0.0013	95.9350	0.0002	86.1706	0.0039	94.7119	0.0001	91.4119	0.0014	82.5638	0.6835	73.2852
68	0.0229	95.9578	4.3123	90.4829	0.0002	94.7121	0.4098	91.8217	1.5261	84.0898	0.0190	73.3042
69	0.0290	95.9888	0.4252	90.9081	0.0020	94.7141	0.5905	92.4122	0.6648	84.7546	0.0206	73.3249
70	0.0074	95.9942	2.6800	93.5881	0.0054	94.7195	0.5729	92.9851	0.0479	84.8025	0.0012	73.3261
71	0.0009	95.9951	0.1010	93.6891	0.0001	94.7196	0.0049	92.9900	0.3110	85.1135	0.0019	73.3280
72	0.0004	95.9955	0.0049	93.6939	0.0838	94.8034	0.0475	93.0375	0.0106	85.1241	0.1826	73.5106
73	0.0019	95.9974	0.0240	93.7179	0.0072	94.8106	0.0078	93.0452	0.0179	85.1420	0.0006	73.5112
74	0.0086	96.0060	0.0093	93.7272	0.0041	94.8147	0.0158	93.0610	0.0141	85.1560	0.0345	73.5457
75	0.0266	96.0326	0.1925	93.9197	0.0000	94.8147	0.0266	93.0876	0.2052	85.3612	0.0054	73.5511
76	0.0000	96.0327	0.1173	94.0371	0.0091	94.8238	0.0259	93.1136	0.0013	85.3625	0.0087	73.5597
77	0.0014	96.0341	0.1248	94.1619	0.0287	94.8525	0.0476	93.1611	0.0021	85.3647	0.0552	73.6149
78	0.0042	96.0383	0.0324	94.1942	0.0011	94.8536	0.0049	93.1660	0.0679	85.4326	0.0000	73.6149
79	0.0158	96.0541	0.3761	94.5704	0.0046	94.8582	0.0006	93.1666	0.0076	85.4402	0.0103	73.6252
80	0.0007	96.0548	0.0453	94.6157	0.0050	94.8632	0.0412	93.2078	0.0021	85.4423	0.0796	73.7047
81	0.0015	96.0563	0.0970	94.7127	0.0057	94.8689	0.0398	93.2476	0.0159	85.4582	0.0005	73.7052
82	0.0002	96.0565	0.0077	94.7204	0.0012	94.8702	0.0167	93.2643	0.0190	85.4772	0.0001	73.7053
83	0.0144	96.0709	0.0044	94.7248	0.0000	94.8702	0.0017	93.2660	0.0001	85.4773	0.0598	73.7651
84	0.0022	96.0731	0.0477	94.7725	0.0003	94.8705	0.0051	93.2711	0.0005	85.4778	0.0271	73.7922
85	0.0002	96.0734	0.0200	94.7924	0.0071	94.8776	0.0045	93.2756	0.0111	85.4890	0.0015	73.7937
86	0.0013	96.0747	0.0768	94.8692	0.0076	94.8851	0.0004	93.2760	0.0380	85.5270	0.0006	73.7944
87	0.0565	96.1312	0.0008	94.8700	0.1503	95.0354	0.0313	93.3073	0.0012	85.5282	0.3101	74.1044
88	0.0007	96.1319	0.1052	94.9752	0.0066	95.0420	0.0013	93.3087	0.0337	85.5619	0.0410	74.1454
89	0.0380	96.1699	0.0120	94.9872	0.1115	95.1535	0.0144	93.3230	0.0054	85.5673	0.0001	74.1455
90	0.0047	96.1746	0.2275	95.2147	0.0348	95.1883	0.0004	93.3235	0.0203	85.5876	0.0670	74.2126
91	0.0010	96.1756	0.0015	95.2162	0.0059	95.1941	0.0000	93.3235	0.0005	85.5881	0.0091	74.2217
92	0.0018	96.1774	0.0013	95.2175	0.0058	95.2000	0.0006	93.3240	0.0032	85.5913	0.0031	74.2248
93	0.0226	96.2000	0.0002	95.2176	0.1200	95.3200	0.0006	93.3246	0.0004	85.5917	0.1834	74.4082
94	0.0160	96.2160	0.0002	95.2178	0.0941	95.4141	0.0011	93.3258	0.0000	85.5917	0.0834	74.4916
95	0.0000	96.2160	0.0012	95.2190	0.0001	95.4142	0.0002	93.3260	0.0000	85.5917	0.0000	74.4916
96	0.0001	96.2161	0.0000	95.2190	0.0000	95.4143	0.0001	93.3261	0.0000	85.5918	0.0003	74.4919
97	0.0018	96.2179	0.0022	95.2212	0.0018	95.4160	0.0000	93.3261	0.0014	85.5932	0.0022	74.4941
98	0.0004	96.2183	0.0052	95.2265	0.0003	95.4163	0.0011	93.3271	0.0001	85.5933	0.0001	74.4942
99	0.0000	96.2183	0.0061	95.2326	0.0039	95.4202	0.0010	93.3282	0.0006	85.5939	0.0001	74.4943
100	0.0001	96.2184	0.0156	95.2482	0.0022	95.4223	0.0011	93.3293	0.0006	85.5945	0.0001	74.4944
101	0.0001	96.2184	0.0008	95.2490	0.0001	95.4224	0.0012	93.3304	0.0004	85.5949	0.0041	74.4985
102	0.0001	96.2185	0.0000	95.2490	0.0003	95.4227	0.0002	93.3306	0.0002	85.5951	0.0780	74.5765
103	0.0047	96.2232	0.0015	95.2506	0.0955	95.5182	0.0000	93.3307	0.0003	85.5954	0.4020	74.9784
104	0.0000	96.2232	0.0080	95.2586	0.0042	95.5224	0.0001	93.3308	0.0075	85.6029	0.0688	75.0472
105	0.0016	96.2249	0.0656	95.3242	0.0085	95.5310	0.0000	93.3308	0.0129	85.6158	0.0146	75.0618
106	0.0057	96.2305	0.0019	95.3260	0.0274	95.5584	0.0045	93.3353	0.2315	85.8473	0.0093	75.0711
107	0.0005	96.2310	0.0001	95.3261	0.0677	95.6261	0.0018	93.3371	0.0250	85.8723	0.1019	75.1729
108	0.0000	96.2310	0.0002	95.3263	0.0002	95.6263	0.0000	93.3372	0.0003	85.8726	0.0234	75.1964
109	0.0004	96.2315	0.0005	95.3268	0.0008	95.6271	0.0000	93.3372	0.0028	85.8754	0.0878	75.2842
110	0.0020	96.2334	0.0006	95.3274	0.0108	95.6380	0.0000	93.3372	0.0000	85.8754	1.1551	76.4393
111	0.0005	96.2340	0.0002	95.3276	0.0027	95.6407	0.0000	93.3372	0.0000	85.8754	0.1574	76.5967
112	0.0009	96.2348	0.0007	95.3284	0.0039	95.6445	0.0002	93.3374	0.0001	85.8755	0.3350	76.9317
113	0.0005	96.2354	0.0000	95.3284	0.0026	95.6472	0.0000	93.3374	0.0021	85.8776	0.1123	77.0441
114	0.0018	96.2372	0.0017	95.3301	0.0154	95.6625	0.0112	93.3486	0.0735	85.9511	0.1092	77.1532
115	0.0070	96.2442	0.0008	95.3309	0.0341	95.6967	0.0005	93.3491	0.0391	85.9902	0.6468	77.8000

116	0.0017	96.2459	0.0220	95.3529	0.0186	95.7152	0.0004	93.3495	0.2526	86.2429	0.0091	77.8092
117	0.0009	96.2468	0.0057	95.3586	0.0001	95.7154	0.0023	93.3517	0.0567	86.2995	0.0001	77.8093
118	0.0063	96.2531	0.0003	95.3589	0.0420	95.7574	0.0024	93.3542	0.0246	86.3241	0.0015	77.8108
119	0.0026	96.2557	0.0019	95.3608	0.0048	95.7621	0.0020	93.3562	0.0308	86.3550	0.0000	77.8108
120	0.0013	96.2570	0.0021	95.3629	0.0067	95.7688	0.0145	93.3707	0.1443	86.4993	0.0079	77.8187
121	0.0001	96.2571	0.0002	95.3631	0.0000	95.7688	0.0000	93.3707	0.0003	86.4996	0.0003	77.8190
122	0.0014	96.2585	0.0299	95.3930	0.0017	95.7705	0.0014	93.3721	0.0213	86.5209	0.0219	77.8409
123	0.0043	96.2628	0.0000	95.3931	0.0151	95.7855	0.0043	93.3764	0.0781	86.5990	0.0397	77.8805
124	0.0039	96.2667	0.0352	95.4283	0.0621	95.8477	0.0092	93.3856	0.5612	87.1602	0.0927	77.9732
125	0.0041	96.2707	0.0003	95.4286	0.0002	95.8479	0.0000	93.3857	0.0155	87.1757	0.3496	78.3228
126	0.0002	96.2709	0.0097	95.4383	0.0153	95.8632	0.0051	93.3908	0.0420	87.2177	0.2564	78.5792
127	0.0000	96.2709	0.0093	95.4476	0.0410	95.9042	0.0032	93.3940	0.0156	87.2333	1.0727	79.6519
128	0.0097	96.2807	0.0047	95.4522	0.0011	95.9053	0.0000	93.3940	0.0054	87.2387	0.1513	79.8032
129	0.0107	96.2914	0.0157	95.4679	0.0084	95.9137	0.0005	93.3945	0.0086	87.2473	1.3348	81.1380
130	0.0136	96.3049	0.0311	95.4989	0.0102	95.9239	0.0100	93.4045	0.0276	87.2749	3.5021	84.6402
131	0.0038	96.3087	0.0030	95.5020	0.0184	95.9424	0.0349	93.4394	0.0279	87.3027	0.0498	84.6900
132	0.0044	96.3131	0.0043	95.5063	0.0265	95.9689	0.0062	93.4456	0.0320	87.3347	0.0644	84.7544
133	0.0255	96.3386	0.0002	95.5064	0.0534	96.0223	0.0398	93.4854	0.0014	87.3361	0.0107	84.7651
134	0.0075	96.3462	0.0000	95.5065	0.0308	96.0531	0.0089	93.4943	0.0074	87.3434	1.1137	85.8788
135	0.0261	96.3723	0.0196	95.5261	0.0611	96.1143	0.0190	93.5133	0.0107	87.3541	0.0932	85.9720
136	0.0057	96.3780	0.0031	95.5292	0.0076	96.1219	0.0099	93.5232	0.0013	87.3555	0.0636	86.0357
137	0.0041	96.3821	0.0079	95.5371	0.0056	96.1275	0.0021	93.5253	0.0109	87.3663	0.4256	86.4613
138	0.0054	96.3875	0.0015	95.5386	0.0005	96.1281	0.0081	93.5334	0.0124	87.3788	0.2440	86.7053
139	0.0250	96.4125	0.0412	95.5798	0.0227	96.1507	0.0210	93.5544	0.0177	87.3965	1.5186	88.2240
140	0.0098	96.4223	0.0013	95.5811	0.0001	96.1509	0.0002	93.5546	0.0000	87.3965	0.0035	88.2275
141	0.6139	97.0362	0.0043	95.5854	0.0010	96.1519	0.0018	93.5564	0.0007	87.3972	0.4644	88.6918
142	0.0222	97.0585	0.0002	95.5856	0.0030	96.1549	0.0005	93.5568	0.0017	87.3989	0.0169	88.7087
143	0.1584	97.2169	0.1355	95.7211	0.0006	96.1555	0.0181	93.5749	0.0057	87.4046	0.0517	88.7604
144	0.0675	97.2844	0.0016	95.7226	0.0049	96.1603	0.0000	93.5749	0.0007	87.4053	0.0060	88.7664
145	0.0030	97.2875	0.0001	95.7228	0.0001	96.1604	0.0243	93.5992	0.0000	87.4053	0.0005	88.7669
146	0.0124	97.2998	0.0311	95.7539	0.0000	96.1604	0.1637	93.7629	0.0751	87.4804	0.0005	88.7674
147	0.0001	97.2999	0.0025	95.7563	0.0004	96.1609	0.0011	93.7640	0.0001	87.4804	0.0181	88.7855
148	0.0769	97.3768	0.0006	95.7569	0.0008	96.1617	0.0298	93.7938	0.1305	87.6109	0.0227	88.8082
149	0.0107	97.3875	0.0079	95.7648	0.0062	96.1678	0.0145	93.8083	0.0045	87.6154	0.0134	88.8215
150	0.0119	97.3994	0.0021	95.7669	0.0009	96.1688	0.0006	93.8089	0.0025	87.6179	0.0023	88.8239

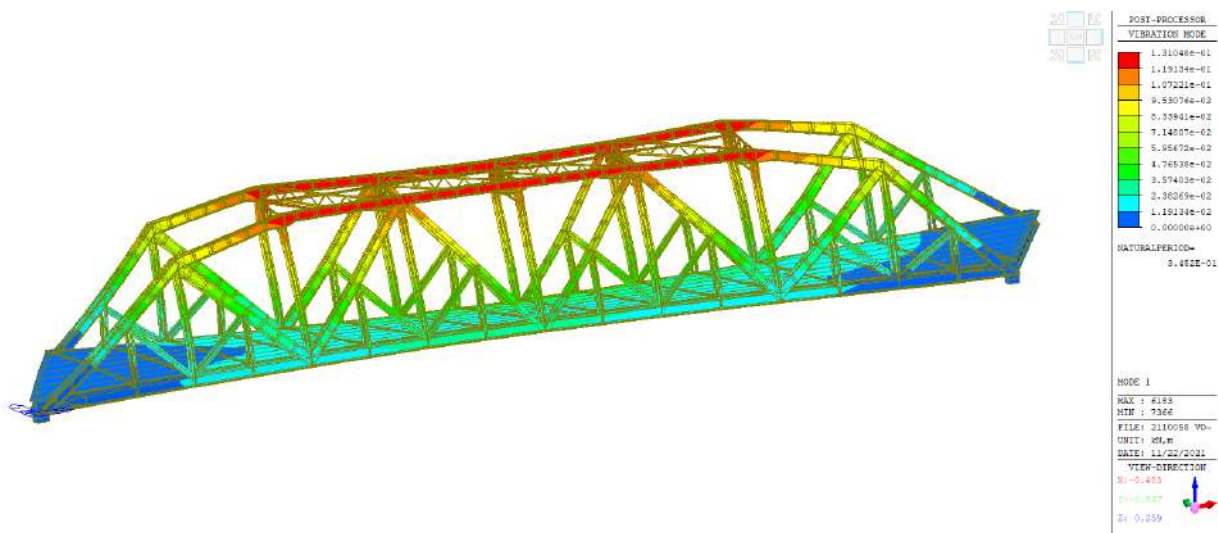
Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Deformate modi di vibrare

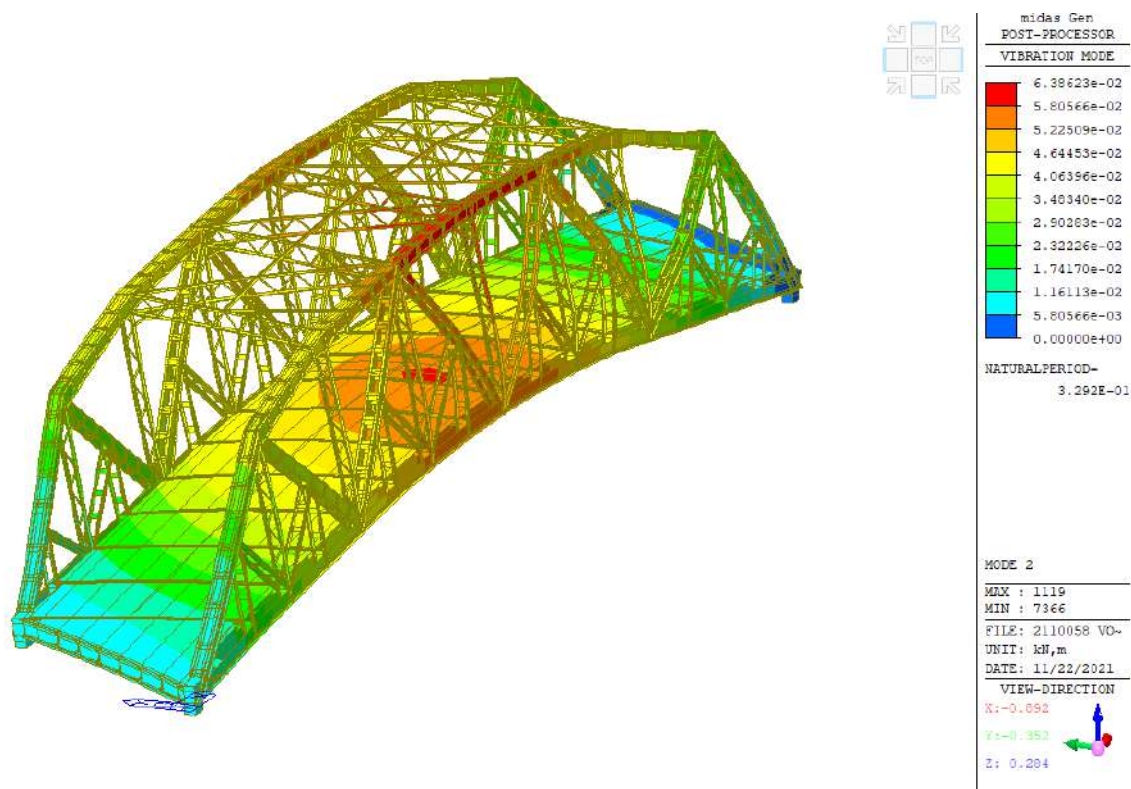
Si riportano di seguito le deformate dei principali modi di vibrare che coinvolgono la maggior parte della massa partecipante. Si nota come i periodi di tali modi coincidano con quelli individuati nella prova di caratterizzazione dinamica eseguita dalla ditta Metralab. S.r.l.



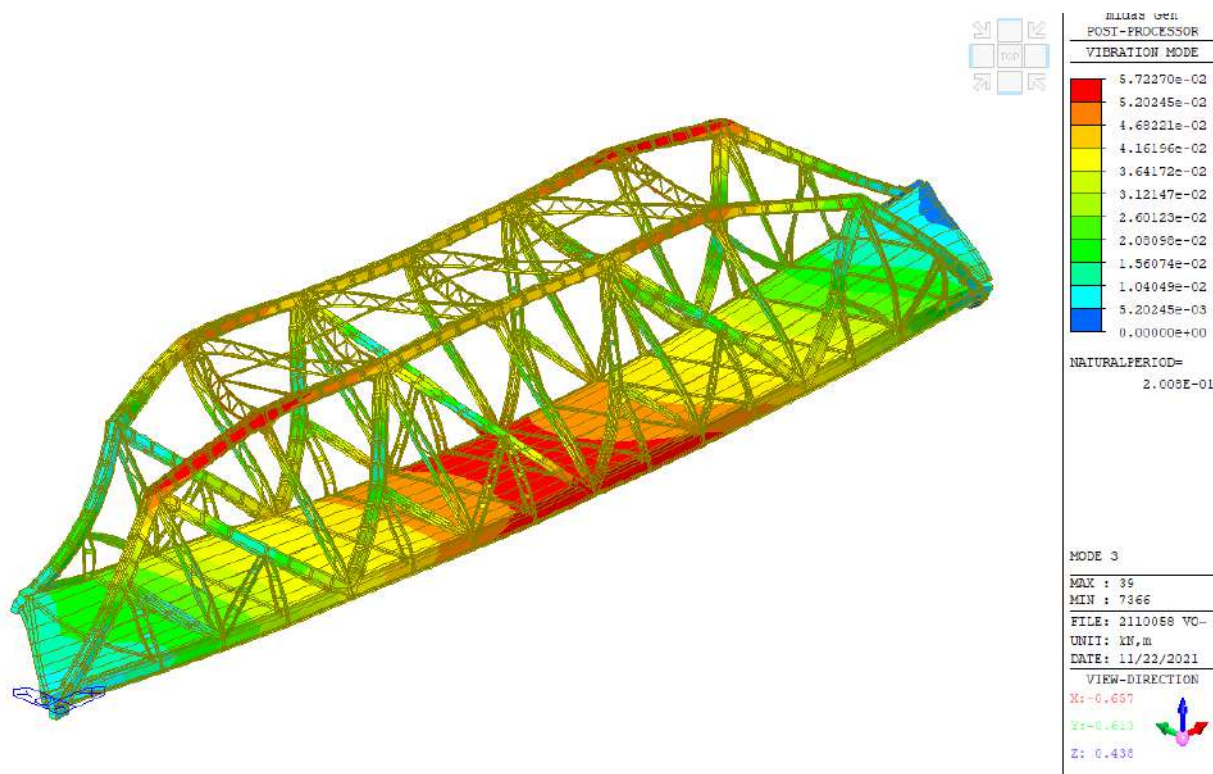
Modo 1 - $f=2,89$ Hz



Modo 2 - $f=3,04$ Hz



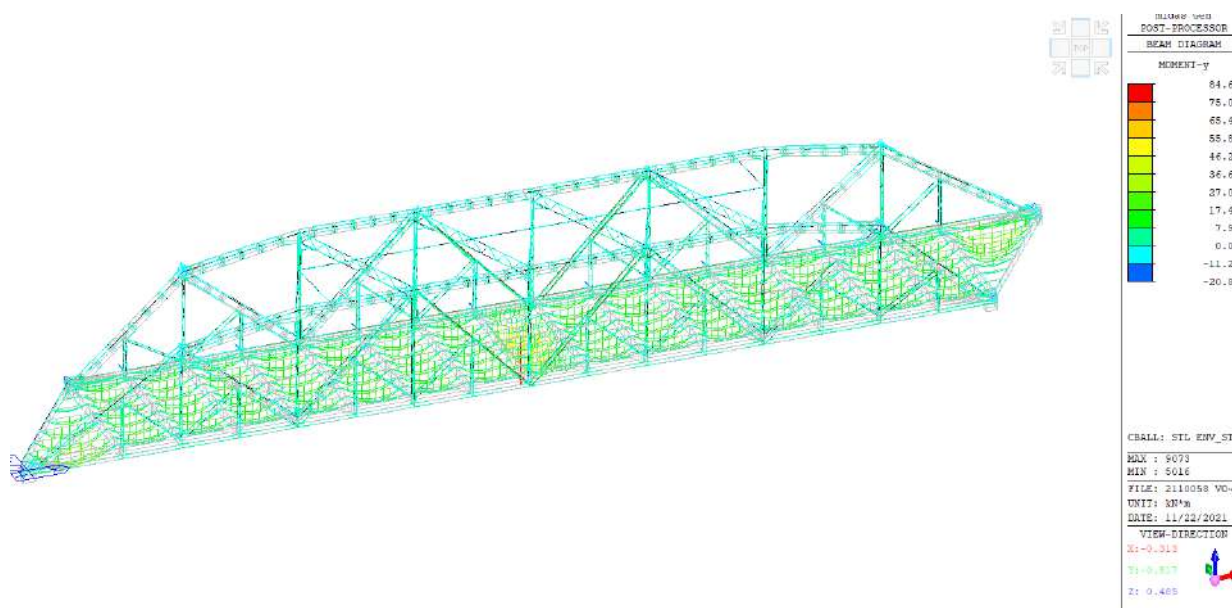
Modo 3 - $f=4,98$ Hz



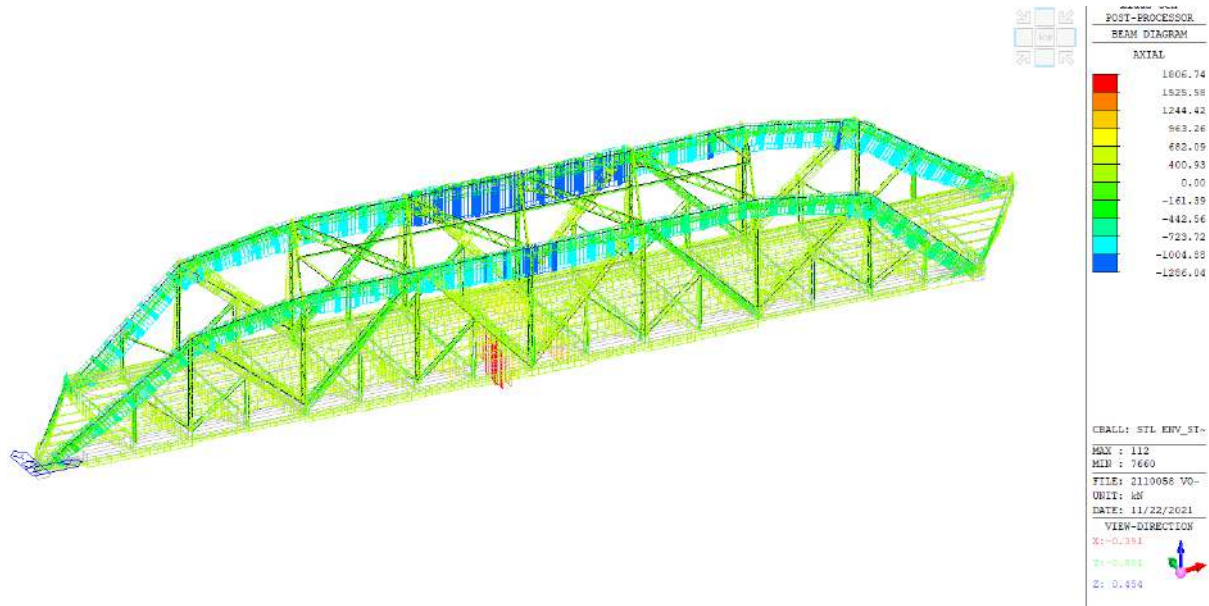
1.2. SOLLECITAZIONI

Di seguito si riportano i diagrammi di involucro delle sollecitazioni degli elementi strutturali nella combinazione maggiormente gravosa tra quelle statiche e sismiche (per sisma orizzontale e verticale). Le sollecitazioni sono ricavate considerando le posizioni maggiormente gravose dei carichi tandem e delle corsie convenzionali.

Momento flettente

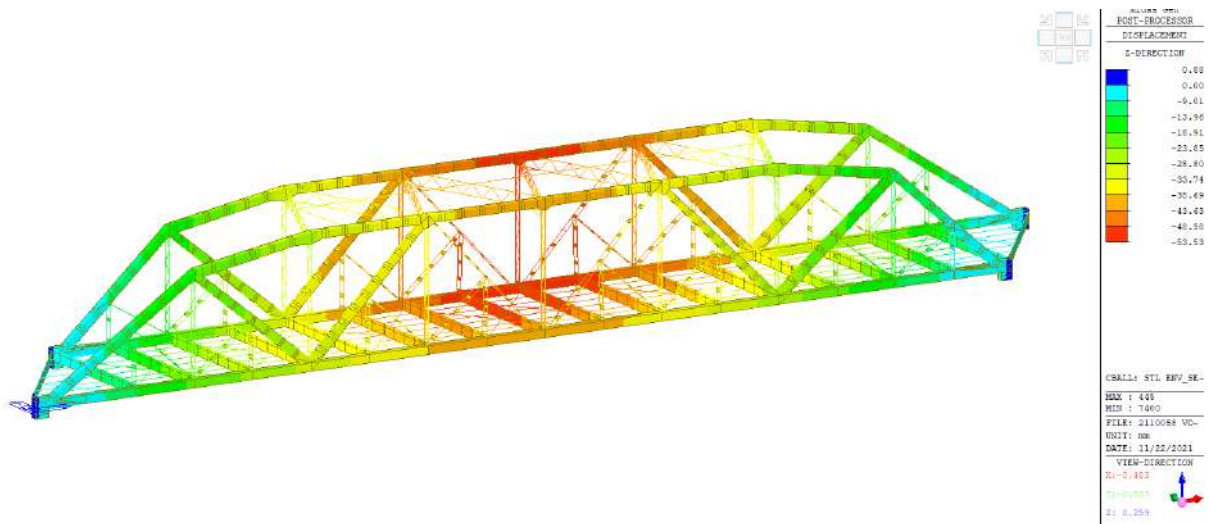


Sforzo normale



1.3. DEFORMATE

Deformazione verticale SLE

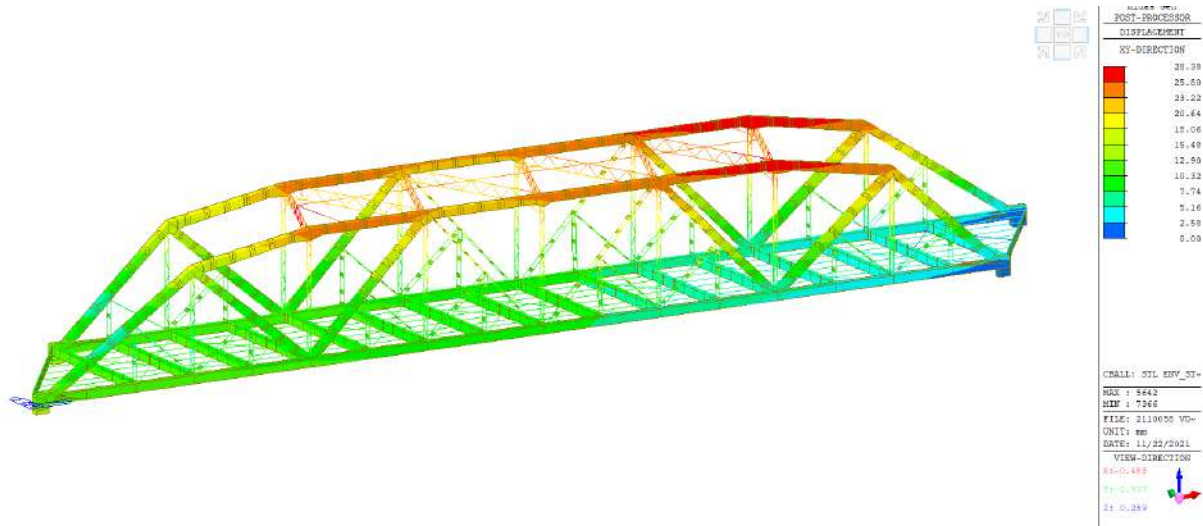


Essendo la luce del ponte pari a 61 m circa, la freccia SLE è pari a:

$$f = 53,53 \text{ mm} = L / 878$$

Il valore di deformazione si ritiene accettabile in relazione alla funzionalità del ponte.

Deformazione orizzontale SLU/SLV

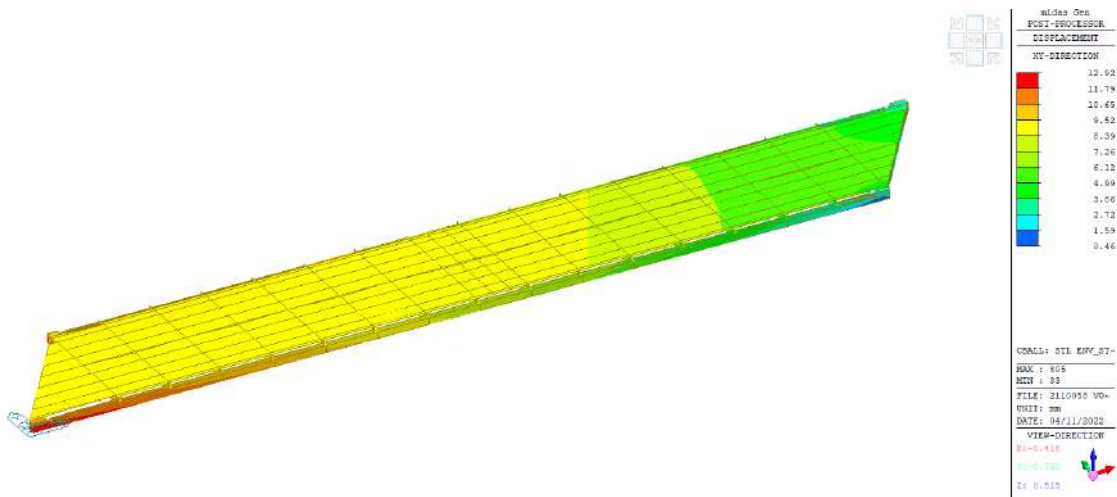


Lo spostamento orizzontale massimo del ponte si ha in corrispondenza ai correnti superiori, e vale:

Dmax= 28,38 mm

A livello di impalcato, lo spostamento massimo vale:

Dmax,imp= 12,92 mm



1.3.1 Dimensionamento giunti

In ragione dello spostamento orizzontale massimo dell'impalcato, si riporta di seguito il dimensionamento del giunto strutturale rispetto alla spalla.

Secondo quanto riportato al paragrafo 7.2.1 delle NTC2018 la distanza minima tra due costruzioni contigue è pari a:

$$2a_g \cdot S \cdot H / 100$$

Dove H è l'altezza del punto della struttura considerato dal piano di fondazione.

Si calcola quindi l'ampiezza minima del giunto considerando la quota dell'estradosso dell'impalcato rispetto alla testa dei pali di fondazione:

H = 10,18 m circa

Pertanto la distanza minima tra impalcato e strutture fisse per ottenere un comportamento sismico indipendente è pari a:

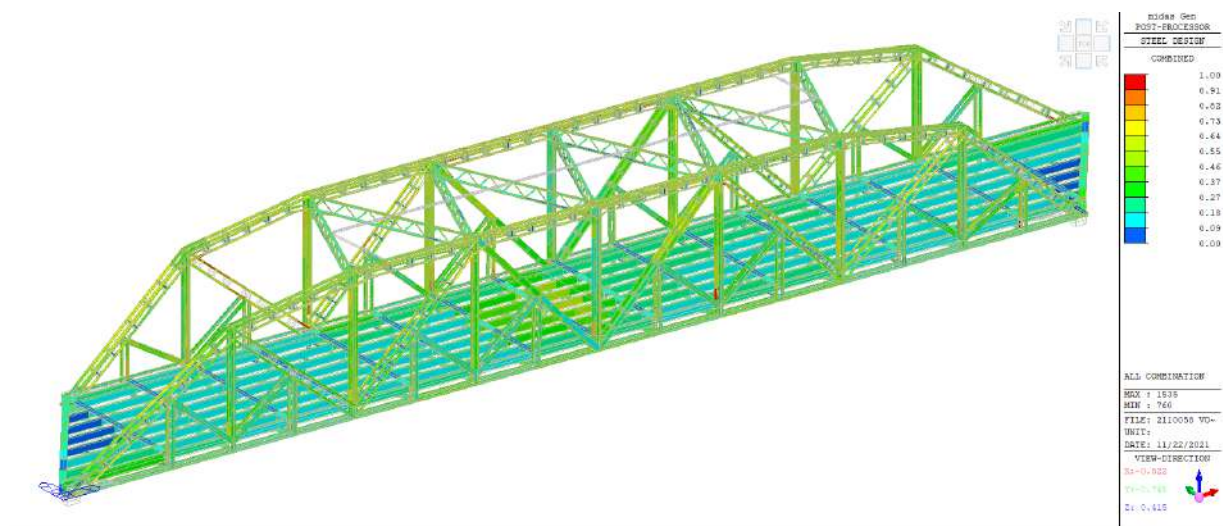
$$d = 33,39 \text{ mm}$$

Considerando che la spalla e le opere adiacenti al ponte abbiano spostamenti quasi nulli, l'ampiezza richiesta per il giunto sarebbe pari al solo spostamento dell'impalcato, e pertanto vale come limitazione il minimo richiesto dalla normativa.

Si prevede quindi un giunto in gomma armata con ampiezza totale di movimento pari a 50 mm (in analogia a quanto previsto negli interventi eseguiti nel 1987).

1.4. VERIFICA ELEMENTI METALLICI

Si riporta di seguito il contour dei tassi di lavoro dei profili metallici modellati come beam:

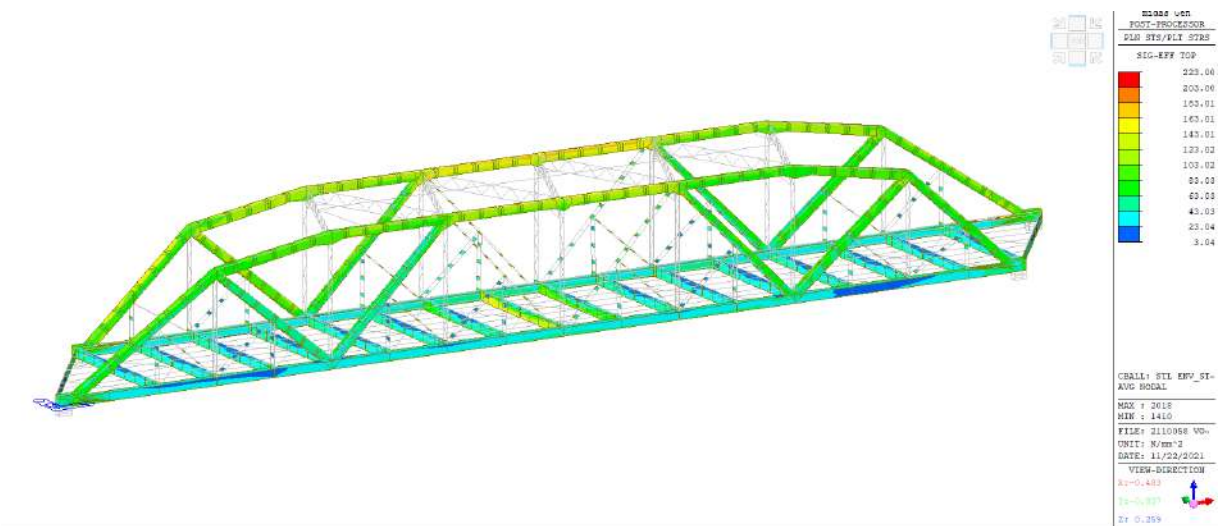


Per la maggior parte dei profili il tasso di lavoro è di molto inferiore all'unità, pertanto tutti i profili risultano verificati. Di seguito i risultati numerici per ciascuna tipologia di elemento:

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section	LCB	Len Lb	Ly Lz	Ky Kz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def
				Material													Defa
OK	1512	1		E1-2L90x11	8	0.50000	0.50000	1.000	0.850	-30.149	14.1768	14.1768	-2.6676	5.38776	-32.088	-	0.00057
	0.932	0.126		S235	235000												0.00060
OK	8135	2		E2-2L120x80x10	8	0.50000	0.50000	1.000	1.000	164.228	2.87390	2.87390	-3.3792	-1.3102	9.66463	-	-
	0.720	0.047		S235	235000												-
OK	2114	3		E3-2L130x90x10	15	0.77833	0.77833	1.000	0.850	520.465	5.52213	5.52213	-3.7673	-1.2055	8.51747	-	0.00256
	0.961	0.037		S235	235000												0.00269
OK	5442	4		E3-L60x9	52	0.88347	0.88347	1.000	1.000	-69.518	-0.5018	-0.5018	-0.0799	-0.1141	0.23901	-	-
	0.603	0.017		S235	235000												-
OK	6834	5		E4/5-L100x12	8	0.30000	0.30000	1.000	1.000	395.460	-0.7112	-0.7112	1.81676	-4.3365	5.78313	-	-
	0.994	0.037		S235	235000												-
OK	5800	6		L80x8	8	0.46344	0.46344	1.000	1.000	37.7087	-1.9194	-1.9194	0.31918	0.75773	-7.9478	-	0.00097
	0.568	0.096		S235	235000												0.00155
OK	4217	7		UPN260, U260	15	0.60000	0.60000	1.000	1.000	480.528	3.02550	3.02550	2.63744	-7.8025	-0.3121	-	-
	0.590	0.024		S235	235000												-
OK	6497	8		E7sup-L100x14	8	0.15000	0.00100	1.000	1.000	-1277.0	3.58539	3.58539	4.31367	-28.266	-22.008	-	0.00004
	0.985	0.061		S235	235000												0.00380
OK	6503	9		E7inf-L100x75x11	8	0.84558	0.00100	1.000	1.000	-302.18	0.61661	0.61661	-7.2874	10.3496	-1.5036	-	0.00010
	0.991	0.036		S235	235000												0.00338
OK	9073	10		E8-IPN380, IPN380	8	1.21667	1.21667	1.000	1.000	731.635	90.8439	90.8439	-0.1580	-0.1974	83.9071	-	-0.0006
	0.581	0.117		S235	235000												0.01460

OK	1	11	E9/10inf-2L110x12	S235	235000	8	0.81000	0.00100	1.000	1.000	-67.688	3.30122	3.30122	5.72310	-10.283	-6.2408	-	0.00052
	0.480	0.031					0.00100	0.00100	1.000	1.000	1117.26	0.00000	16.2704	26.3923	341.132	341.132	-	0.00936
OK	114	14	E14-2L100x10	S235	235000	8	5.67158	5.67158	1.000	1.000	299.857	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-	-
	0.353	0.000					5.67158	5.67158	1.000	1.000	850.476	0.00000	20.3555	24.3952	0.00000	0.00000	-	-
OK	214	15	E15-2L160x80x12	S235	235000	15	1.12000	1.12000	1.000	1.000	1210.84	-0.7283	-0.7283	-0.0518	-0.2986	0.57689	-	-0.0001
	0.633	0.002					1.12000	1.12000	1.000	1.000	2019.66	0.00000	22.0293	151.431	992.383	248.096	-	0.00448
OK	112	16	E16-2L160x80x12	S235	235000	15	0.16000	0.16000	1.000	1.000	1686.99	-0.9860	-0.9860	-0.7071	-0.4596	-0.7210	-	-0.0002
	0.665	0.003					0.16000	0.16000	1.000	1.000	2682.13	0.00000	30.3682	212.379	1405.88	248.096	-	0.00448
OK	9061	17	IPE330	S235	235000	8	1.21667	1.21667	1.000	1.000	324.389	16.8440	16.8440	-0.3873	-0.0221	11.7525	-	-0.0005
	0.337	0.030					1.21667	1.21667	1.000	1.000	1401.05	0.00000	179.943	33.9110	511.374	398.019	-	0.01460
OK	1043	18	IPE450	S235	235000	8	6.11859	6.11859	1.000	1.000	273.248	-62.581	-62.581	0.30442	-0.0850	-23.690	-	0.00067
	0.293	0.036					6.11859	6.11859	1.000	1.000	2211.24	215.085	380.924	61.0609	765.541	656.735	-	0.02447
OK	1036	19	IPE400	S235	235000	15	6.11859	6.11859	1.000	1.000	249.223	-49.920	-49.920	-0.3571	-0.0563	18.8417	-	0.00073
	0.312	0.034					6.11859	6.11859	1.000	1.000	1891.19	160.171	292.743	50.4907	677.379	552.155	-	0.02447
OK	738	20	E8-IPN380, IPN400	S235	235000	15	4.65933	4.65933	1.000	1.000	111.380	-33.755	-33.755	0.07936	0.00511	-31.808	-	-0.0003
	0.131	0.040					4.65933	4.65933	1.000	1.000	2640.95	0.00000	386.113	62.2116	860.851	796.685	-	0.01864
OK	735	21	E8-IPN425	S235	235000	15	5.47205	5.47205	1.000	1.000	205.481	-60.636	-60.636	0.81613	0.15559	-39.438	-	-0.0004
	0.211	0.044					5.47205	5.47205	1.000	1.000	3006.69	0.00000	460.270	73.3476	968.865	899.145	-	0.01957
OK	8275	23	2L70x100x10	S235	235000	8	0.67272	0.67272	1.000	1.000	137.561	-1.8432	-1.8432	1.83649	-0.6260	3.49293	-	0.00005
	0.399	0.014					0.67272	0.67272	1.000	1.000	716.190	0.00000	19.2476	16.5619	180.903	258.433	-	0.00269
OK	8676	24	2L70x70x8	S235	235000	37	0.68696	0.68696	1.000	1.000	70.6279	0.50920	0.50920	0.15015	0.38947	1.28237	-	-
	0.227	0.009					0.68696	0.68696	1.000	1.000	472.686	0.00000	7.87871	12.0248	144.722	144.722	-	-
OK	8506	25	L60x8	S235	235000	52	0.98172	0.98172	1.000	1.000	-21.553	-0.0794	-0.0794	-0.4782	-0.6232	-0.1792	-	-
	0.350	0.012					0.98172	0.98172	1.000	1.000	133.613	0.00000	2.84662	2.84662	62.0239	62.0239	-	-
OK	8995	28	UPN160	S235	235000	8	3.65000	3.65000	1.000	1.000	163.389	-1.6053	-1.6053	-0.0526	-0.0154	-1.0972	-	-0.0005
	0.362	0.007					3.65000	3.65000	1.000	1.000	537.143	0.00000	30.7962	8.77668	175.411	158.161	-	0.01460
OK	7137	31	E7-4L100x14	S235	235000	8	0.15000	0.15000	1.000	1.000	-1043.3	3.08715	3.08715	3.89776	21.8317	23.2259	-	-
	0.448	0.000					0.15000	0.15000	1.000	1.000	2331.20	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-	-

Tensioni efficaci su plate



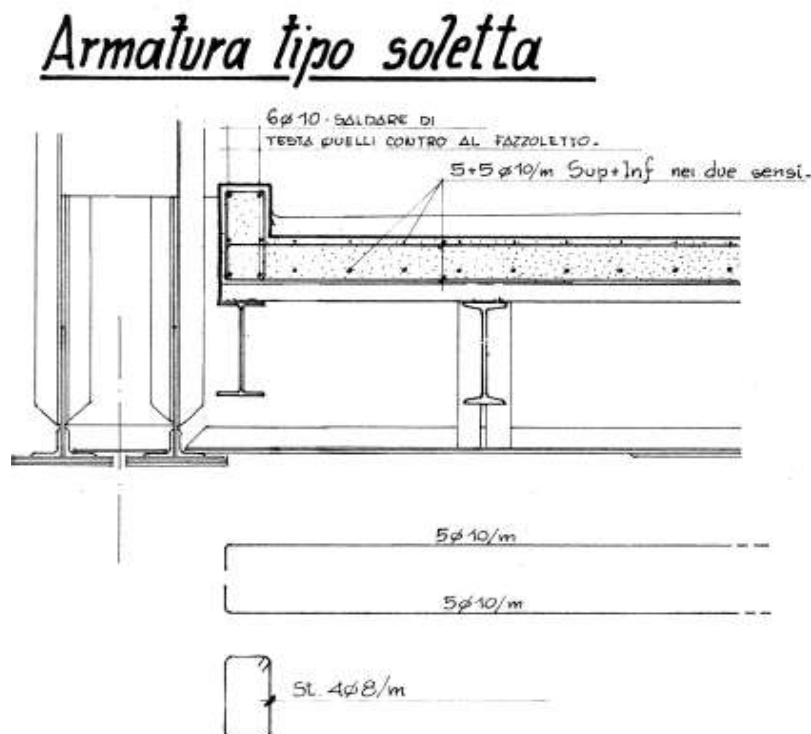
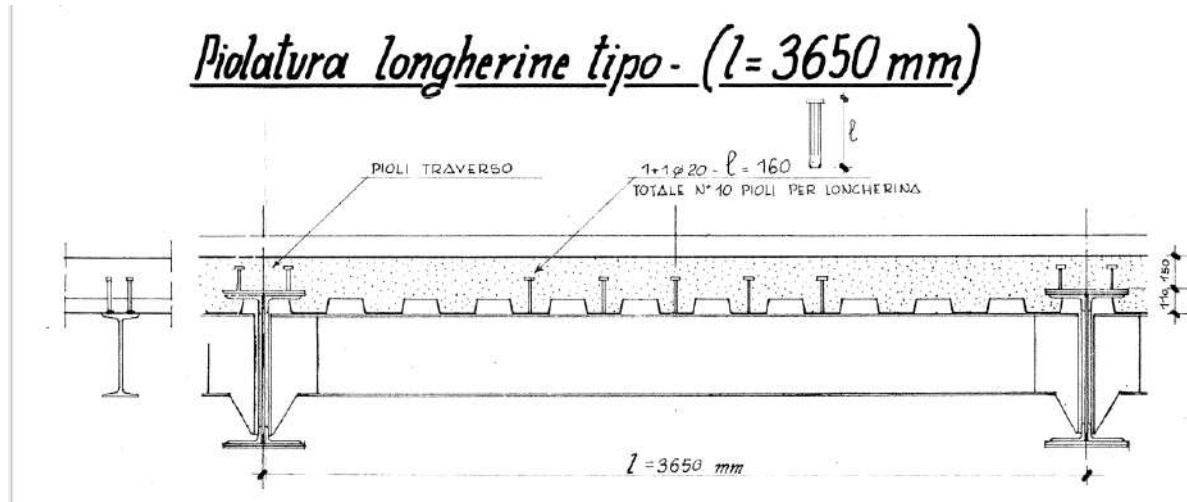
Si nota come tutte le tensioni sono inferiori alla tensione di snervamento del materiale, pertanto le verifiche sono soddisfatte.

1.5. VERIFICA SOLETTA IMPALCATO

Si riporta di seguito la verifica della soletta di impalcato.

La soletta del ponte stradale è realizzata mediante un getto in c.a. di spessore costante, che si aggiunge al getto di riempimento della lamiera grecata intradossale utilizzata come cassero.

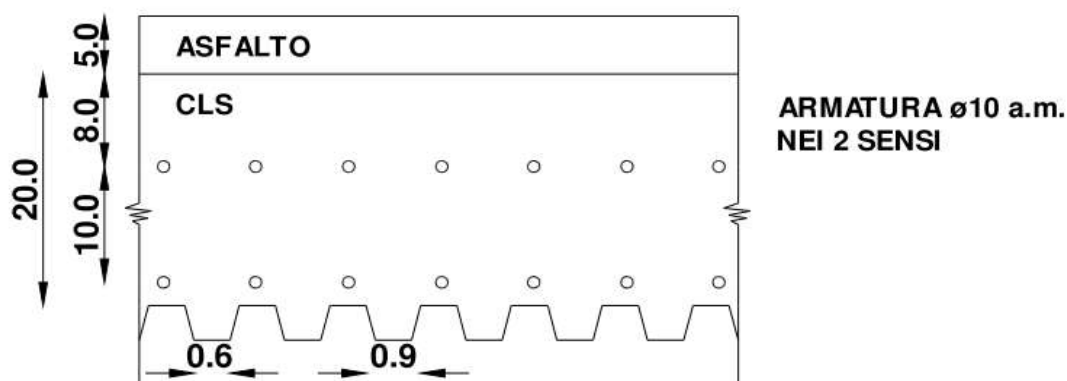
Nel progetto originale la soletta presentava spessore totale pari a circa 26 cm, compresa la lamiera grecata di altezza 75 mm e spessore 10/10.



In base a quanto rilevato dalla ditta Metralab, la lamiera grecata è risultata di altezza pari a circa 55 mm, pertanto ne risulta uno spessore della parte costante di soletta di circa 20 cm.

Si considera pertanto come resistente la soletta a spessore costante, armata con doppia armatura superiore ed inferiore $\phi 10/20 \times 20$, prevista in progetto e confermata dalle indagini eseguite.

D 3.1 - CAROTAGGIO SOLETTA P. STRADALE



Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, vengono utilizzati i valori ricavati dal progetto di manutenzione straordinaria del 1987, come consentito dalle NTC2018, in quanto è stata verificata la rispondenza del costruito con quanto progettato e dati i buoni risultati delle carote eseguite sulla soletta.

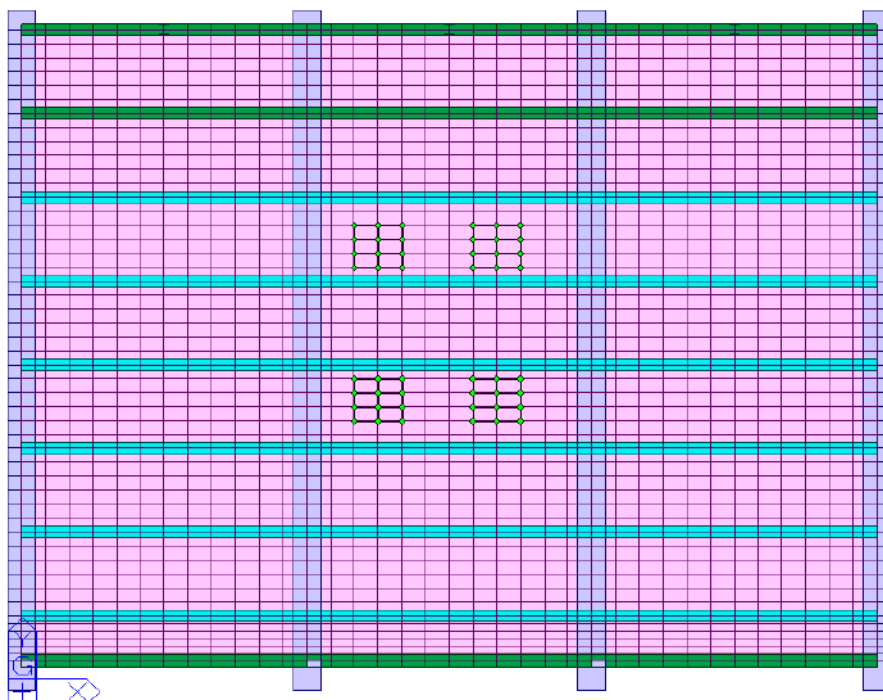
Per la verifica della soletta si considerano gli schemi di carico 1 e 2 nelle posizioni maggiormente gravose per la verifica della soletta.

La verifica viene eseguita considerando l'effettiva rigidezza delle travi di appoggio che interrompono la luce della soletta, ponendosi a favore di sicurezza.

I carichi vengono applicati considerando la diffusione prevista dalla normativa, che nel caso attuale avviene attraverso i 5 cm di asfalto e metà dello spessore costante di soletta.

Si prendono in considerazione 3 campi di soletta, con i seguenti carichi:

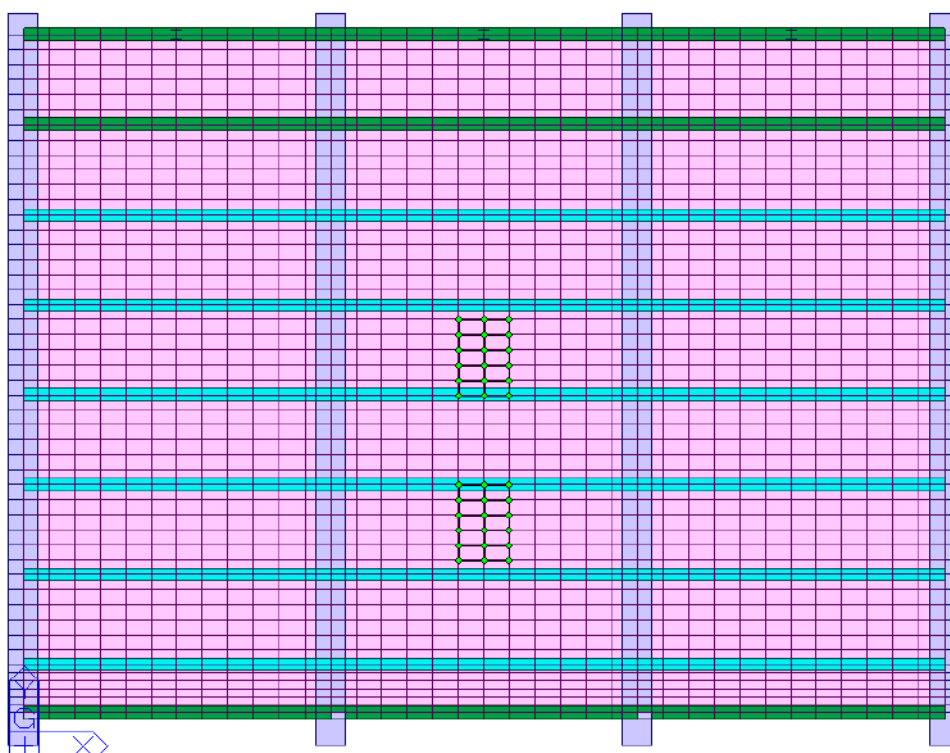
Schema 1:



Oltre ai carichi tandem, come carico accidentale da traffico è applicato il carico uniformemente distribuito pari a 9,00 kN/mq sulla corsia 1 e pari a 2,5 kN/mq sulla corsia 2.

Dato che i carichi maggiormente gravosi per la verifica sono costituiti dai carichi tandem concentrati, che non risentono della reciproca influenza, a favore di sicurezza si sono considerati i carichi della corsia 1 in asse all'impalcato.

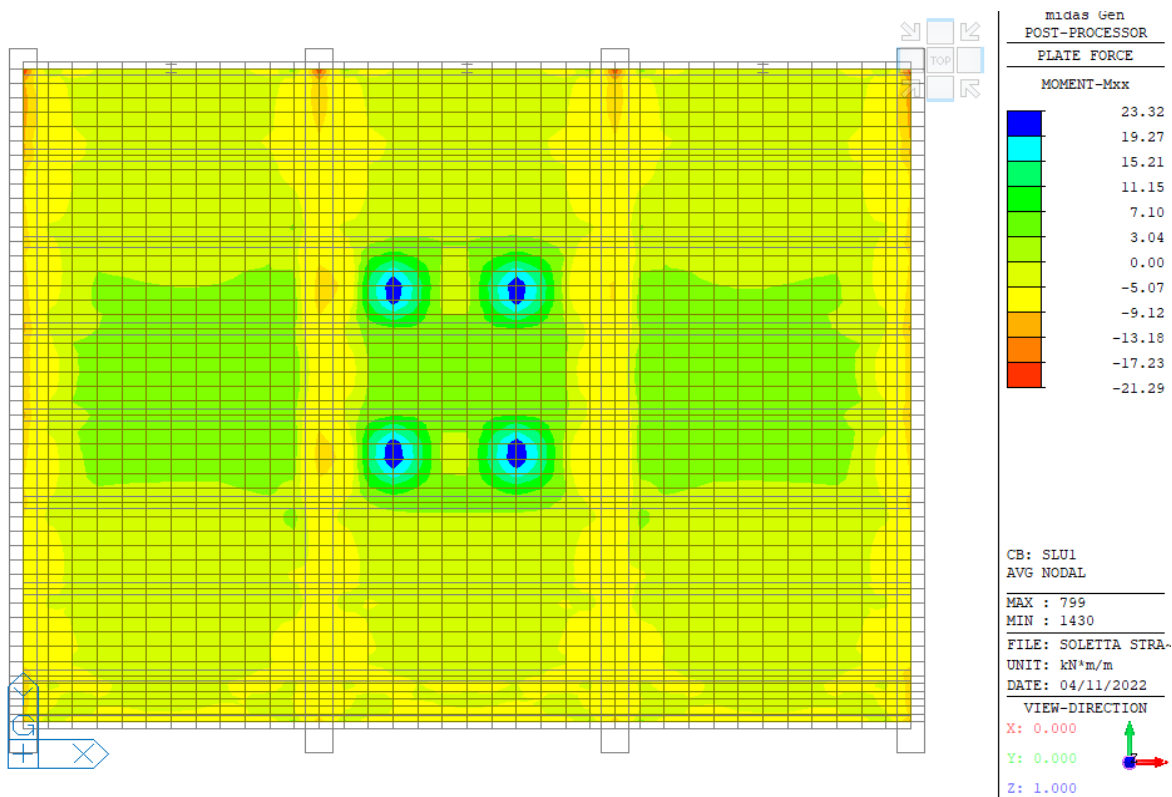
Schema 2:



Si riportano di seguito i contour delle sollecitazioni flettenti per i vari carichi da traffico sopra riportati in combinazione SLU.

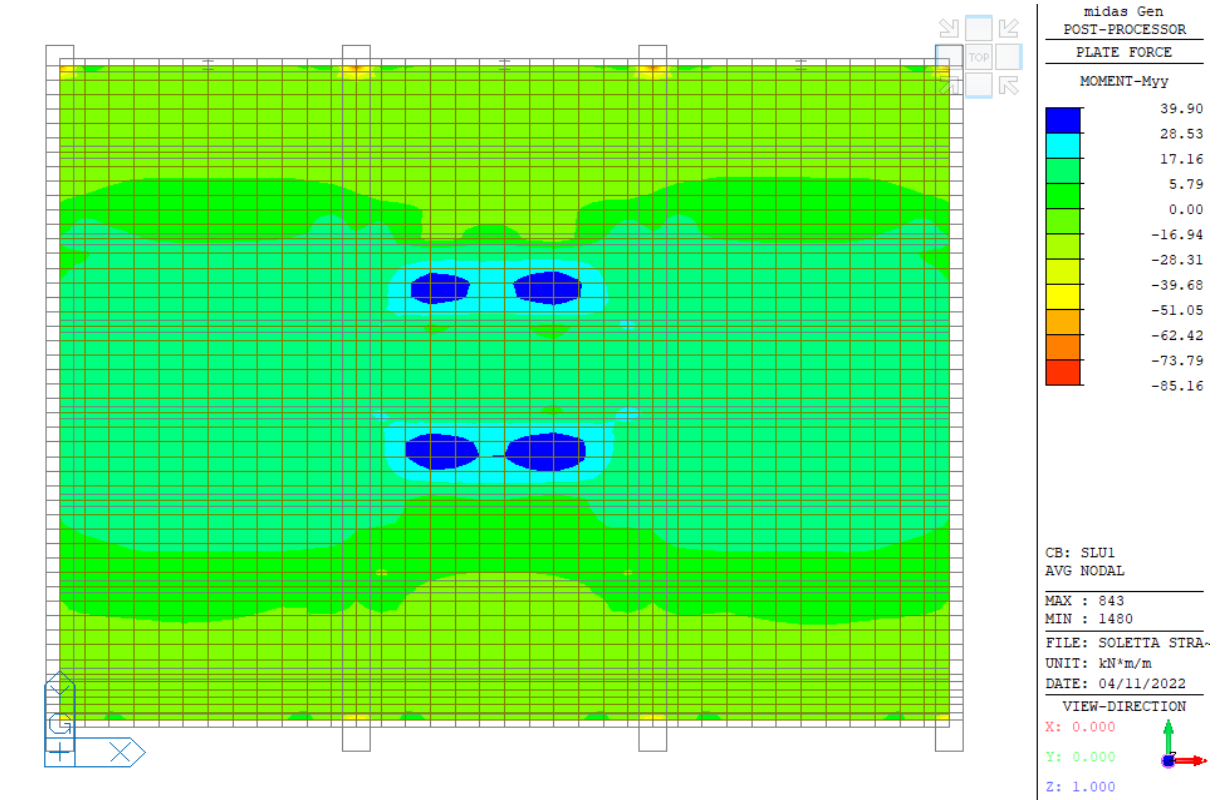
Si precisa che il momento flettente M_{xx} si riferisce al dimensionamento delle armature disposte lungo l'asse longitudinale del ponte, mentre il momento M_{yy} , si riferisce alle armature disposte in direzione trasversale all'asse del ponte.

Schema 1 - M_{xx} :



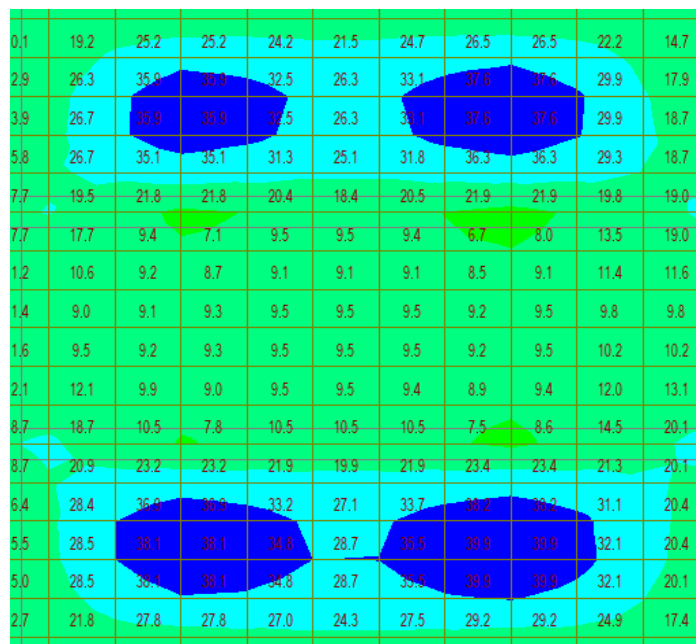
$M_{+} = 23,32 \text{ kNm/m}$ (Valore non mediato)
 $M_{-} = 12,10 \text{ kNm/m}$

Schema 1 - Myy:



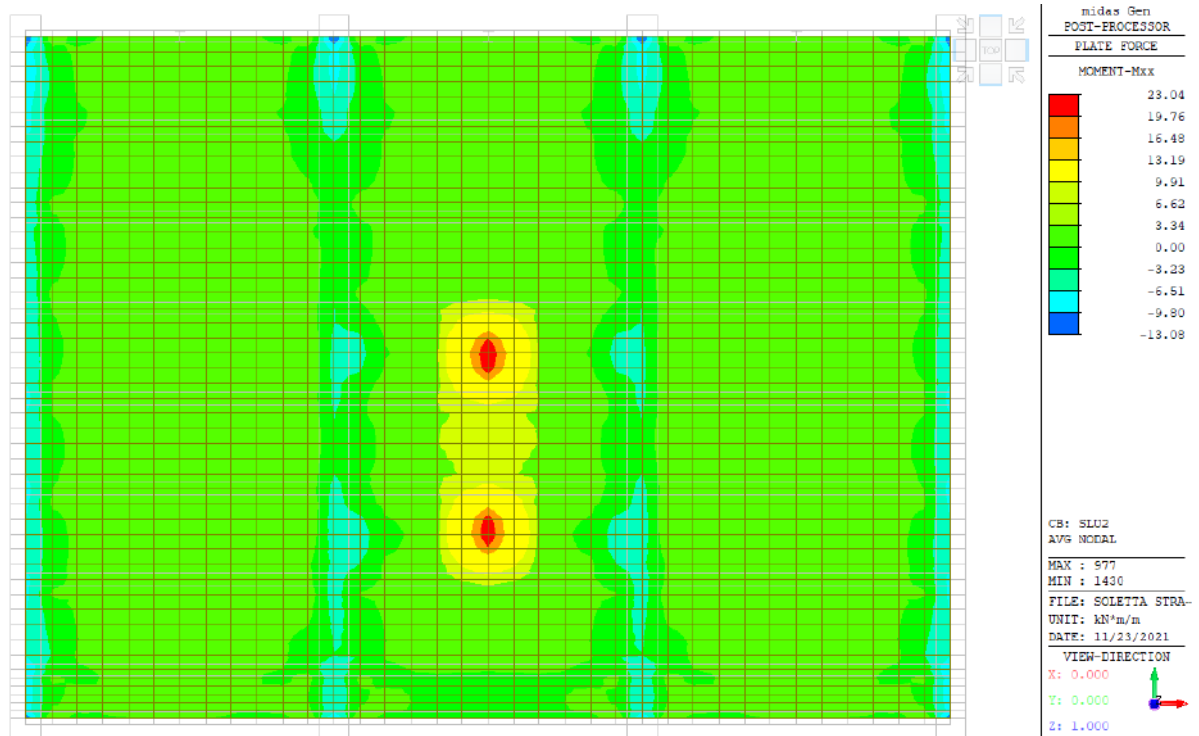
M+ = 39,90 kNm/m (Valore non mediato)
M- = 9,40 kNm/m (Escluso picco)

Il valore del momento flettente per la verifica viene valutato escludendo i picchi di sollecitazione, mediando quindi i valori all'interno della larghezza di influenza considerata:



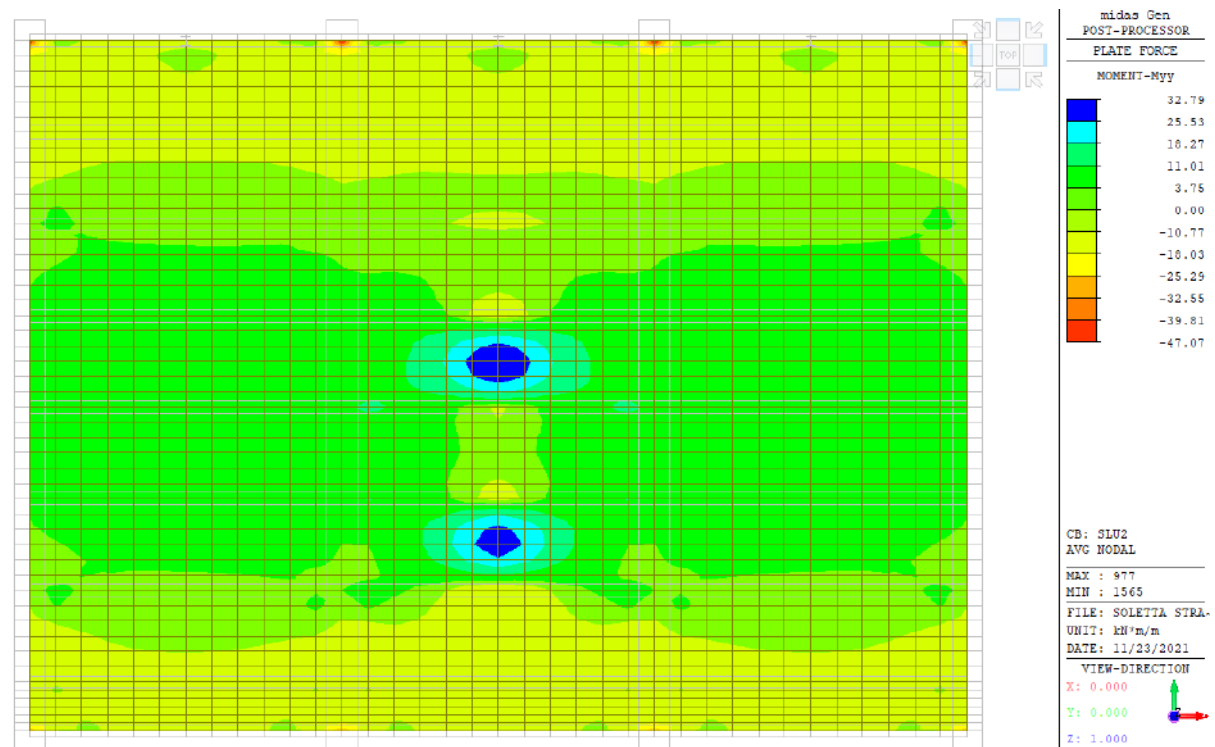
Myy = $\frac{39,9+28,7}{2}$ = 34,3 kNm/m (Valore mediato)

Schema 2 - Mxx:



M+ = 23,04 kNm/m (Valore non mediato)
M- = 4,70 kNm/m

Schema 2 - Myy:



M+ = 32,79 kNm/m (Valore non mediato)
M- = 5,90 kNm/m

Trascurando i picchi singolari, il momento negativo massimo ottenuto dai due schemi è pari a:
Msd = 12,10 kNm/m

La soletta ha spessore costante pari a 20 cm e doppia armatura incrociata superiore ed inferiore $\varnothing 10/20 \times 20$. La geometria e la posizione delle armature viene desunta dagli elaborati grafici di progetto originali e confermata dalle indagini della ditta Metralab S.r.l..

Momento resistente positivo:

Titolo : Soletta stradale

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,93	8
2	3,93	18

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB44k C28/35
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 373,9 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,87 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 35,4 kN m
σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 373,9 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 24,08 ‰
d 18 cm
x 2,285 x/d 0,1269
δ 0,7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Msd/Mrd = 0,97 < 1,00

La soletta risulta verificata, seppur con un tasso di lavoro molto alto.

Momento resistente negativo:

Per la valutazione del momento resistente negativo in corrispondenza degli appoggi si considera l'altezza ridotta della sezione per la presenza della trave.

Titolo : Soletta stradale

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	18

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,93	8
2	3,93	18

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
FeB44k C28/35
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d δ

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L_o cm Col. modello
☐ Precompresso

$$M_{sd}/M_{rd} = 0,82 < 1,00$$

Di seguito la valutazione degli effetti dei carichi concentrati sul punzonamento della soletta:

La verifica viene eseguita considerando la diffusione dei carichi prevista dalla normativa al §5.1.3.3.6:

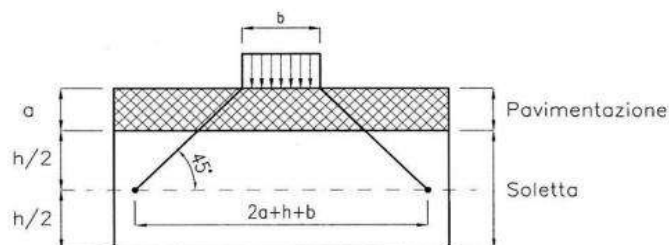


Fig. 5.1.3.a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

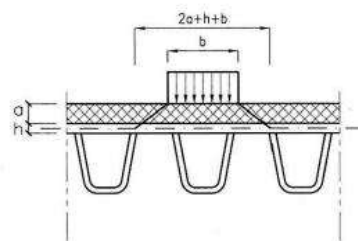


Fig. 5.1.3.b - Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

Schema 1: Carico 150 kN (300 kN/asse)

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Caratteristiche dei materiali

CLS 28/35			
Densità	$\delta =$	25,00	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	---
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	35,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	29,05	MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	32588,11	MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	19,37	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	16,46	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,83	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,98	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,32	MPa

ACCIAIO Feb44k			
Densità	$\delta =$	78,50	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	440,00	MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	382,61	MPa

Caratteristiche delle sezioni

Altezza totale piastra	$h =$	20,00	cm
Altezza utile piastra	$d =$	18,00	cm
Lato X area caricata	$B_x =$	40,00	cm
Lato Y area caricata	$B_y =$	40,00	cm

Lato X critico = $B_x + (2a + h)$	$B_{ux} =$	70,00	cm
Lato Y critico = $B_y + (2a + h)$	$B_{uy} =$	70,00	cm
Perimetro critico = $(B_{ux} + B_{uy}) \cdot 2$	$u =$	280,00	cm
Sezione critica = $u \cdot d$	$S_u =$	5040,00	cm ²

Carico Totale di Progetto	(V_{Ed}) $N_{Ed} =$	202,50	kN
----------------------------------	--	---------------	-----------

Sollecitazione di taglio agente per unità di lunghezza (EC2 - eq. 4.50)

$$V_{Ed} = N_{Ed} \cdot \beta / u \quad V_{Ed} = 72,32 \quad \text{kN/m}$$

, dove: $\beta = 1$ Tiene conto degli effetti della possibile eccentricità del carico

Verifica allo stato limite ultimo

V_{Rd1}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre prive di armatura a taglio
V_{Rd2}	Massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio
V_{Rd3}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Piastre prive di armatura a taglio	V_{Rd1}	>	V_{Ed}
Piastre dotate di armatura a taglio	V_{Rd3}	\geq	V_{Ed}

Piastre prive di armatura a taglio

Parametri di Calcolo		udm	Valore
Asl _x	Armatura longitudinale tesa in BuX	cm ²	2,75
Asl _y	Armatura longitudinale tesa in BuY	cm ²	2,75
ρ_{1x}	Percentuale d'armatura dir.X= Asl/Bux*d ≤ 0,02	-	0,0022
ρ_{1y}	Percentuale d'armatura dir.Y= Asl/Buy*d ≤ 0,02	-	0,0022
ρ_1	Percentuale d'armatura tot =radq($\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}$) ≤ 0,015	-	0,0022
τ_{Rd}	Tensione resistente = 0,25*f _{ctk} /γ _C	MPa	0,33
k	1,6-d ≥ 1	-	1,42

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza		udm	Valore
$V_{Rd1} = \tau_{Rd} * k * (1,2 + 40\rho_1) * d$		kN/m	108,82
V_{Ed}/V_{Rd1}		---	66%
Verifica			OK

La verifica è soddisfatta.

Schema 2: Carico 200 kN (400 kN/asse)

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Caratteristiche dei materiali

CLS 28/35			
Densità	δ =	25,00	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ _C =	1,50	---
Coefficiente riduttivo	α _{cc} =	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck} =	35,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck} =	29,05	MPa
Modulo di elasticità	E _c =	32588,11	MPa
Resistenza a compressione	f _d =	19,37	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd} =	16,46	MPa
Resistenza media a trazione	f _{ctm} =	2,83	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk} =	1,98	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd} =	1,32	MPa

ACCIAIO Feb44k			
Densità	δ =	78,50	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ _S =	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk} =	440,00	MPa
Modulo di elasticità	E _s =	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd} =	382,61	MPa

Caratteristiche delle sezioni

Altezza totale piastra	h =	20,00	cm
Altezza utile piastra	d =	18,00	cm
Lato X area caricata	Bx =	35,00	cm
Lato Y area caricata	By =	60,00	cm

Lato X critico = Bx+(2a+h)	Bux =	65,00	cm
Lato Y critico = By+(2a+h)	Buy =	90,00	cm
Perimetro critico = (Bux+Buy)*2	u =	310,00	cm
Sezione critica = u*d	Su =	5580,00	cm ²

Carico Totale di Progetto	(V_{Ed}) N_{Ed} =	270,00	kN
----------------------------------	--	---------------	-----------

Sollecitazione di taglio agente per unità di lunghezza (EC2 - eq. 4.50)

$$V_{Ed} = N_{Ed} \cdot \beta / u \qquad V_{Ed} = 87,10 \text{ kN/m}$$

, dove: $\beta = 1$ Tiene conto degli effetti della possibile eccentricità del carico

Verifica allo stato limite ultimo

V _{Rd1}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre prive di armatura a taglio
V _{Rd2}	Massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio
V _{Rd3}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Piastre prive di armatura a taglio	V _{Rd1}	>	V _{Ed}
Piastre dotate di armatura a taglio	V _{Rd3}	≥	V _{Ed}

Piastre prive di armatura a taglio

Parametri di Calcolo		udm	Valore
Asl _x	Armatura longitudinale tesa in BuX	cm ²	2,55
Asl _y	Armatura longitudinale tesa in BuY	cm ²	3,53
ρ _{1x}	Percentuale d'armatura dir.X= Asl/Bux*d ≤ 0,02	-	0,0022
ρ _{1y}	Percentuale d'armatura dir.Y= Asl/Buy*d ≤ 0,02	-	0,0022
ρ ₁	Percentuale d'armatura tot = radq(ρ _{1x} *ρ _{1y}) ≤ 0,015	-	0,0022
τ _{Rd}	Tensione resistente = 0,25*f _{ctk} /γ _C	MPa	0,33
k	1,6-d ≥ 1	-	1,42

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza		udm	Valore
V _{Rd1}	= τ _{Rd} *k*(1,2+40ρ ₁)*d	kN/m	108,82
V _{Ed} /V _{Rd1}		---	80%
Verifica			OK

La verifica è soddisfatta.

Si riporta inoltre la verifica della soletta di impalcato per la sollecitazione eccezionale da urto di veicolo in svio agente sul sicurvia metallico.

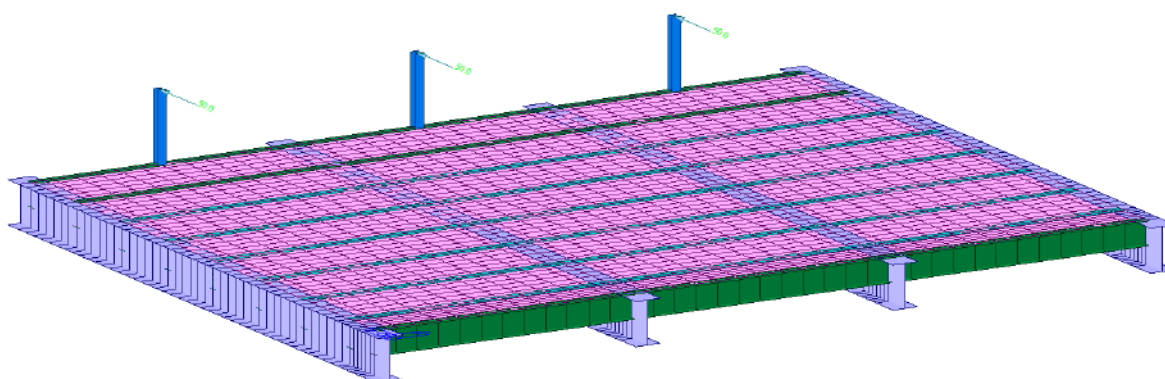
Il sicurvia è costituito da profili HEA120 ad interasse di circa 365 cm, annegati all'interno del cordolo perimetrale della carreggiata. Il sicurvia ha altezza di 100 cm dal piano stradale.

La valutazione della sollecitazione dovuta all'urto viene valutata con riferimento a quanto riportato nel "Quaderno tecnico Anas per la salvaguardia delle infrastrutture - Volume II":

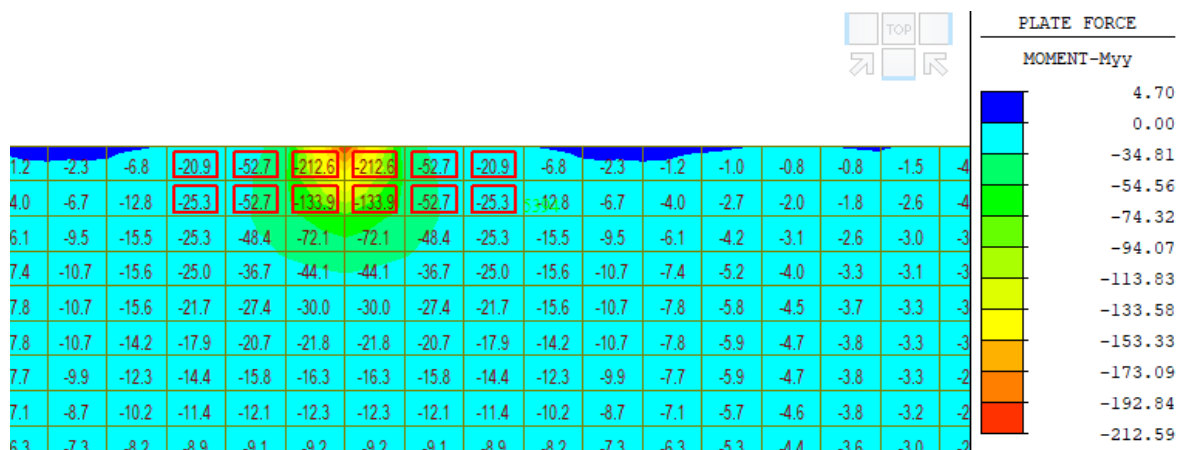
- considerando il momento plastico che il montante della barriera metallica di sicurezza può fornire. Tale approccio ottempera quanto previsto dal § 4.7.3.3 della UNI EN 1991-2 così come emendato dall'appendice nazionale (G.U. 27 Marzo 2013, DM 31/07/2012).

In base alla tipologia di montanti, si stima il momento resistente del montante, che viene applicato alla soletta dell'impalcato, amplificandolo con un coefficiente di sicurezza pari a 1,5:

Nome prodotto	Profilo montante	Dimensioni montante	Materiale	Res. Acciaio	$W_{plastico}$	$M_{plastico}$	M_{ampl}
Barriera di sicurezza bordo ponte H2	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29



Si riportano di seguito i momenti flettenti sulla soletta di impalcato:



Trascurando il picco localizzato, il momento sollecitante mediato su una larghezza di 100 cm, e tenendo conto della presenza del cordolo perimetrale, vale:

$$M_{sd} = \frac{72,1 + 15,5}{2} = 43,8 \quad \text{kNm/m}$$

Il momento resistente si calcola considerando l'altezza della sezione comprensiva di metà della greca inferiore, pertanto pari a $20 + 3 = 23$ cm.

Inoltre si è tenuto conto del fatto che sono presenti n. 2 barre $\varnothing 16$ di rinforzo ai lati del montante, come riportato negli elaborati grafici di progetto:

Titolo : Soletta urto stradale

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	23

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,95	8
2	7,95	18

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB44k C28/35
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 373,9 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,87 ‰ σ_{c,adm} 11 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

M_{xRd} -46,3 kNm
σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 373,9 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 10,49 ‰
d 15 cm
x 3,752 x/d 0,2501
δ 0,7527

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

$$M_{sd}/M_{rd} = 0,95 < 1,00$$

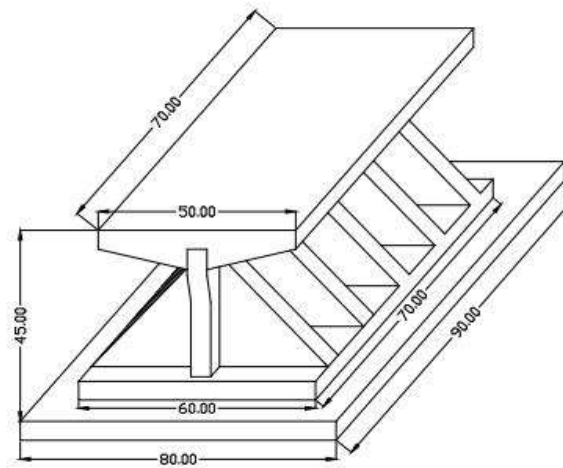
1.6. VERIFICA APPOGGI

Si riporta di seguito la verifica degli appoggi del ponte, che sono costituiti da apparecchi metallici di due tipologie:

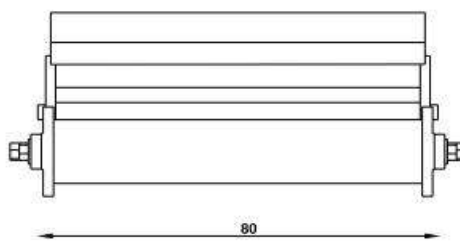
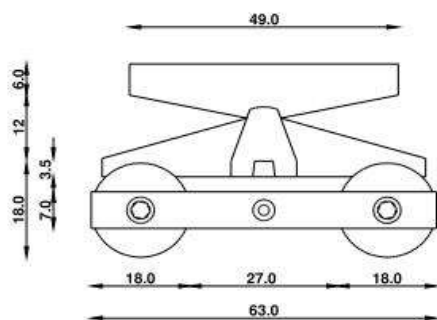
- Appoggi fissi con funzione di cerniera sul lato Padova;
- Appoggi scorrecoli con funzione di carrello per consentire gli spostamenti orizzontali lungo l'asse del ponte, e fisso in senso trasversale sul lato Ponte San Nicolò.

Si riportano i rilievi eseguiti dalla ditta Metralab riguardanti gli elementi di appoggio:

Appoggi fissi



Appoggi mobili



Si riportano a favore di sicurezza gli involuppi delle sommatorie delle reazioni nelle direzioni principali per il ponte stradale, prendendo in considerazione sia le combinazioni statiche che sismiche:

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT							
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
	STL ENV	1486.781867	-1596.520985	13459.500735			

X = asse longitudinale ponte

Si nota che la massima reazione vincolare verticale è pari a:

Fz = 13459,7 kN

Considerando i 4 appoggi, per il singolo appoggio si ha:

Fz = 3364,93 kN/appoggio

Considerando l'impronta dell'apprecchio, si calcola la pressione sul calcestruzzo del pulvino:

a = 600 mm

b = 700 mm

σ = 8,01 Mpa

La tensione di compressione risulta inferiore alla resistenza a compressione del calcestruzzo del pulvino, assunta a favore di sicurezza pari a quella della spalla:

fcd = 11,33 Mpa

Oltre a trasferire le azioni statiche, gli appoggi devono garantire il trasferimento delle sollecitazioni orizzontali di natura sismica.

Nel caso di azione sismica diretta lungo l'asse longitudinale del ponte, essa si trasferisce alla spalla per mezzo del tacco di taglio inserito nel pulvino.

Si verificano pertanto la resistenza a compressione del calcestruzzo interessato dalla pressione, e la resistenza a taglio dell'acciaio che costituisce il tacco di taglio.

Fx = 1486,78 kN

Considerando i 2 appoggi fissi in senso longitudinale del ponte, per il singolo appoggio si ha:

Fx = 743,39 kN/appoggio

Considerando le dimensioni del tacco di taglio, si calcola la pressione sul calcestruzzo del pulvino:

a = 90 mm

b = 760 mm

σ = 10,87 Mpa

La pressione risulta inferiore alla resistenza a compressione del calcestruzzo del pulvino, assunta a favore di sicurezza pari a quella della spalla:

fcd = 11,33 Mpa

Si valuta la resistenza a taglio del tacco, avente sezione:

l= 760 mm

sp = 60 mm

τ = 16,30 MPa

La tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio dell'acciaio, pari a:

$$\tau_{rd} = 129,22 \quad \text{Mpa}$$

Per quanto riguarda la sollecitazione sismica in direzione ortogonale all'asse del ponte, non essendovi superficie di ripartizione delle tensioni, in quanto il tacco presenta di spessore pari a 60 mm, la verifica non risulta soddisfatta, e per questo si prevede un intervento di rinforzo dell'appoggio.

Trattasi di intervento locale di rinforzo sull'apparecchio, che non modifica il comportamento globale del manufatto nel suo insieme.

Le considerazioni sopra riportate valgono sia per gli appoggi fissi che per quelli scorrevoli, quindi saranno rinforzati entrambi.

I rinforzi riguarderanno soltanto gli appoggi posti sul lato esterno del ponte, in quanto quelli posti sul lato interno risultano inaccessibili per la presenza del ponte adiacente: pertanto i nuovi elementi strutturali saranno dimensionati per resistere alla sollecitazione sismica complessiva in direzione trasversale al ponte.

Rinforzo appoggio fisso

Il rinforzo avviene garantendo la trasmissione dello sforzo di taglio dalla trave del ponte, all'apparecchio ed infine alla spalla.

Si riporta di seguito la verifica del tacco per la trasmissione degli sforzi tra trave e appoggio (evidenziato in rosso).



$$F_y = 798,00 \quad \text{kN/appoggio}$$

Si valuta la resistenza a taglio del tacco, avente sezione:

$$l = 600 \quad \text{mm}$$

$$s_p = 30 \quad \text{mm}$$

$$\tau = 44,33 \quad \text{MPa}$$

La tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio dell'acciaio, pari a:

$$\tau_{rd} = 129,22 \quad \text{Mpa}$$

Si verifica la trasmissione del taglio tra la parte superiore dell'appoggio e quella inferiore, assumendo che non vi sia saldatura tra i due elementi.

La connessione avviene per mezzo di elementi saldati all'elemento superiore fungenti da tacchi di taglio, a contrasto con i fazzoletti di irrigidimento dell'appoggio.

Si prevedono n. 4 piatti saldati sp. 30 mm, ciascuno con un cordone di saldatura di lunghezza sufficiente a trasmettere la sollecitazione tagliante:

La resistenza di un cordone di saldatura per unità di lunghezza può essere calcolata secondo la formula riportata 4.2.83 delle NTC 2018:

$$\begin{aligned} a &= 21 \text{ mm} \\ f_{tk} &= 360 \text{ MPa} \\ \beta &= 0,8 \\ \gamma_m &= 1,25 \end{aligned} \quad \text{S235}$$

$$F_{rd} = 4364,77 \text{ N/mm}$$

Per trasmettere lo sforzo di progetto è pertanto sufficiente un cordone di saldatura di lunghezza pari a:

$$L = 182,83 \text{ mm}$$

Essendoci 4 elementi resistenti, per ciascun elemento basta un cordone di saldatura con lunghezza:

$$L = 45,71 \text{ mm}$$

Si prevede per ciascun elemento un cordone di lunghezza 95 mm.

La trasmissione delle sollecitazioni alla porzione inferiore di appoggio avviene per mezzo degli irrigidimenti inclinati, che resistono a taglio grazie al loro spessore.

La trasmissione della sollecitazione alla spalla avviene per mezzo di una piastra integrativa saldata alla piastra inferiore dell'appoggio, e fissata al calcestruzzo per mezzo di barre inghisate chimicamente.

La nuova piastra viene saldata all'esistente mediante un cordone di saldatura e si prevedono inoltre fazzoletti verticali di irrigidimento.

La resistenza di un cordone di saldatura per unità di lunghezza può essere calcolata secondo la formula riportata 4.2.83 delle NTC 2018:

$$\begin{aligned} a &= 20 \text{ mm} && \text{(A favore di sicurezza)} \\ f_{tk} &= 360 \text{ MPa} \\ \beta &= 0,8 \\ \gamma_m &= 1,25 \end{aligned} \quad \text{S235}$$

$$F_{rd} = 4156,92 \text{ N/mm}$$

Per trasmettere lo sforzo di progetto è pertanto sufficiente un cordone di saldatura di lunghezza pari a:

$$L = 191,97 \text{ mm}$$

Si prevede un cordone di lunghezza 950 mm.

Si trascurano a favore di sicurezza le saldature dei fazzoletti che collaborano alla resistenza a taglio.

Le barre di collegamento al calcestruzzo sono inghisate con resina epossidica tipo Hilti HIT-RE 500 V4 o equivalente, ed hanno diametro 30 mm che presenta la seguente resistenza a taglio:

Design resistance

Anchor size		ETA-20/0541, issued 2020-11-21							
		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Non-cracked concrete									
Tension N_{Rd}	HAS-U 5.8	12,0	19,3	28,0	45,8	72,7	99,8	122	146
	HAS-U 8.8, AM 8.8	19,3	28,0	37,8	45,8	72,7	99,8	122	146
	HAS-U A4	13,9	21,9	31,6	45,8	72,7	99,8	80,4	98,3
	HAS-U HCR	19,3	28,0	37,8	45,8	72,7	99,8	122	146
	HIS-N 8.8	16,7	30,7	44,7	72,7	77,3	-	-	-
Shear V_{Rd}	HAS-U 5.8	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112
	HAS-U 8.8, AM 8.8	12,0	18,4	27,2	50,4	78,4	113	147	179
	HAS-U A4	8,3	12,8	19,2	35,3	55,1	79,5	48,3	58,8
	HAS-U HCR	12,0	18,4	27,2	50,4	78,4	70,9	92,0	112
	HIS-N 8.8	10,4	18,4	27,2	50,4	46,4	-	-	-

Sono state considerate a favore di sicurezza barre 8.8 ma vengono posate barre 10.9. I valori sono riferiti a profondità di infissione 270 mm, mentre le barre sono inserite per 600 mm nel cls.

Per resistere alla forza di taglio sono necessarie quindi le seguenti barre:

n. = 4,46 barre M10 cl. 10.9

Si prevedono n. 6 barre.

Rinforzo appoggio scorrevole

Il rinforzo avviene garantendo la trasmissione dello sforzo di taglio dalla trave del ponte, all'apparecchio ed infine alla spalla.



Si riporta di seguito la verifica del tacco per la trasmissione degli sforzi tra trave e appoggio (evidenziato in rosso).

$F_y = 798,00$ kN/appoggio

Si valuta la resistenza a taglio del tacco, avente sezione:

$l = 326,67$ mm

$s_p = 30$ mm

$$\tau = 81,43 \text{ MPa}$$

La tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio dell'acciaio, pari a:

$$\tau_{rd} = 129,22 \text{ Mpa}$$

Si prevede la messa in opera di un elemento resistente aggiuntivo che consenta lo scorrimento del carrello e trasmetta il taglio ortogonale all'asse del ponte.

La trasmissione avviene per mezzo di barre filettate M30, tali da garantire che il vincolo funzioni per entrambi i versi di azione del sisma.

Ciò avviene grazie alla resistenza a trazione di tali barre e del piatto di testa.

La resistenza a trazione delle barre è pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 443,34 \text{ kN}$$

Essendoci n. 2 barre, la resistenza complessiva è pari a:

$$F_x = 886,68 \text{ kN}$$

Tale valore è superiore a quello agente.

Si riporta la verifica della guida soggetta a flessione per l'azione del taglio orizzontale, e che lavora come una mensola soggetta ad un carico orizzontale in sommità:

$$F_y = 798,00 \text{ kN/appoggio}$$

Le dimensioni della guida sono:

$$L = 520 \text{ mm}$$

$$b = 60 \text{ mm}$$

$$h = 100 \text{ mm}$$

$$M = 103,74 \text{ kNm} \quad (\text{braccio } 130 \text{ mm})$$

$$W = 312000,00 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = 332,50 \text{ MPa}$$

La tensione è inferiore alla resistenza dell'acciaio S355, pari a:

$$\sigma_{rd} = 338,10 \text{ Mpa}$$

La sollecitazione tagliante viene trasmessa alla spalla per mezzo di un tacco di taglio, mentre quella flettente dovuta all'eccentricità del taglio rispetto a piano di appoggio viene assorbita dalle barre inghisate chimicamente.

Si riporta la verifica del calcestruzzo sollecitato dal tacco di taglio:

$$F_y = 798,00 \text{ kN/appoggio}$$

Considerando le dimensioni del tacco di taglio, si calcola la pressione sul calcestruzzo del pulvino:

$$a = 80 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$\sigma =$ 9,98 Mpa (trascurando a favore di sicurezza la diffusione del carico)

La pressione risulta inferiore alla resistenza a compressione del calcestruzzo della spalla:

$f_{cd} =$ 11,33 Mpa

Le barre di collegamento al calcestruzzo sono inghisate con resina epossidica tipo Hilti HIT-RE 500 V4 o equivalente, ed hanno diametro 30 mm che presenta la seguente resistenza a taglio:

Design resistance		ETA-20/0541, issued 2020-11-21							
Anchor size		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Non-cracked concrete									
Tension N_{Rd}	HAS-U 5.8	12,0	19,3	28,0	45,8	72,7	99,8	122	146
	HAS-U 8.8, AM 8.8	19,3	28,0	37,8	45,8	72,7	99,8	122	146
	HAS-U A4 [kN]	13,9	21,9	31,6	45,8	72,7	99,8	80,4	98,3
	HAS-U HCR	19,3	28,0	37,8	45,8	72,7	99,8	122	146
	HIS-N 8.8	16,7	30,7	44,7	72,7	77,3	-	-	-
Shear V_{Rd}	HAS-U 5.8	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112
	HAS-U 8.8, AM 8.8	12,0	18,4	27,2	50,4	78,4	113	147	179
	HAS-U A4 [kN]	8,3	12,8	19,2	35,3	55,1	79,5	48,3	58,8
	HAS-U HCR	12,0	18,4	27,2	50,4	78,4	70,9	92,0	112
	HIS-N 8.8	10,4	18,4	27,2	50,4	46,4	-	-	-

Sono state considerate a favore di sicurezza barre 8.8 ma vengono posate barre 10.9.

Si considera una eccentricità del taglio pari a:

$h =$ 390 mm

Si genera quindi un momento pari a:

$M =$ 311,22 kNm

Si prevedono n. 7+7 barre poste in opera con un braccio di 250 mm, si valuta quindi la tensione sul cls e quella sulle barre:

Titolo :

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	100	0
3	100	40
4	0	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
10	7,07	35	32,5
11	7,07	50	32,5
12	7,07	65	32,5
13	7,07	80	32,5
14	7,07	95	32,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N Ed kN
M xEd kNm
M yEd

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali

 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Verifica
N° iterazioni:
☐ Precompresso

La tensione sul calcestruzzo risulta verificata in quanto inferiore a 11,33 Mp, la tensione sulle barre, integrata rispetto all'area delle stesse, fornisce la seguente risultante:

F = 164,731 kN su singola barra

Tale valore risulta superiore a quello tabulato, che tuttavia è calcolato per una profondità di 270 mm, pertanto si valuta la resistenza della barra inserita per 60 cm nel calcestruzzo, che presenta resistenza a trazione pari a (calcolata con software Hilti Profis Anchor):

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

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo B_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	164,000	187,000	88	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	164,000	320,442	52	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	164,000	337,397	49	OK

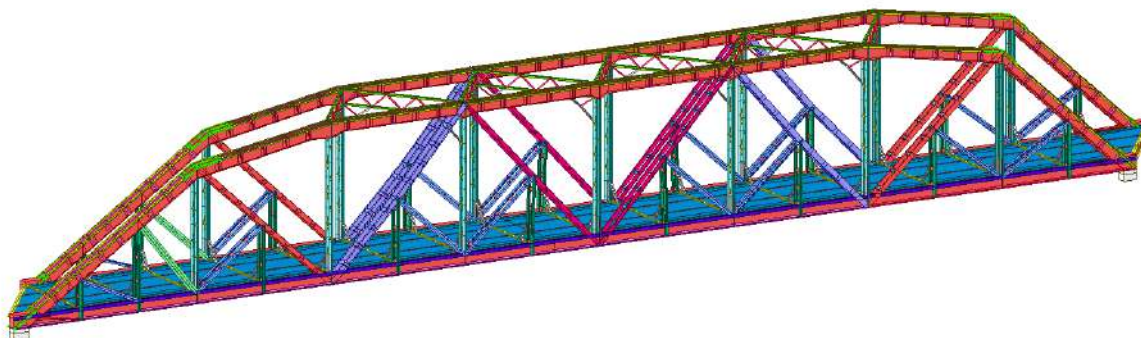
2. PONTE EX-FERROVIARIO

La modellazione è stata eseguita schematizzando i profili che compongono le reticolari mediante elementi plate e beam, mentre la soletta in c.a. d'impalcato è stata rappresentata con elementi plate.

Ciascun impalcato è stato vincolato alle estremità inferiori secondo lo schema statico di trave semplicemente appoggiata, ossia con appoggi fissi su un lato (lato Padova) e appoggi scorrevoli lungo l'asse longitudinale del ponte nell'altro (lato Ponte S. Nicolò).

Vista tridimensionale modello

RIF.MOD. 2111021 Voltabarozzo ferroviario r4.mgb



Si riportano di seguito i periodi dei modi di vibrare e le relative masse partecipanti.

1.1. MODI DI VIBRARE

Frequenze modi di vibrare

EIGENVALUE ANALYSIS				
Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	15.8308	2.5196	0.3969	0.0000e+00
2	19.7891	3.1495	0.3175	0.0000e+00
3	25.3367	4.0325	0.2480	0.0000e+00
4	39.3939	6.2697	0.1595	0.0000e+00
5	41.7077	6.6380	0.1506	0.0000e+00
6	51.2386	8.1549	0.1226	0.0000e+00
7	53.9878	8.5924	0.1164	0.0000e+00
8	54.7511	8.7139	0.1148	0.0000e+00
9	55.7915	8.8795	0.1126	0.0000e+00
10	56.8832	9.0532	0.1105	0.0000e+00
11	62.3940	9.9303	0.1007	0.0000e+00
12	63.7732	10.1498	0.0985	0.0000e+00
13	65.3336	10.3982	0.0962	0.0000e+00
14	70.4813	11.2174	0.0891	0.0000e+00
15	72.3935	11.5218	0.0868	0.0000e+00
16	73.4971	11.6974	0.0855	0.0000e+00
17	75.5004	12.0163	0.0832	0.0000e+00
18	76.4143	12.1617	0.0822	0.0000e+00
19	78.8396	12.5477	0.0797	0.0000e+00
20	80.8820	12.8728	0.0777	0.0000e+00
21	82.3020	13.0988	0.0763	0.0000e+00
22	84.6685	13.4754	0.0742	0.0000e+00
23	86.6501	13.7908	0.0725	0.0000e+00
24	90.5318	14.4086	0.0694	0.0000e+00
25	91.0551	14.4919	0.0690	0.0000e+00
26	97.5749	15.5295	0.0644	0.0000e+00
27	97.8541	15.5740	0.0642	0.0000e+00
28	98.1745	15.6250	0.0640	0.0000e+00
29	102.4599	16.3070	0.0613	0.0000e+00
30	103.5814	16.4855	0.0607	0.0000e+00
31	103.8860	16.5340	0.0605	0.0000e+00
32	104.5132	16.6338	0.0601	0.0000e+00
33	104.9570	16.7044	0.0599	0.0000e+00
34	105.4433	16.7818	0.0596	0.0000e+00
35	106.0841	16.8838	0.0592	0.0000e+00

RELAZIONE
DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

35	106.0841	16.8838	0.0592	0.0000e+00
36	107.3063	17.0783	0.0586	0.0000e+00
37	107.6946	17.1401	0.0583	0.0000e+00
38	107.9294	17.1775	0.0582	0.0000e+00
39	108.1279	17.2091	0.0581	0.0000e+00
40	108.1410	17.2112	0.0581	0.0000e+00
41	108.4636	17.2625	0.0579	0.0000e+00
42	108.5558	17.2772	0.0579	0.0000e+00
43	108.9287	17.3365	0.0577	0.0000e+00
44	109.4649	17.4219	0.0574	0.0000e+00
45	110.5397	17.5929	0.0568	0.0000e+00
46	111.2734	17.7097	0.0565	0.0000e+00
47	111.9568	17.8185	0.0561	0.0000e+00
48	113.2020	18.0167	0.0555	0.0000e+00
49	114.1807	18.1724	0.0550	0.0000e+00
50	114.6642	18.2494	0.0548	0.0000e+00
51	115.1690	18.3297	0.0546	0.0000e+00
52	115.2205	18.3379	0.0545	0.0000e+00
53	115.7875	18.4282	0.0543	0.0000e+00
54	116.3035	18.5103	0.0540	0.0000e+00
55	116.8315	18.5943	0.0538	0.0000e+00
56	117.6404	18.7230	0.0534	0.0000e+00
57	117.9622	18.7743	0.0533	0.0000e+00
58	118.4807	18.8568	0.0530	0.0000e+00
59	119.1337	18.9607	0.0527	0.0000e+00
60	119.6231	19.0386	0.0525	0.0000e+00
61	120.8949	19.2410	0.0520	0.0000e+00
62	122.6863	19.5261	0.0512	0.0000e+00
63	122.8713	19.5556	0.0511	0.0000e+00
64	123.0504	19.5841	0.0511	0.0000e+00
65	124.2579	19.7763	0.0506	0.0000e+00
66	126.2172	20.0881	0.0498	0.0000e+00
67	126.6510	20.1571	0.0496	0.0000e+00
68	128.3877	20.4335	0.0489	0.0000e+00
69	129.9006	20.6743	0.0484	0.0000e+00
70	130.1508	20.7141	0.0483	0.0000e+00
71	131.1988	20.8809	0.0479	0.0000e+00
72	133.0632	21.1777	0.0472	0.0000e+00
73	133.3605	21.2250	0.0471	0.0000e+00
74	133.9159	21.3134	0.0469	0.0000e+00
75	134.6396	21.4286	0.0467	0.0000e+00
76	134.8636	21.4642	0.0466	0.0000e+00
77	136.7655	21.7669	0.0459	0.0000e+00
78	140.4912	22.3599	0.0447	0.0000e+00
79	141.4197	22.5076	0.0444	0.0000e+00
80	141.8511	22.5763	0.0443	0.0000e+00
81	143.0383	22.7653	0.0439	0.0000e+00
82	143.6728	22.8662	0.0437	0.0000e+00
83	145.0811	23.0904	0.0433	0.0000e+00
84	146.5030	23.3167	0.0429	0.0000e+00
85	148.1593	23.5803	0.0424	0.0000e+00
86	148.4299	23.6234	0.0423	0.0000e+00
87	148.8300	23.6870	0.0422	0.0000e+00
88	149.0248	23.7180	0.0422	0.0000e+00
89	150.3477	23.9286	0.0418	0.0000e+00
90	150.5549	23.9616	0.0417	0.0000e+00
91	151.0370	24.0383	0.0416	0.0000e+00
92	151.3671	24.0908	0.0415	0.0000e+00
93	151.4802	24.1088	0.0415	0.0000e+00
94	152.0218	24.1950	0.0413	0.0000e+00
95	153.0413	24.3573	0.0411	0.0000e+00
96	154.5586	24.5988	0.0407	0.0000e+00
97	154.9935	24.6680	0.0405	0.0000e+00
98	158.2188	25.1813	0.0397	0.0000e+00
99	159.1882	25.3356	0.0395	0.0000e+00
100	159.9487	25.4566	0.0393	0.0000e+00
101	160.1483	25.4884	0.0392	0.0000e+00
102	160.6509	25.5684	0.0391	0.0000e+00
103	160.8443	25.5992	0.0391	0.0000e+00
104	161.1567	25.6489	0.0390	0.0000e+00
105	161.7627	25.7453	0.0388	0.0000e+00
106	162.0888	25.7972	0.0388	0.0000e+00
107	162.3472	25.8384	0.0387	0.0000e+00
108	163.1194	25.9613	0.0385	0.0000e+00
109	163.1908	25.9726	0.0385	0.0000e+00
110	163.5102	26.0235	0.0384	0.0000e+00
111	166.9522	26.5713	0.0376	0.0000e+00
112	167.5813	26.6714	0.0375	0.0000e+00
113	170.6625	27.1618	0.0368	0.0000e+00
114	171.1438	27.2384	0.0367	0.0000e+00
115	172.1771	27.4028	0.0365	0.0000e+00

116	172.4788	27.4508	0.0364	0.0000e+00
117	173.5037	27.6140	0.0362	0.0000e+00
118	173.7264	27.6494	0.0362	0.0000e+00
119	174.4656	27.7671	0.0360	0.0000e+00
120	175.6359	27.9533	0.0358	0.0000e+00
121	177.9028	28.3141	0.0353	0.0000e+00
122	179.5146	28.5706	0.0350	0.0000e+00
123	180.9907	28.8056	0.0347	0.0000e+00
124	182.0248	28.9701	0.0345	0.0000e+00
125	182.5529	29.0542	0.0344	0.0000e+00
126	183.4865	29.2028	0.0342	0.0000e+00
127	183.8309	29.2576	0.0342	0.0000e+00
128	184.1976	29.3160	0.0341	0.0000e+00
129	184.5865	29.3779	0.0340	0.0000e+00
130	184.7094	29.3974	0.0340	0.0000e+00
131	185.0793	29.4563	0.0339	0.0000e+00
132	185.2789	29.4881	0.0339	0.0000e+00
133	185.6637	29.5493	0.0338	0.0000e+00
134	186.6896	29.7126	0.0337	0.0000e+00
135	187.1288	29.7825	0.0336	0.0000e+00
136	187.4534	29.8341	0.0335	0.0000e+00
137	187.9710	29.9165	0.0334	0.0000e+00
138	188.1832	29.9503	0.0334	0.0000e+00
139	189.6732	30.1874	0.0331	0.0000e+00
140	190.1242	30.2592	0.0330	0.0000e+00
141	190.2473	30.2788	0.0330	0.0000e+00
142	190.8017	30.3670	0.0329	0.0000e+00
143	192.4881	30.6354	0.0326	0.0000e+00
144	193.2531	30.7572	0.0325	0.0000e+00
145	193.5637	30.8066	0.0325	0.0000e+00
146	194.9381	31.0254	0.0322	0.0000e+00
147	195.1635	31.0612	0.0322	0.0000e+00
148	195.6288	31.1353	0.0321	0.0000e+00
149	196.4325	31.2632	0.0320	0.0000e+00
150	197.0389	31.3597	0.0319	0.0000e+00

Masse partecipanti modi di vibrare

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	0.0110	0.0110	44.4961	44.4961	0.4958	0.4958	41.7179	41.7179	0.2708	0.2708	0.0143	0.0143
2	1.1068	1.1179	0.6796	45.1757	74.8401	75.3360	0.0172	41.7351	0.0063	0.2771	0.0168	0.0311
3	0.0960	1.2139	33.0444	78.2201	0.2127	75.5487	43.1774	84.9125	0.1249	0.4020	0.2040	0.2351
4	0.1118	1.3257	0.0930	78.3131	0.0502	75.5989	0.0027	84.9152	3.5710	3.9731	14.8209	15.0560
5	7.0088	8.3345	0.0600	78.3731	0.0083	75.6072	0.0615	84.9767	40.3051	44.2781	1.1973	16.2533
6	0.7546	9.0891	0.2936	78.6666	0.2819	75.8891	0.0180	84.9946	0.0857	44.3638	0.2105	16.4638
7	0.0595	9.1486	0.7170	79.3836	0.3046	76.1937	0.0737	85.0683	0.0012	44.3651	0.4127	16.8765
8	3.6678	12.8164	0.8843	80.2679	0.0378	76.2315	0.0741	85.1424	0.0121	44.3771	0.0778	16.9543
9	43.1739	55.9903	0.0002	80.2681	1.1601	77.3916	0.7358	85.8782	1.3274	45.7045	0.1118	17.0661
10	12.2168	68.2071	0.0036	80.2717	0.0240	77.4156	2.0890	87.9672	0.0038	45.7083	0.5394	17.6055
11	10.8696	79.0767	0.0084	80.2801	6.5858	84.0014	0.0973	88.0645	4.3713	50.0797	0.4363	18.0418
12	0.6980	79.7747	0.1204	80.4005	0.2907	84.2921	0.0153	88.0798	0.8591	50.9387	22.9956	41.0374
13	0.0018	79.7765	0.0942	80.4948	0.1178	84.4099	0.0010	88.0808	0.5109	51.4496	21.5208	62.5582
14	0.1197	79.8962	0.0021	80.4968	0.0218	84.4317	0.0030	88.0839	0.8540	52.3036	0.0028	62.5610
15	0.0023	79.8985	0.0000	80.4969	0.0001	84.4318	0.0001	88.0840	0.0386	52.3422	0.0274	62.5884
16	0.0008	79.8993	0.0036	80.5005	0.0189	84.4507	0.0003	88.0843	0.4632	52.8054	0.0000	62.5884
17	5.0693	84.9685	0.0002	80.5007	0.6437	85.0944	0.0137	88.0980	6.4655	59.2709	0.0478	62.6362
18	2.7534	87.7219	0.0000	80.5007	0.4994	85.5938	0.0092	88.1072	3.2896	62.5606	0.0066	62.6428
19	0.0229	87.7449	0.0037	80.5044	0.0007	85.5945	0.0018	88.1090	0.0285	62.5890	0.0015	62.6443
20	5.2954	93.0403	0.0020	80.5063	2.5379	88.1324	0.0266	88.1356	5.0143	67.6034	0.0469	62.6912
21	0.1374	93.1777	0.0000	80.5063	0.0649	88.1974	0.0181	88.1537	0.1657	67.7691	0.0000	62.6912
22	0.0000	93.1777	0.0171	80.5234	0.0195	88.2169	0.0008	88.1545	0.0159	67.7850	0.0152	62.7064
23	0.3196	93.4973	0.0170	80.5404	1.4700	89.6869	0.7712	88.9257	0.1015	67.8865	0.3781	63.0845
24	0.0889	93.5862	0.0057	80.5462	0.2218	89.9087	0.0044	88.9301	0.0438	67.9303	0.0632	63.1478
25	0.0043	93.5905	0.0191	80.5652	0.0040	89.9127	0.0091	88.9392	0.0279	67.9582	0.0035	63.1513
26	0.0170	93.6075	0.0972	80.6625	0.0137	89.9264	0.0107	88.9499	0.0720	68.0303	0.0155	63.1669
27	0.0021	93.6096	0.0373	80.6998	0.0024	89.9288	0.0002	88.9501	0.0092	68.0394	0.0356	63.2024
28	0.2776	93.8872	0.3007	81.0005	0.2804	90.2092	0.6306	89.5807	1.7029	69.7423	0.0035	63.2060
29	0.0264	93.9136	0.5159	81.5164	0.0153	90.2245	0.0207	89.6014	0.1743	69.9166	0.0780	63.2840
30	0.0239	93.9375	0.0227	81.5391	0.0603	90.2848	0.0382	89.6396	0.0353	69.9519	0.0351	63.3192
31	0.0043	93.9418	0.1830	81.7221	0.0137	90.2985	0.1220	89.7616	0.0073	69.9593	0.0023	63.3214
32	0.0075	93.9492	0.3208	82.0429	0.0068	90.3053	0.2008	89.9624	0.0072	69.9664	0.0029	63.3243
33	0.0004	93.9496	0.4516	82.4945	0.0107	90.3160	0.8250	90.7874	0.0822	70.0486	0.0272	63.3516
34	0.0301	93.9797	0.0881	82.5826	0.0145	90.3305	0.0619	90.8493	0.0005	70.0491	0.0022	63.3538
35	0.0019	93.9816	0.0732	82.6558	0.0001	90.3306	0.3420	91.1913	0.0275	70.0766	0.0237	63.3774

RELAZIONE
DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

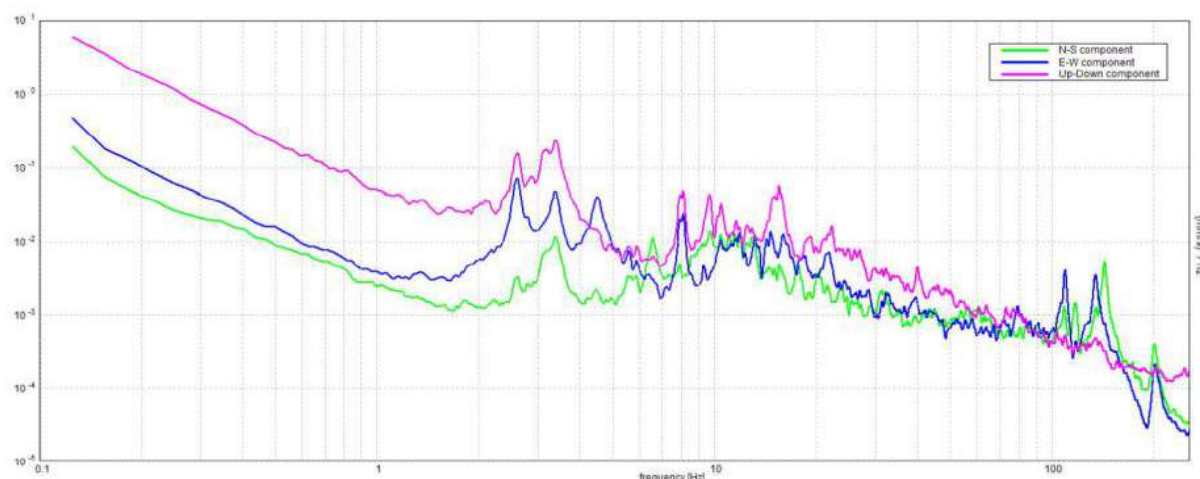
36	0.0023	93.9839	0.0032	82.6590	0.0063	90.3369	0.1478	91.3391	0.0735	70.1501	0.0008	63.3782
37	0.0001	93.9840	0.0036	82.6626	0.0066	90.3434	0.0050	91.3441	0.0038	70.1539	0.0002	63.3784
38	0.0026	93.9866	0.0004	82.6630	0.0163	90.3597	0.0782	91.4223	0.0128	70.1667	0.0028	63.3812
39	0.0000	93.9866	0.0153	82.6783	0.0296	90.3894	0.1368	91.5591	0.0158	70.1825	0.0217	63.4030
40	0.0029	93.9895	0.0878	82.7661	0.0008	90.3902	0.0508	91.6099	0.0550	70.2375	0.0108	63.4137
41	0.0350	94.0245	0.0029	82.7690	0.0081	90.3982	0.0637	91.6736	0.0203	70.2578	0.0129	63.4267
42	0.0012	94.0258	0.0001	82.7690	0.0120	90.4102	0.0118	91.6854	0.1701	70.4279	0.0025	63.4292
43	0.0001	94.0258	0.0085	82.7776	0.0011	90.4113	0.0052	91.6906	0.0896	70.5175	0.0018	63.4310
44	0.0734	94.0993	0.0684	82.8460	0.0295	90.4408	0.0002	91.6908	0.0005	70.5181	0.0003	63.4313
45	0.0169	94.1162	0.7755	83.6215	0.0085	90.4493	0.7277	92.4185	0.0884	70.6064	0.2355	63.6668
46	0.0013	94.1175	1.6698	85.2913	0.0716	90.5209	0.0570	92.4755	0.0329	70.6393	0.0511	63.7179
47	0.0101	94.1275	2.1457	87.4370	0.0372	90.5581	0.4397	92.9152	0.1566	70.7959	0.0061	63.7240
48	0.0204	94.1479	1.5888	89.0258	0.1221	90.6803	0.0455	92.9606	0.0033	70.7992	0.0678	63.7918
49	0.0002	94.1480	0.0258	89.0515	0.0010	90.6813	0.0139	92.9745	0.0021	70.8013	0.0028	63.7947
50	0.0006	94.1486	0.0016	89.0532	0.0002	90.6814	0.0009	92.9754	0.0023	70.8036	0.0002	63.7949
51	0.0000	94.1487	0.2249	89.2780	0.0042	90.6856	0.0147	92.9902	0.0026	70.8062	0.0962	63.8910
52	0.0000	94.1487	0.3224	89.6004	0.0105	90.6861	0.0229	93.0131	0.0027	70.8089	0.1500	64.0410
53	0.0071	94.1558	0.0259	89.6264	0.0096	90.7057	0.0072	93.0203	0.0082	70.8171	0.0098	64.0508
54	0.0392	94.1951	0.0248	89.6511	0.2790	90.9847	0.1307	93.1510	0.1998	71.0169	0.0000	64.0508
55	0.0112	94.2063	0.0101	89.6612	0.0000	90.9848	0.0064	93.1573	0.0171	71.0340	0.0442	64.0950
56	0.0049	94.2112	0.0414	89.7025	0.0220	91.0068	0.0807	93.2380	0.0055	71.0395	0.1313	64.2263
57	0.0026	94.2138	0.1049	89.8075	0.0854	91.0922	0.0999	93.3379	0.0607	71.1002	0.3412	64.5675
58	0.0076	94.2213	0.6018	90.4093	0.2067	91.2989	0.0823	93.4202	0.0006	71.1008	0.0521	64.6197
59	0.0005	94.2218	0.0011	90.4104	0.0053	91.3042	0.0049	93.4251	0.0003	71.1011	0.0003	64.6200
60	0.0007	94.2225	0.0786	90.4889	0.0007	91.3049	0.0021	93.4272	0.0006	71.1016	0.0070	64.6270
61	0.0000	94.2225	0.0373	90.5263	0.0019	91.3068	0.0207	93.4479	0.0072	71.1089	0.0003	64.6273
62	0.0002	94.2227	0.0007	90.5270	0.0223	91.3292	0.0076	93.4555	0.1541	71.2629	0.0001	64.6274
63	0.0009	94.2236	0.0407	90.5676	0.0001	91.3292	0.0038	93.4593	0.0162	71.2791	0.0046	64.6319
64	0.0113	94.2349	0.0057	90.5734	0.1532	91.4824	0.0950	93.5543	2.3874	73.6665	0.0121	64.6440
65	0.0001	94.2350	0.0040	90.5774	0.0001	91.4825	0.0017	93.5560	0.0203	73.6868	0.0001	64.6441
66	0.0014	94.2364	0.2403	90.8177	0.0013	91.4838	0.1241	93.6801	0.1761	73.8629	0.0192	64.6633
67	0.0001	94.2365	0.0751	90.8928	0.0000	91.4838	0.0165	93.6966	0.0380	73.9009	0.4049	65.0682
68	0.0003	94.2368	0.3511	91.2439	0.0168	91.5006	0.3832	94.0798	0.0270	73.9279	0.0437	65.1119
69	0.0027	94.2394	0.1928	91.4367	0.0344	91.5350	0.0992	94.1791	0.0159	73.9438	0.2335	65.3454
70	0.0090	94.2485	0.0590	91.4957	0.0698	91.6048	0.2605	94.4395	0.4988	74.4426	0.0060	65.3514
71	0.0012	94.2497	0.3149	91.8107	0.0021	91.6069	0.0000	94.4396	0.0924	74.5350	0.1952	65.5466
72	0.0533	94.3030	0.0000	91.8107	0.0041	91.6110	0.0002	94.4398	0.0164	74.5514	0.0034	65.5500
73	0.0044	94.3073	0.0004	91.8110	0.0080	91.6190	0.0009	94.4407	0.0189	74.5702	0.1281	65.6781
74	0.0081	94.3155	0.1221	91.9331	0.0051	91.6241	0.0455	94.4862	0.0903	74.6606	0.5343	66.2124
75	0.0557	94.3712	0.0070	91.9401	0.0357	91.6598	0.0226	94.5088	0.0855	74.7461	0.1171	66.3294
76	0.0208	94.3920	0.0084	91.9485	0.0087	91.6685	0.0024	94.5112	0.0431	74.7892	0.0424	66.3718
77	0.0017	94.3936	0.0984	92.0470	0.0020	91.6705	0.0113	94.5225	0.0166	74.8058	0.0341	66.4060
78	0.0009	94.3945	0.0004	92.0474	0.8269	92.4974	0.0258	94.5483	0.0000	74.8059	0.2633	66.6693
79	0.0010	94.3956	0.0064	92.0538	0.0059	92.5033	0.0056	94.5539	0.1295	74.9354	0.1176	66.7868
80	0.0000	94.3956	0.0001	92.0539	0.0912	92.5945	0.0001	94.5540	0.0376	74.9730	0.0029	66.7897
81	0.0004	94.3960	0.0052	92.0591	0.0004	92.5949	0.0071	94.5611	0.1013	75.0743	0.0207	66.8104
82	0.0015	94.3974	0.0000	92.0591	0.0072	92.6021	0.0036	94.5647	0.0057	75.0800	0.0720	66.8824
83	0.0051	94.4025	0.1445	92.2036	0.0000	92.6022	0.0709	94.6355	2.3893	77.4693	0.0074	66.8898
84	0.0010	94.4035	0.0100	92.2136	0.0002	92.6024	0.0513	94.6868	0.0098	77.4791	0.0009	66.8906
85	0.0000	94.4035	0.0057	92.2194	0.0009	92.6033	0.0084	94.6952	0.0493	77.5284	0.0778	66.9684
86	0.0006	94.4041	0.0010	92.2204	0.0008	92.6041	0.0012	94.6964	0.0160	77.5445	0.0295	66.9979
87	0.0000	94.4041	0.0039	92.2242	0.0001	92.6042	0.0139	94.7103	0.0236	77.5681	0.0022	67.0001
88	0.0015	94.4056	0.0000	92.2243	0.0001	92.6044	0.0016	94.7119	0.0000	77.5681	0.0050	67.0051
89	0.0012	94.4068	0.0000	92.2243	0.0000	92.6044	0.0005	94.7124	0.0021	77.5702	0.0112	67.0163
90	0.0014	94.4082	0.0001	92.2244	0.0001	92.6045	0.0010	94.7133	0.0192	77.5894	0.0312	67.0476
91	0.0007	94.4089	0.0005	92.2248	0.0004	92.6049	0.0024	94.7157	0.0047	77.5941	0.0195	67.0671
92	0.0057	94.4146	0.0001	92.2250	0.0017	92.6066	0.0025	94.7183	0.0029	77.5970	0.0006	67.0677
93	0.0001	94.4147	0.0000	92.2250	0.0005	92.6070	0.0201	94.7384	0.0658	77.6628	0.0292	67.0969
94	0.0012	94.4160	0.0025	92.2275	0.0010	92.6080	0.0035	94.7418	0.0000	77.6629	0.0023	67.0992
95	0.0370	94.4530	0.0109	92.2384	0.0006	92.6086	0.0011	94.7429	0.0008	77.6637	0.4401	67.5393
96	0.0043	94.4573	0.0311	92.2694	0.0941	92.7027	0.2542	94.9972	0.0018	77.6655	0.4103	67.9496
97	0.0216	94.4789	0.0031	92.2725	0.0171	92.7198	0.0341	95.0312	0.0086	77.6741	0.1070	68.0567
98	0.0013	94.4801	0.0026	92.2751	0.1576	92.8774	0.0436	95.0748	0.0678	77.7419	0.6050	68.6616
99	0.0007	94.4808	0.0100	92.2851	0.1006	92.9780	0.0040	95.0788	0.0014	77.7433	1.5325	70.1941
100	0.0004	94.4812	0.0114	92.2965	0.0652	93.0433	0.0031	95.0819	0.0569	77.8002	0.1853	70.3795
101	0.0004	94.4816	0.0036	92.3001	0.0268	93.0700	0.0001	95.0820	0.0313	77.8315	0.1933	70.5728
102	0.0000	94.4816	0.0059	92.3060	0.0287	93.0988	0.0006	95.0826	0.0302	77.8617	0.0271	70.5999
103	0.0000	94.4816	0.0008	92.3068	0.0001	93.0988	0.0011	95.0837	0.0025	77.8642	0.0046	70.6045
104	0.0002	94.4817	0.0000	92.3068	0.0019	93.1008	0.0007	95.0844	0.0011	77.8652	0.0020	70.6065
105	0.0002	94.4819	0.0023	92.3091	0.0441	93.1448	0.0047	95.0890	0.0001	77.8653	0.0305	70.6370
106	0.0000	94.4819	0.0003	92.3095	0.0119	93.1568	0.0000	95.0890	0.0168	77.8821	0.1326	70.7696
107	0.0001	94.4821	0.0000	92.3095	0.0008	93.1575	0.0000	95.0891	0.0003	77.8824	0.0002	70.7698
108	0.0001	94.4821	0.0018	92.3112	0.0010	93.1585	0.0001	95.0891	0.0090	77.8914	0.2650	71.0348
109	0.0001	94.4822	0.0001	92.3114	0.0056	93.1641	0.0000	95.0892	0.0000	77.8914	0.0086	71.0434
110	0.0003	94.4826	0.0003	92.3117	0.0219	93.1860	0.0009	95.0901	0.0232	77.9146	0.4912	71.5346
111	0.0000	94.4826	0.0072	92.3189	0.0309	93.2169	0.0101	95.1002	0.7169	78.6315	4.8740	76.4087
112	0.0008	94.4834	0.0263	92.3452	0.0719	93.2888	0.0001	95.1003	1.5961	80.2276	1.8434	78.2521
113	0.0378	94.5212	0.0002	92.3454	0.0400	93.3289	0.0001	95.1004	0.0008	80.2284	0.2457	78.4978
114	0.0012	94.5224	0.0373	92.3827	0.0147	93.3436	0.0022	95.1026	0.1995	80.4279	0.1343	78.6321
115	0.0130	94.5354	0.0300	92.4126	0.0001	93.3437	0.0012	95.1038	0.0301	80.4580	0.5390	79.1711

115	0.0130	94.5354	0.0300	92.4126	0.0001	93.3437	0.0012	95.1038	0.0301	80.4580	0.5390	79.1711
116	0.0229	94.5583	0.0189	92.4316	0.0065	93.3502	0.0003	95.1042	0.0586	80.5166	0.1150	79.2861
117	0.0028	94.5611	0.0835	92.5151	0.0896	93.4398	0.0014	95.1056	0.1430	80.6596	0.3390	79.6251
118	0.0020	94.5632	0.0147	92.5297	0.0049	93.4447	0.0051	95.1107	0.1168	80.7764	0.1462	79.7714
119	0.0278	94.5909	0.0005	92.5302	0.0002	93.4449	0.0197	95.1304	0.0048	80.7812	0.0332	79.8045
120	0.0189	94.6099	0.0356	92.5658	0.1079	93.5528	0.0335	95.1639	0.3194	81.1005	1.0744	80.8790
121	0.0055	94.6154	0.0138	92.5796	0.1005	93.6533	0.0210	95.1849	0.0545	81.1550	0.0412	80.9201
122	0.0000	94.6154	0.0069	92.5865	0.0092	93.6625	0.0052	95.1901	0.1408	81.2959	1.0763	81.9965
123	0.0013	94.6167	0.0353	92.6218	0.2364	93.8989	0.0023	95.1924	0.0005	81.2964	0.4492	82.4457
124	0.1041	94.7209	0.0108	92.6326	0.0075	93.9064	0.0167	95.2091	0.0492	81.3456	0.0428	82.4885
125	0.0016	94.7225	0.0175	92.6501	0.0010	93.9074	0.0012	95.2103	0.5579	81.9035	0.0169	82.5054
126	0.0023	94.7248	0.0000	92.6502	0.0060	93.9134	0.0102	95.2205	0.6295	82.5330	0.1820	82.6874
127	0.0004	94.7252	0.0008	92.6509	0.0266	93.9400	0.0059	95.2264	0.2417	82.7747	0.0587	82.7461
128	0.1077	94.8328	0.0003	92.6512	0.0259	93.9659	0.0000	95.2264	0.0000	82.7748	0.0177	82.7638
129	0.0054	94.8382	0.0023	92.6535	0.0007	93.9666	0.0000	95.2264	0.0087	82.7835	0.1038	82.8676
130	0.0111	94.8494	0.0008	92.6543	0.0156	93.9822	0.0000	95.2265	0.0016	82.7850	0.1173	82.9849
131	0.0006	94.8500	0.0007	92.6550	0.0020	93.9842	0.0003	95.2268	0.0297	82.8147	0.0366	83.0215
132	0.0478	94.8978	0.0012	92.6562	0.0299	94.0141	0.0000	95.2268	0.0024	82.8170	0.1907	83.2123
133	0.0003	94.8981	0.0015	92.6577	0.0156	94.0297	0.0038	95.2305	0.3207	83.1377	0.0065	83.2188
134	0.0048	94.9029	0.0002	92.6579	0.0854	94.1151	0.0031	95.2336	0.0270	83.1647	0.0047	83.2236
135	0.0047	94.9076	0.0286	92.6865	0.0043	94.1194	0.0099	95.2435	0.2975	83.4622	0.0001	83.2236
136	0.0199	94.9274	0.0185	92.7050	0.0037	94.1231	0.0048	95.2484	0.0394	83.5016	0.0137	83.2373
137	0.0000	94.9275	0.0054	92.7105	0.0062	94.1293	0.0076	95.2560	0.0099	83.5115	0.0360	83.2733
138	0.0262	94.9536	0.0577	92.7682	0.0014	94.1307	0.0183	95.2743	0.0003	83.5118	0.6311	83.9044
139	0.0098	94.9635	0.0023	92.7705	0.0025	94.1333	0.0248	95.2991	0.0133	83.5251	0.0453	83.9497
140	0.0013	94.9648	0.0042	92.7747	0.0151	94.1483	0.0021	95.3012	0.0659	83.5910	0.0716	84.0213
141	0.0555	95.0203	0.0026	92.7772	0.4307	94.5790	0.0277	95.3289	0.0338	83.6249	1.0076	85.0289
142	0.0815	95.1018	0.0002	92.7775	0.0388	94.6179	0.0060	95.3349	0.0328	83.6577	0.0577	85.0866
143	0.0404	95.1422	0.0094	92.7869	0.0306	94.6485	0.0006	95.3355	0.1424	83.8001	0.2526	85.3392
144	0.0175	95.1596	0.0001	92.7870	0.0106	94.6591	0.0042	95.3397	0.0020	83.8021	0.0002	85.3393
145	0.0143	95.1739	0.0009	92.7879	0.0560	94.7151	0.0167	95.3565	0.0911	83.8932	0.0051	85.3444
146	0.1870	95.3609	0.0054	92.7933	0.1024	94.8175	0.0400	95.3965	0.0925	83.9857	0.0593	85.4037
147	0.0029	95.3637	0.0005	92.7938	0.0064	94.8239	0.0032	95.3997	0.0103	83.9960	0.0083	85.4120
148	0.4722	95.8360	0.0038	92.7976	0.0091	94.8330	0.0023	95.4020	0.0069	84.0029	0.1054	85.5174
149	0.1138	95.9498	0.0270	92.8246	0.1688	95.0019	0.0200	95.4220	0.0481	84.0509	0.3876	85.9050
150	0.6577	96.6075	0.0036	92.8282	0.0222	95.0240	0.0018	95.4239	0.0007	84.0516	0.0335	85.9384

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

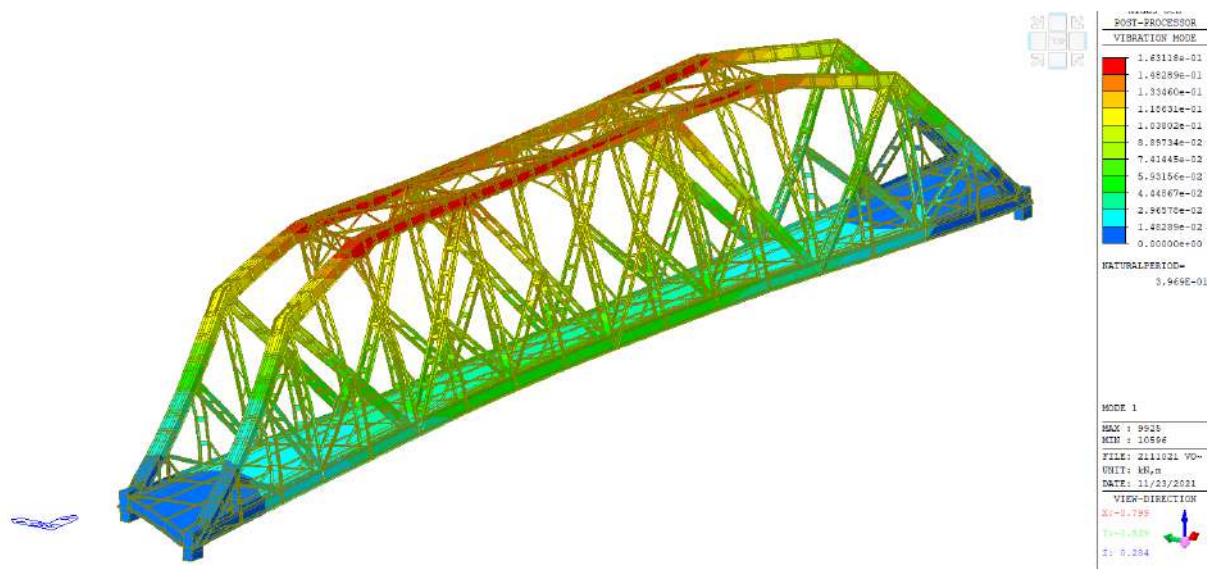
Deformate modi di vibrare

Si riportano di seguito le deformate dei principali modi di vibrare che coinvolgono la maggior parte della massa partecipante. Si nota come i periodi di tali modi coincidano con quelli individuati nella prova di caratterizzazione dinamica eseguita dalla ditta Metralab. S.r.l.

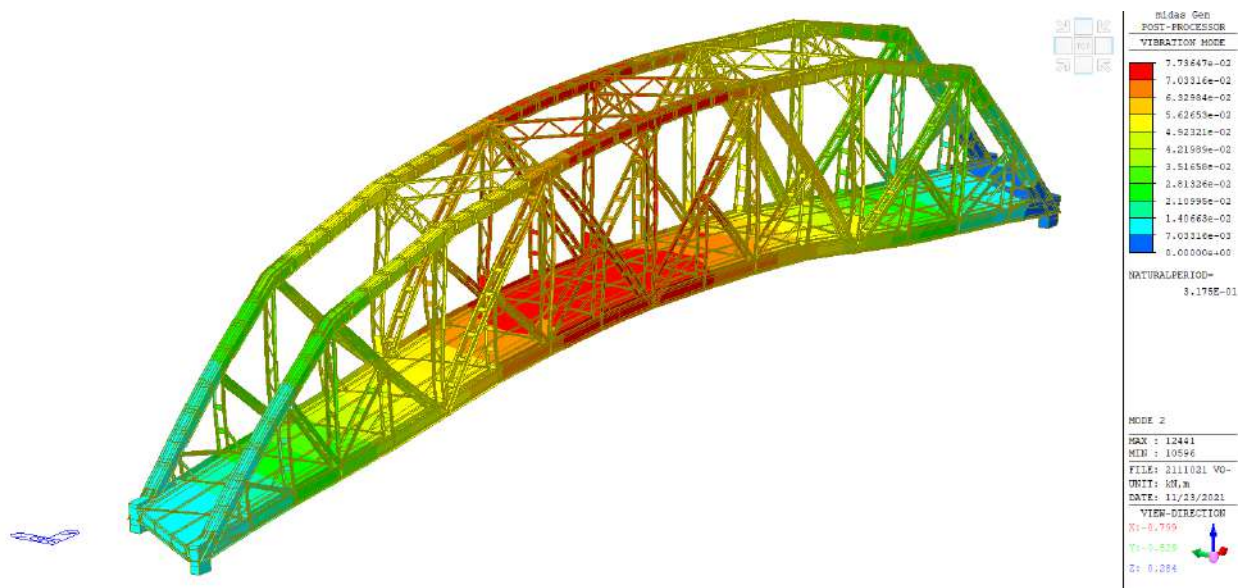


Spettro ponte ferroviario – frequenze principali rilevate 2,61Hz/3,36Hz/7,8Hz

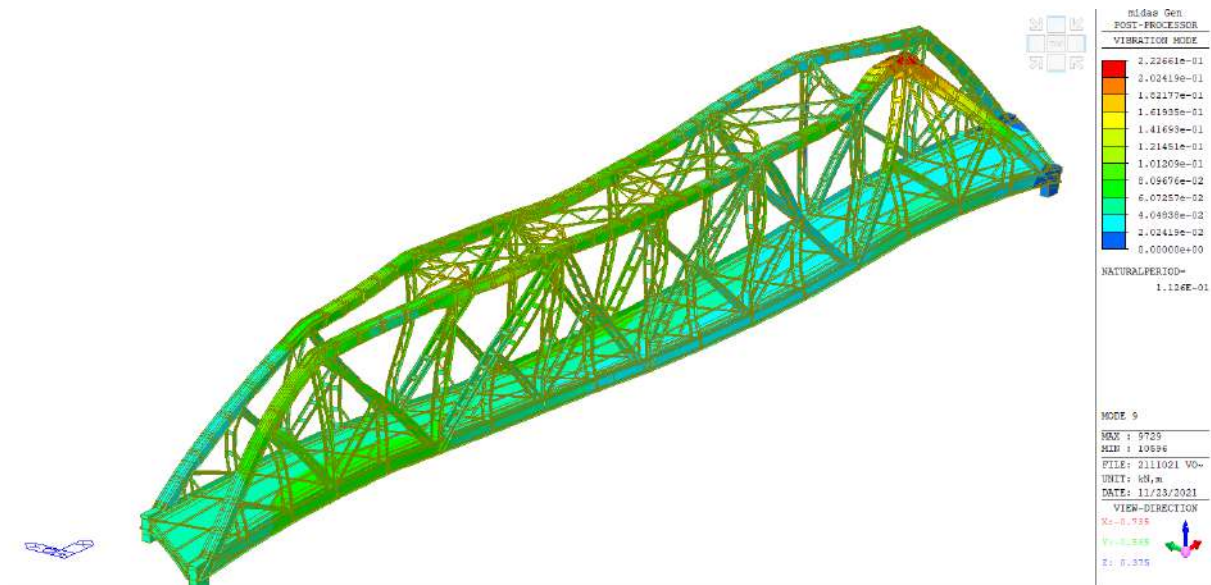
Modo 1 - $f=2,52$ Hz



Modo 2 - $f=3,15$ Hz



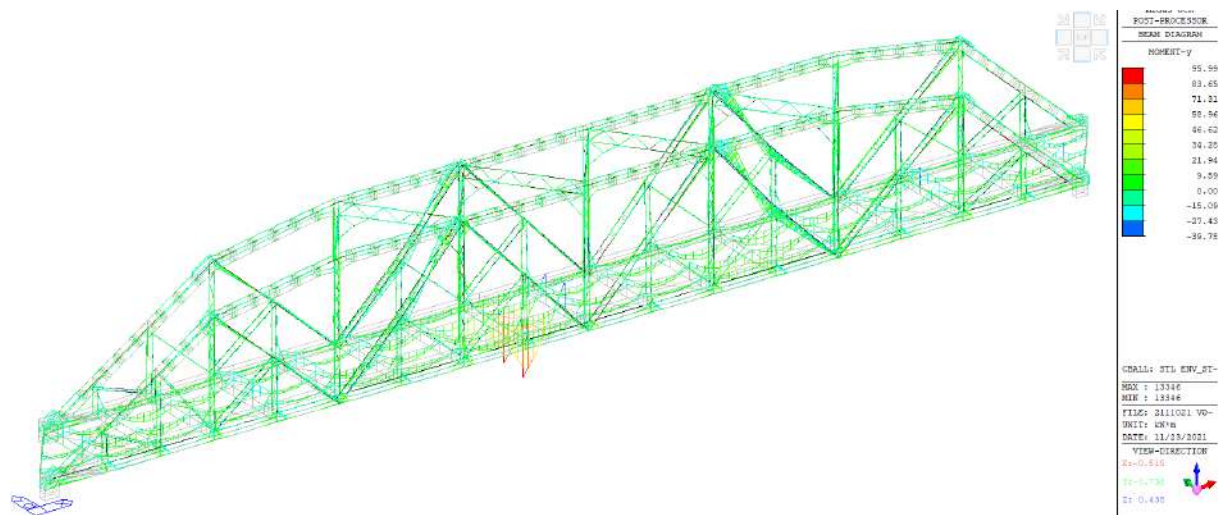
Modo 9 - $f=8,88$ Hz



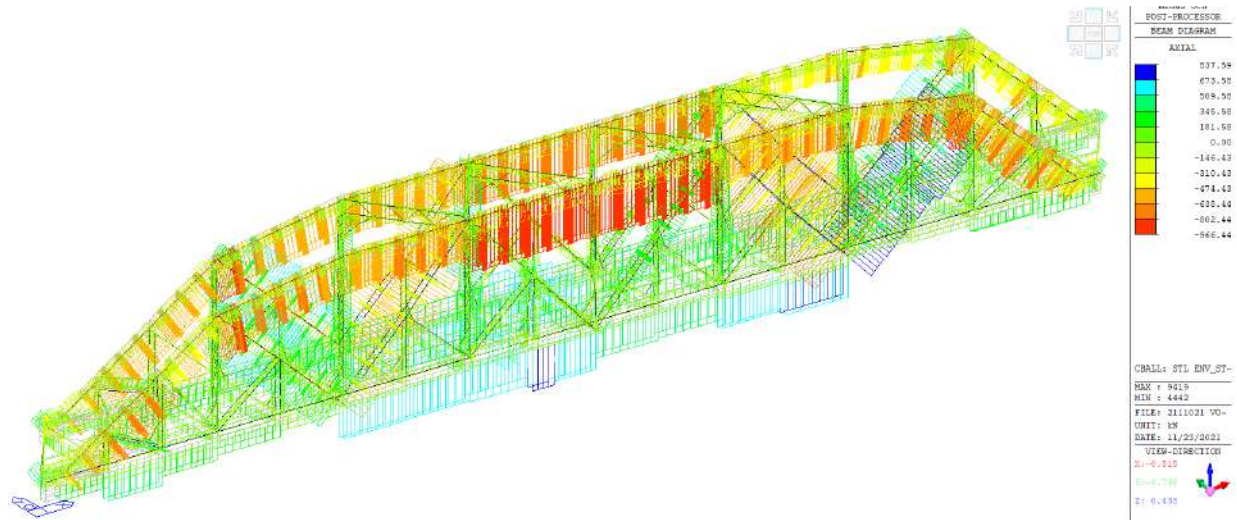
1.2. SOLLECITAZIONI

Di seguito si riportano i diagrammi di involucro delle sollecitazioni degli elementi strutturali nella combinazione maggiormente gravosa tra quelle statiche e sismiche (per sisma orizzontale e verticale). Le sollecitazioni sono ricavate considerando le posizioni maggiormente gravose dei carichi tandem, mentre è prevista una sola corsia convenzionale, essendo la larghezza della carreggiata inferiore a 5,4 m.

Momento flettente

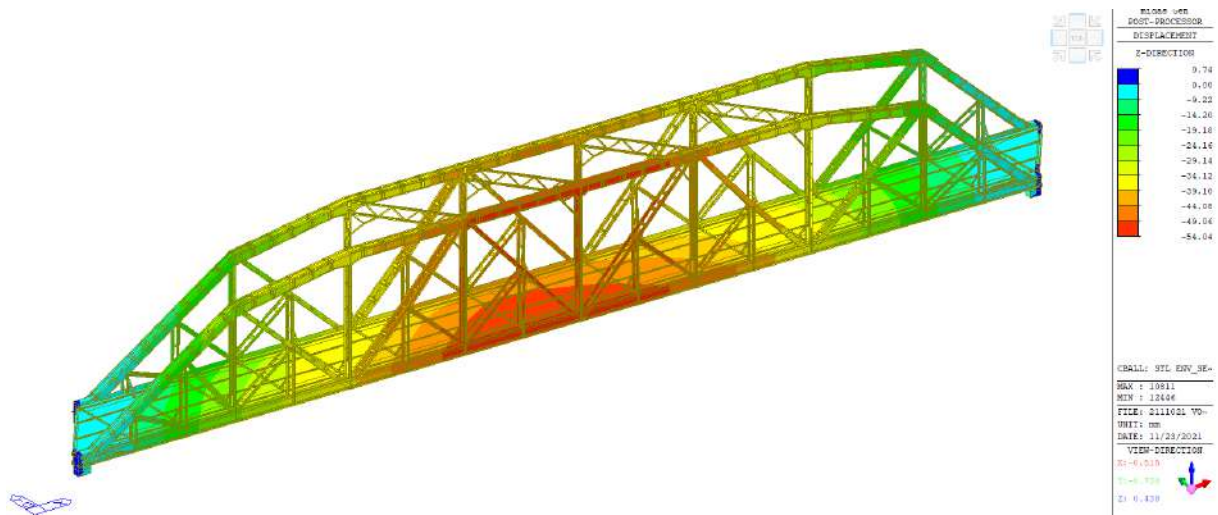


Sforzo normale



1.3. DEFORMATE

Deformazione verticale SLE

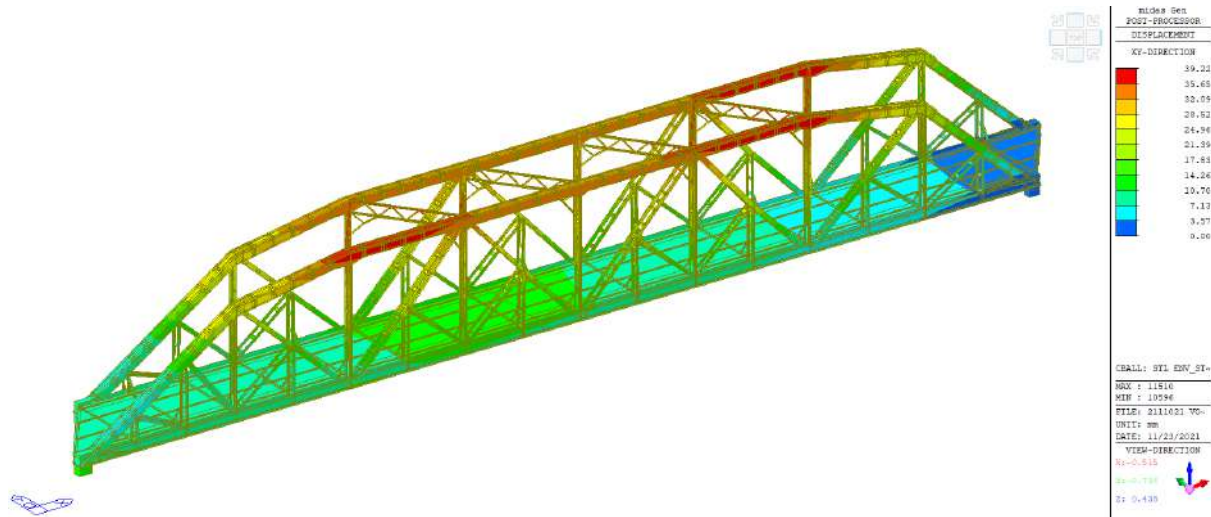


Essendo la luce del ponte pari a 61 m circa, la freccia SLE è pari a:

$$f = 54,04 \text{ mm} = L / 886$$

Il valore di deformazione si ritiene accettabile in relazione alla funzionalità del ponte.

Deformazione orizzontale SLU/SLV

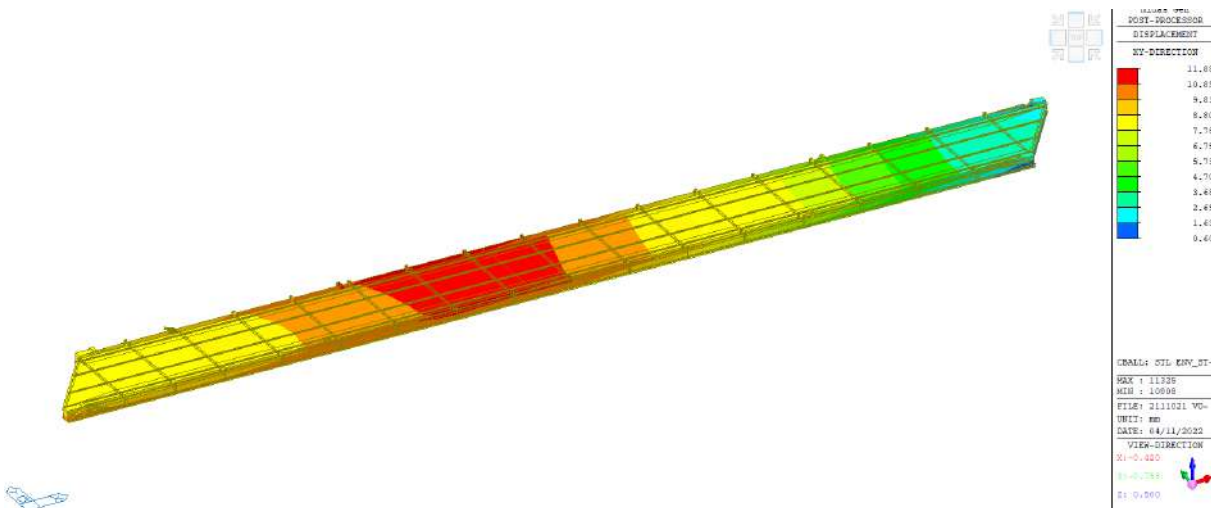


Lo spostamento orizzontale massimo del ponte si ha in corrispondenza ai correnti superiori, e vale:

$D_{max} = 39,22 \text{ mm}$

A livello di impalcato, lo spostamento massimo vale:

$D_{max,imp} = 11,88 \text{ mm}$



2.3.1 Dimensionamento giunti

In ragione dello spostamento orizzontale massimo dell'impalcato, si riporta di seguito il dimensionamento del giunto strutturale rispetto alla spalla.

Secondo quanto riportato al paragrafo 7.2.1 delle NTC2018 la distanza minima tra due costruzioni contigue è pari a:

$$2ag \cdot S \cdot H / 100$$

Dove H è l'altezza del punto della struttura considerato dal piano di fondazione.

Si calcola quindi l'ampiezza minima del giunto considerando la quota dell'estradosso dell'impalcato rispetto alla testa dei pali di fondazione:

$H = 10,18 \text{ m}$ circa

Pertanto la distanza minima tra impalcato e strutture fisse per ottenere un comportamento sismico indipendente è pari a:

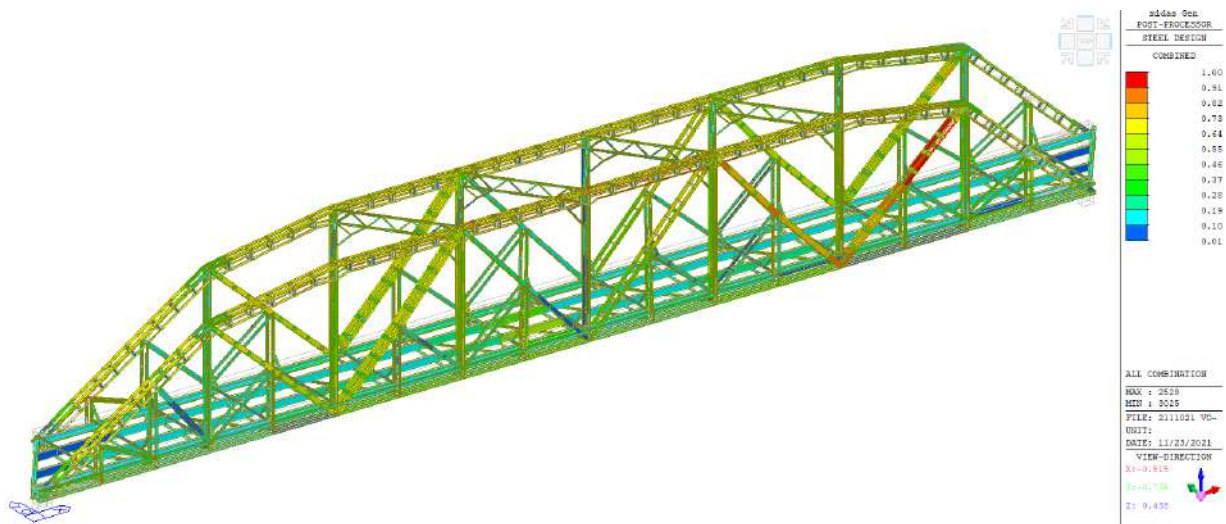
d = 33,39 mm

Considerando che la spalla e le opere adiacenti al ponte abbiano spostamenti quasi nulli, l'ampiezza richiesta per il giunto sarebbe pari al solo spostamento dell'impalcato, e pertanto vale come limitazione il minimo richiesto dalla normativa.

Si prevede quindi un giunto in gomma armata con ampiezza totale di movimento pari a 50 mm (in analogia a quanto previsto negli interventi eseguiti nel 1987).

1.4. VERIFICA ELEMENTI METALLICI

Si riporta di seguito il contour dei tassi di lavoro dei profili metallici modellati come beam:

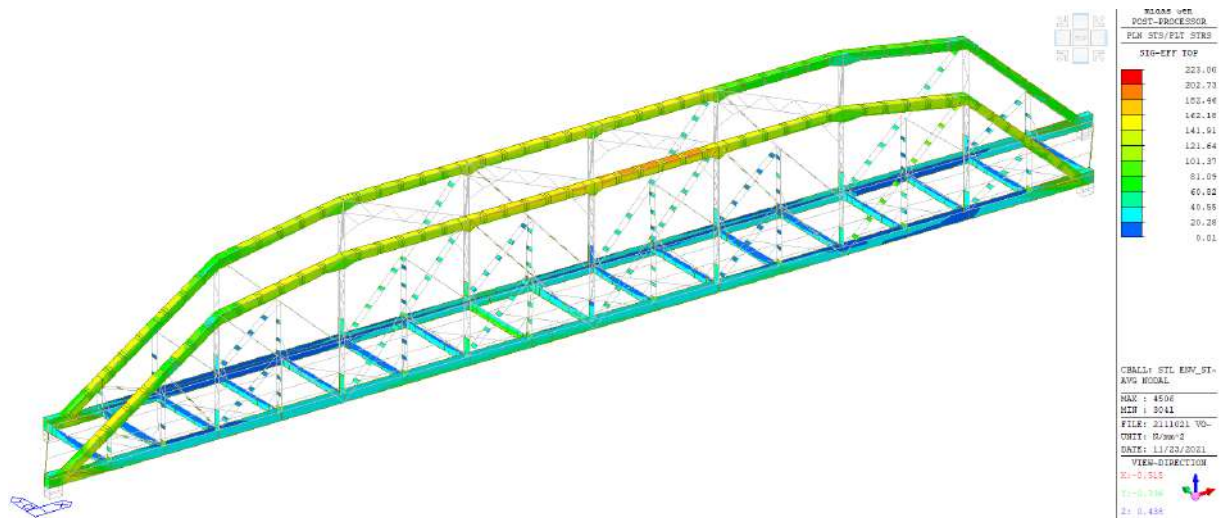


Per la maggior parte dei profili il tasso di lavoro è di molto inferiore all'unità, pertanto tutti i profili risultano verificati. Di seguito i risultati numerici per ciascuna tipologia di elemento:

CH	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Lz	Ky	Bmy	N.Ed	My.Ed	My.Ed	Mz.Ed	Vy.Ed	Vz.Ed	T.Ed	Def
K	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N.Rd	Mb.Rd	My.Rd	Mz.Rd	Vy.Rd	Vz.Rd	T.Rd	Defa
OK	9143	1		E1-2L80x8		6	762.141	762.141	1.000	0.850	-144.81	-2138.2	-2138.2	2469.46	-3.5764	5.97856	-	1.66505
	0.634	0.036		S235	0.23500		762.141	762.141	1.000	0.850	544.305	0.00000	10422.0	15211.9	165.397	165.397	-	1.66667
OK	4962	2		E2-2L90x11		13	500.000	500.000	1.000	1.000	189.392	-3205.1	-3205.1	257.205	0.58498	-10.360	-	-
	0.418	0.040		S235	0.23500		500.000	500.000	1.000	1.000	832.124	0.00000	17783.8	26241.4	255.849	255.849	-	-
OK	9124	3		E3-2L110x12		6	700.000	700.000	1.000	1.000	38.6555	-6852.2	-6852.2	334.829	0.67049	-8.9402	-	-
	0.276	0.026		S235	0.23500		700.000	700.000	1.000	1.000	1117.26	0.00000	29317.6	41241.8	341.132	341.132	-	-
OK	2175	4		E4-L60x8		13	883.474	883.474	1.000	1.000	-71.725	-428.00	-428.00	355.111	-0.4308	0.83527	-	-
	0.714	0.013		S235	0.23500		883.474	883.474	1.000	1.000	144.933	0.00000	2846.62	2846.62	62.0239	62.0239	-	-
OK	9729	5		E4-2L100x10		13	778.333	778.333	1.000	0.850	551.062	5621.50	5621.50	-778.82	-0.2913	5.47525	-	0.59555
	0.951	0.021		S235	0.23500		778.333	778.333	1.000	0.850	850.476	0.00000	20355.5	28647.6	258.433	258.433	-	0.60000
OK	2554	6		L80x8		13	463.437	463.437	1.000	1.000	53.0432	2296.47	2296.47	-7.0448	0.02541	-9.8645	-	1.17356
	0.637	0.119		S235	0.23500		463.437	463.437	1.000	1.000	272.152	0.00000	5211.00	5211.00	82.6986	82.6986	-	1.55000
OK	9420	7		E5-UPN240, U240		13	900.000	500.000	1.000	1.000	765.673	-5871.9	-5871.9	-2178.3	4.67829	1.88140	-	-
	0.996	0.016		S235	0.23500		500.000	500.000	1.000	1.000	946.714	0.00000	80482.0	18985.4	283.889	298.813	-	-
OK	9360	8		E6-UPN280, U280		13	636.487	636.487	1.000	1.000	-777.44	-24905	-24905	-1178.1	4.15923	9.25226	-	-
	0.903	0.025		S235	0.23500		636.487	636.487	1.000	1.000	1192.90	0.00000	119486	27376.2	365.683	368.913	-	-
OK	4428	9		E7-UPN180, UPN180		13	175.741	175.741	1.000	1.000	328.290	4208.64	4208.64	3061.33	2.86090	0.64892	-	-
	0.914	0.015		S235	0.23500		175.741	175.741	1.000	1.000	626.667	0.00000	40106.7	10750.9	198.477	189.819	-	-
OK	4490	10		E8sup-2L110x12		6	150.000	1.00000	1.000	1.000	-903.79	3527.69	3527.69	2838.65	20.7327	23.7922	-	0.03879
	0.998	0.070		S235	0.23500		1.00000	1.00000	1.000	1.000	1117.26	0.00000	29317.6	41241.8	341.132	341.132	-	3.20000

OK	58	11	E9inf-2L110x12 rinf	13	3650.00	1.00000	1.000	1.000	679.644	999.723	999.723	-1367.8	0.68062	-2.0963	-	-0.7093
	0.338	0.006	S235 0.23500		1.00000	1.00000	1.000	1.000	2257.79	0.00000	38286.4	125548	1080.25	341.132	-	12.6000
OK	3226	12	E8inf-L80x10	6	283.497	283.497	1.000	1.000	-248.86	-518.27	-518.27	1129.19	4.27073	-3.5684	-	-0.0791
	1.000	0.041	S235 0.23500		283.497	283.497	1.000	1.000	335.714	0.00000	6371.58	6371.58	103.373	103.373	-	3.62391
OK	12222	13	E11-2L90x11 rinf	6	1600.00	1600.00	1.000	1.000	596.840	-1130.2	-1130.2	63.1138	-0.0262	-0.4880	-	-0.3598
	0.520	0.002	S235 0.23500		1600.00	1600.00	1.000	1.000	1291.83	0.00000	19769.5	51755.1	558.215	255.849	-	6.40000
OK	12531	14	E12-2L100x75	46	6071.61	6071.61	1.000	1.000	-35.719	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-	-
	0.283	0.000	S235 0.23500		6071.61	6071.61	1.000	1.000	126.379	0.00000	9826.73	9036.69	0.00000	0.00000	-	-
OK	13346	15	E13-IPN400, IPN400	13	2425.00	2425.00	1.000	1.000	543.308	95992.0	95992.0	388.531	0.31312	73.4943	-	-0.3169
	0.461	0.092	S235 0.23500		2425.00	2425.00	1.000	1.000	2640.95	0.00000	386113	62211.6	860.851	796.685	-	9.70000
OK	3045	16	E10inf-2L110x12 rinf	13	669.000	1.00000	1.000	1.000	-243.18	4783.68	4783.68	653.212	7.65749	12.0655	-	-0.6820
	0.314	0.035	S235 0.23500		1.00000	1.00000	1.000	1.000	1599.79	0.00000	31105.2	79488.2	653.835	341.132	-	14.6000
OK	12388	17	IPE330	13	1225.00	1225.00	1.000	1.000	230.940	18526.2	18526.2	795.681	-1.6266	-12.844	-	-0.5320
	0.291	0.033	S235 0.23500		1225.00	1225.00	1.000	1.000	1401.05	0.00000	179943	33911.0	511.374	398.019	-	14.6000
OK	3651	18	4L110x12	13	500.000	500.000	1.000	1.000	-866.57	-6327.2	-6327.2	2175.02	3.25698	-21.943	-	-
	0.388	0.000	S235 0.23500		500.000	500.000	1.000	1.000	2234.51	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-	-
OK	12990	23	2L70x100x10	13	758.951	758.951	1.000	1.000	193.194	-2107.9	-2107.9	297.460	0.07074	-3.4419	-	0.06616
	0.397	0.013	S235 0.23500		758.951	758.951	1.000	1.000	716.190	0.00000	19247.6	16561.9	180.903	258.433	-	3.03580
OK	12767	24	2L70x70x8	13	1186.76	1186.76	1.000	1.000	162.179	-1168.9	-1168.9	1.19870	0.46503	1.50334	-	-
	0.492	0.010	S235 0.23500		1186.76	1186.76	1.000	1.000	472.686	0.00000	7878.71	12024.8	144.722	144.722	-	-
OK	13035	25	L60x8	46	1042.70	1042.70	1.000	1.000	-52.681	-79.107	-79.107	-21.758	-0.0488	-0.2018	-	-
	0.451	0.003	S235 0.23500		1042.70	1042.70	1.000	1.000	126.462	0.00000	2846.62	2846.62	62.0239	62.0239	-	-
OK	12853	28	UPN160	14	3650.00	3650.00	1.000	1.000	-43.270	468.341	468.341	-5.8796	0.00613	0.60722	-	-0.5412
	0.443	0.004	S235 0.23500		3650.00	3650.00	1.000	1.000	100.446	0.00000	30796.2	8776.68	175.411	158.161	-	14.6000

Tensioni efficaci su plate



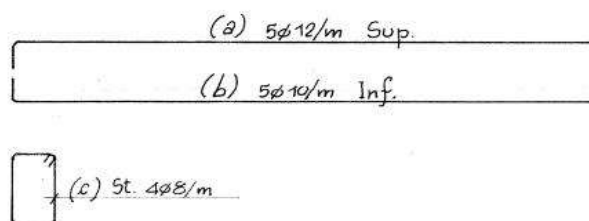
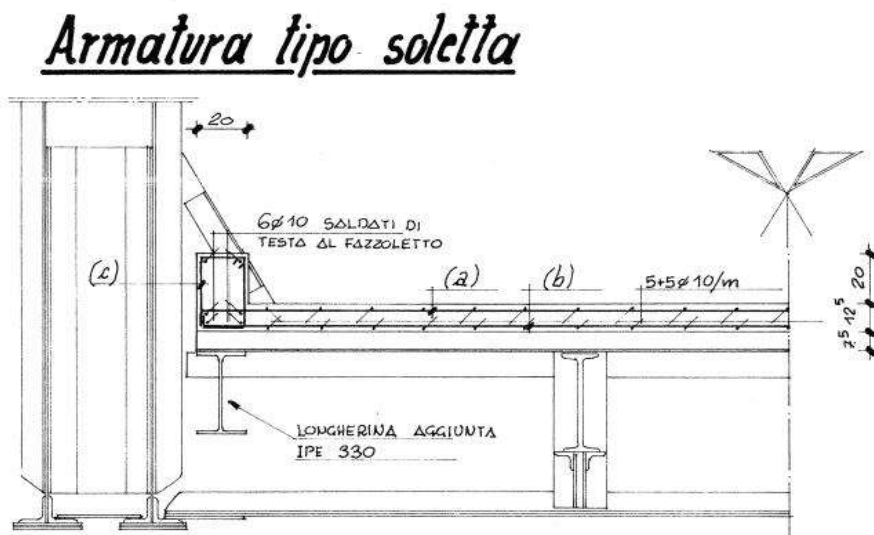
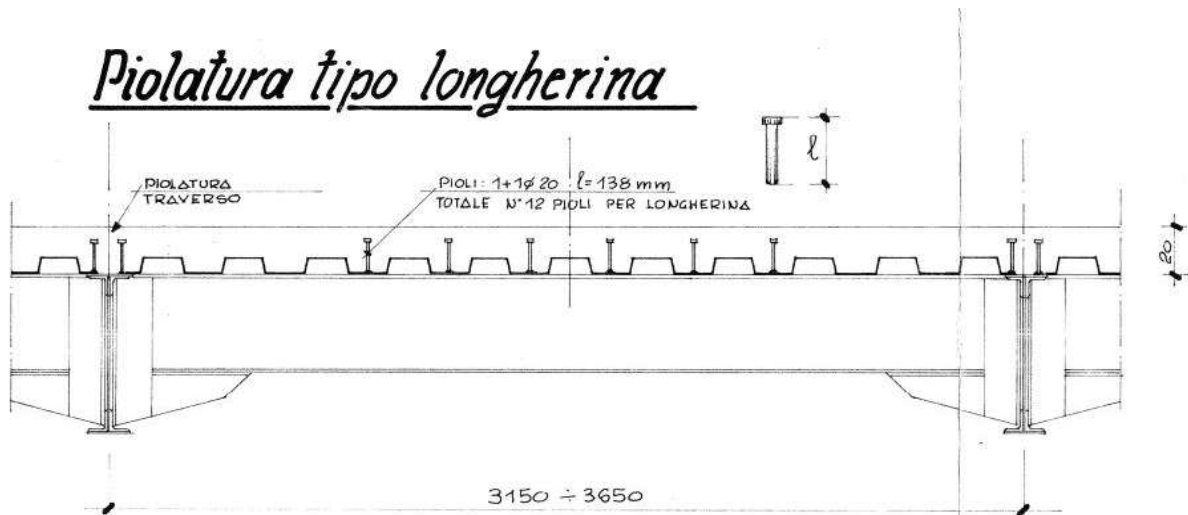
Si nota come tutte le tensioni sono inferiori alla tensione di snervamento del materiale, pertanto le verifiche sono soddisfatte.

1.5. VERIFICA SOLETTA IMPALCATO

Si riporta di seguito la verifica della soletta di impalcato.

La soletta del ponte ex-ferroviario è realizzata mediante un getto in c.a. di spessore costante cm, che si aggiunge al getto di riempimento della lamiera grecata intradossale utilizzata come cassero.

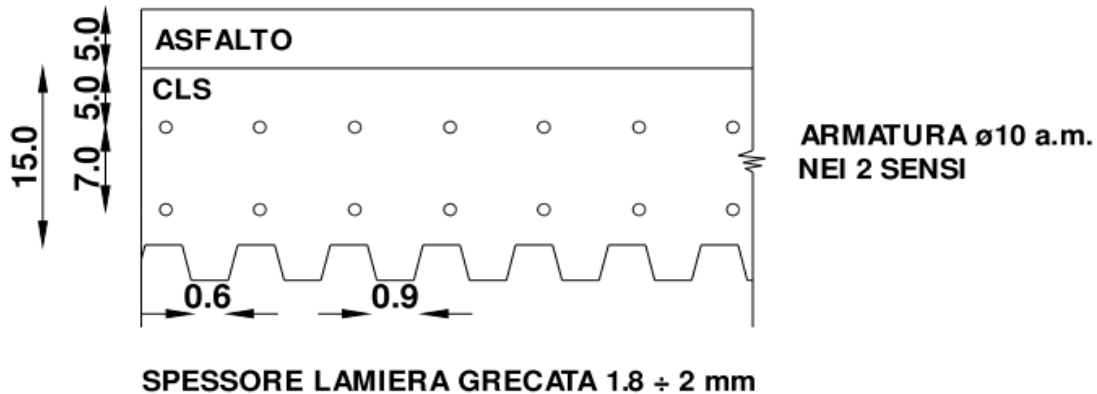
Nel progetto esecutivo del 1987 la soletta presenta spessore costante pari a 12,5 cm, armata con doppia armatura incrociata inferiore $\phi 10/20 \times 20$, mentre superiormente con $\phi 10/20$ nella direzione longitudinale e $\phi 12/20$ nella direzione trasversale. La lamiera grecata presenta altezza pari a 75 mm e spessore 10/10.



Le indagini della ditta Metralab hanno evidenziato uno spessore costante di soletta pari a 15 cm circa, con un'armatura stimata $\varnothing 10/20 \times 20$ sia superiore che inferiore.

Anche in questo caso la lamiera grecata risulta avere altezza pari a 55 mm, e quindi lo spessore di soletta maggiore rispetto a quanto previsto nel progetto originale risulta giustificato.

D 3.2 - CAROTAGGIO SOLETTA P. FERROVIARIO



Le indagini eseguite dalla ditta Metralab hanno evidenziato un'armatura incrociata nei due sensi con passo 20 cm, con diametro stimato pari a 10 mm: si precisa tuttavia che essendo un'indagine indiretta in cui il diametro dell'armatura viene soltanto stimato. A favore di sicurezza si considera comunque la condizione maggiormente cautelativa, con armatura $\varnothing 10/20 \times 20$ sia superiore che inferiore.

Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, vengono utilizzati i valori ricavati dal progetto di manutenzione straordinaria del 1987, come consentito dalle NTC2018, in quanto è stata verificata la sostanziale rispondenza del costruito con quanto progettato.

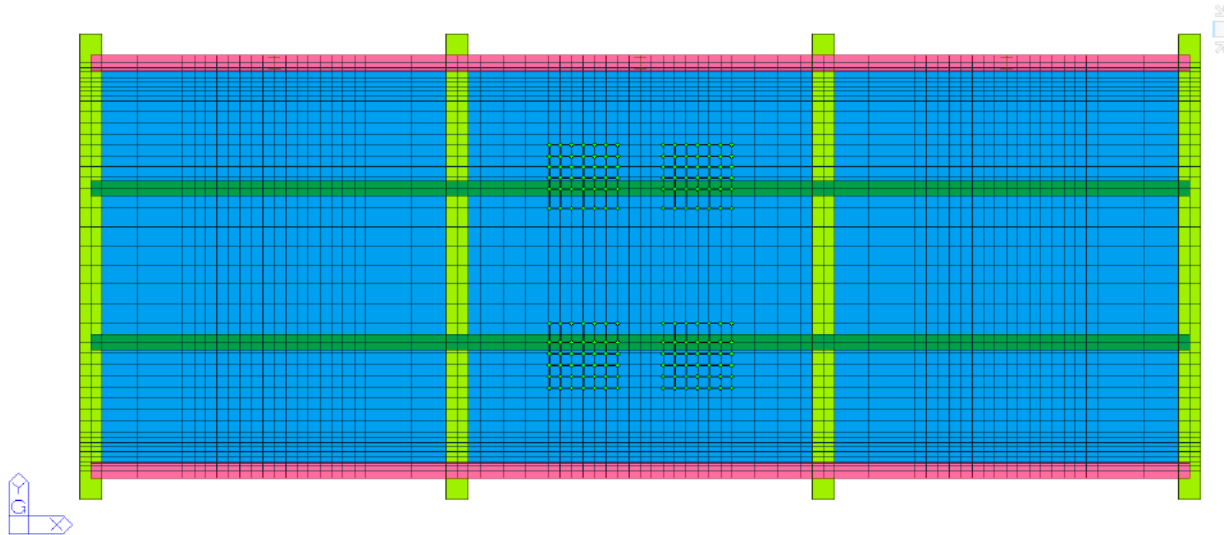
Per la verifica della soletta si considerano gli schemi di carico 1 e 2 nelle posizioni maggiormente gravose per la verifica della soletta.

La verifica viene eseguita considerando l'effettiva rigidezza delle travi di appoggio che interrompono la luce della soletta, ponendosi a favore di sicurezza.

I carichi vengono applicati considerando la diffusione prevista dalla normativa, che nel caso attuale avviene attraverso i 5 cm di asfalto e metà dello spessore costante di soletta.

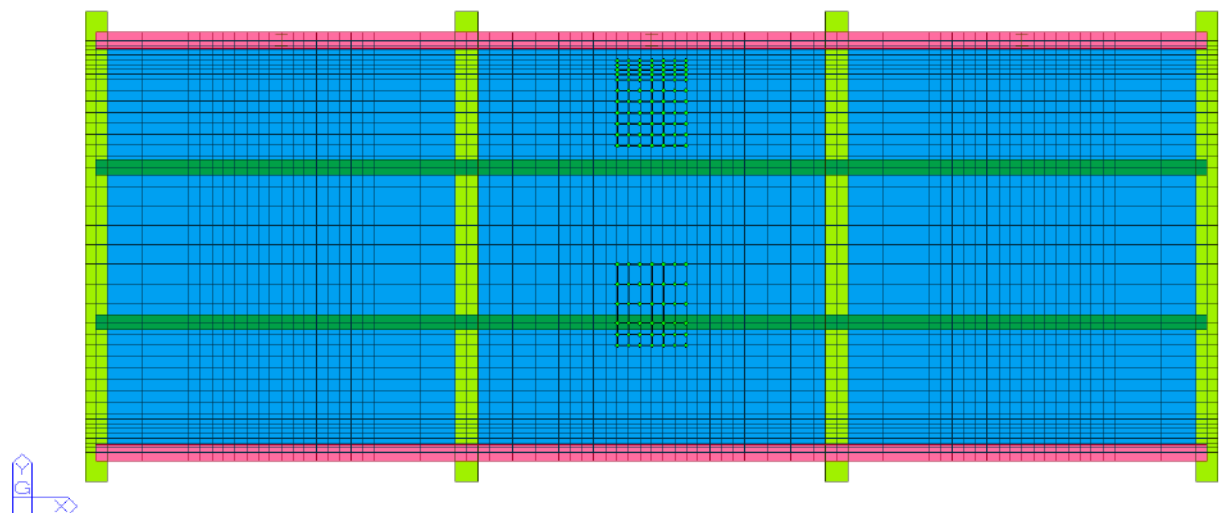
Si prendono in considerazione 3 campi di soletta, con i seguenti carichi:

Schema 1:



Oltre ai carichi tandem, come carico accidentale da traffico sono applicati il carico uniformemente distribuito pari a $9,00 \text{ kN/mq}$ ed il carico di $2,5 \text{ kN/mq}$ sull'area rimanente.

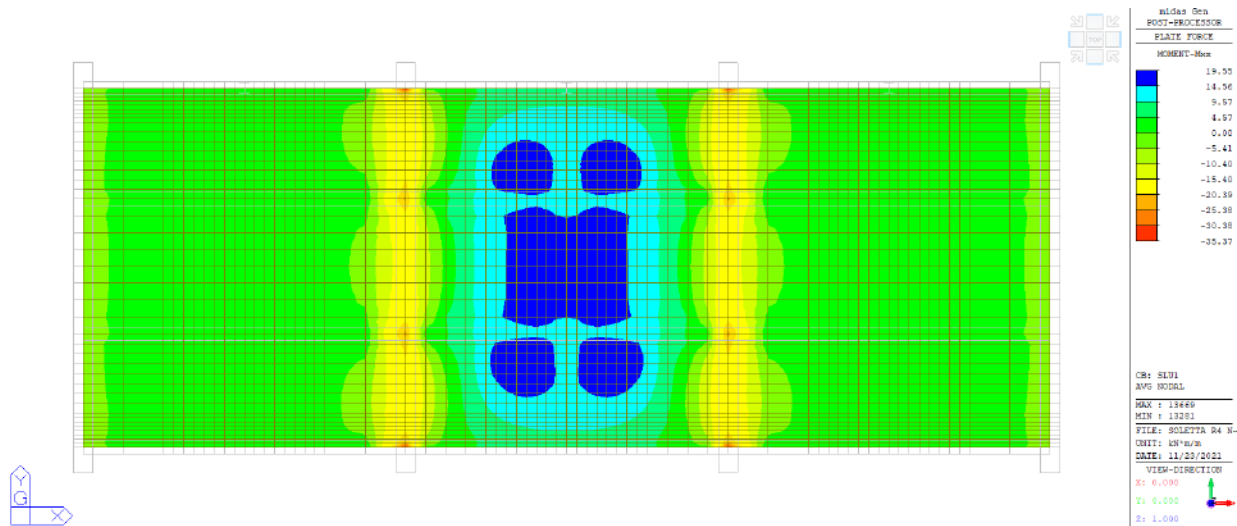
Schema 2:



Si riportano di seguito i contour delle sollecitazioni flettenti per i vari carichi da traffico sopra riportati in combinazione SLU.

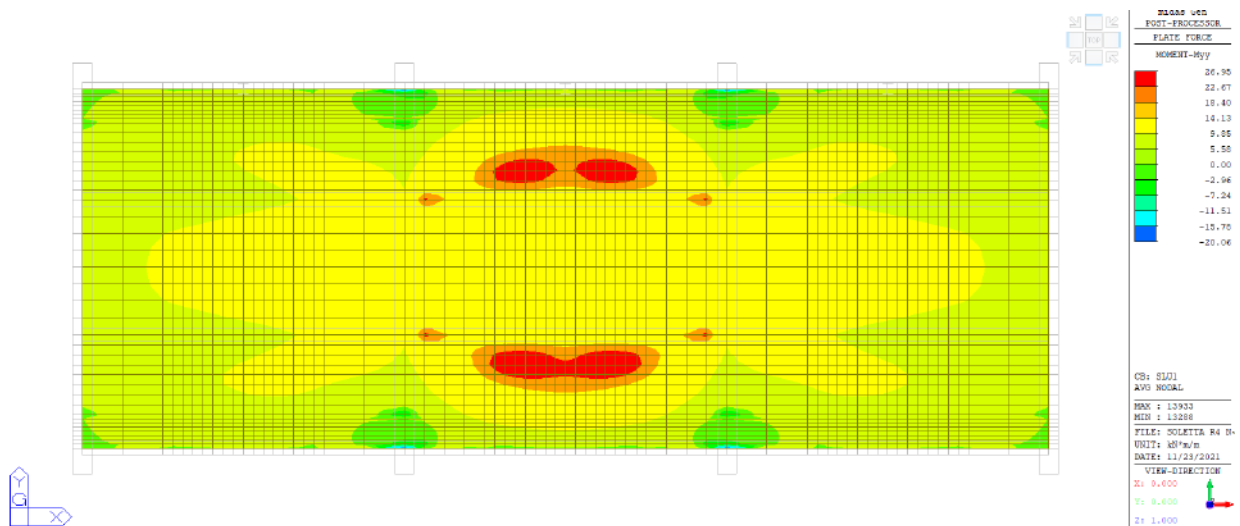
Si precisa che il momento flettente M_{xx} si riferisce al dimensionamento delle armature disposte lungo l'asse longitudinale del ponte, mentre il momento M_{yy} si riferisce alle armature disposte in direzione trasversale all'asse del ponte.

Schema 1 - Mxx:



M+ = 19,55 kNm/m
 M- = 18,90 kNm/m

Schema 1 - Myy:

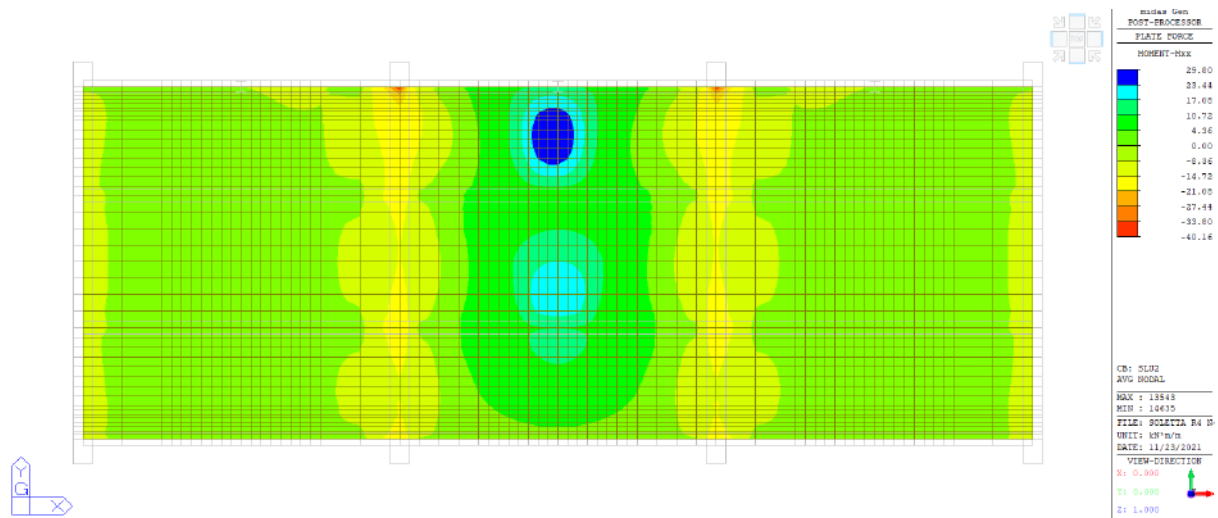


Il valore del momento flettente per la verifica viene valutato escludendo i picchi di sollecitazione dovuti a punti di singolarità numerica, mediando quindi i valori all'interno della larghezza di influenza considerata:

4.2	6.7	9.8	12.5	13.6	14.5	15.3	15.9	16.4	16.9	17.2	17.3	17.3	17.2	16.9	16.4	15.9	15.3	14.5	13.6	12.5	9.8	6.7	4.2	3.3
5.3	8.3	12.1	15.5	16.8	18.0	18.8	19.4	19.7	19.9	20.1	20.1	20.1	19.9	19.7	19.4	18.8	18.0	16.8	15.5	12.1	8.3	5.3	4.4	
6.3	9.9	14.2	18.6	20.7	22.2	23.1	23.5	23.5	23.3	22.8	22.2	22.2	22.8	23.3	23.5	23.5	23.1	22.2	20.7	18.6	14.2	9.9	6.3	5.6
7.5	11.6	15.8	20.7	23.3	24.9	25.7	25.9	25.9	25.3	24.1	22.8	22.3	21.0	25.3	25.9	25.9	25.7	24.9	23.3	20.7	15.8	11.6	7.5	7.1
9.9	13.9	16.7	21.7	23.3	24.9	25.7	25.9	25.9	25.3	24.0	22.8	22.8	24.9	25.3	25.9	25.9	25.7	24.9	23.3	20.7	16.7	13.9	9.9	9.4
16.0	16.8	16.8	20.5	22.4	23.6	24.2	24.2	24.2	23.6	22.3	21.1	21.1	22.3	23.6	24.2	24.2	24.2	23.6	22.4	20.5	16.8	16.8	16.0	13.2
23.7	23.7	18.5	17.6	18.2	18.3	18.4	18.4	18.4	18.3	17.8	17.2	17.2	17.8	18.3	18.4	18.4	18.3	18.2	17.6	18.5	23.7	23.7	17.6	
23.7	23.7	18.5	15.5	15.9	15.9	15.9	15.9	15.8	15.6	15.0	14.4	14.4	15.0	15.6	15.8	15.9	15.9	15.9	15.5	18.5	23.7	23.7	17.6	
9.2	13.6	14.4	15.2	15.9	15.9	15.9	15.9	15.8	16.0	16.2	16.2	16.2	16.0	15.8	15.9	15.9	15.9	15.9	15.2	14.4	13.6	9.2	10.2	
8.7	10.8	13.3	14.5	14.9	15.3	15.6	15.8	16.1	16.4	16.6	16.7	16.6	16.4	16.1	15.8	15.6	15.3	14.9	14.5	13.3	10.8	8.7	8.8	
8.8	10.4	12.3	13.9	14.4	15.0	15.4	15.8	16.2	16.5	16.7	16.8	16.8	16.7	16.5	16.2	15.8	15.4	15.0	14.4	13.9	12.3	10.4	8.8	8.5
8.8	10.4	12.3	13.9	14.5	15.0	15.4	15.8	16.2	16.5	16.7	16.8	16.8	16.7	16.5	16.2	15.8	15.4	15.0	14.5	13.9	12.3	10.4	8.8	8.5
8.7	10.9	13.3	14.5	14.9	15.4	15.6	15.8	16.2	16.4	16.6	16.7	16.6	16.4	16.2	15.8	15.6	15.4	14.9	14.5	13.3	10.9	8.7	8.8	
9.3	13.8	14.6	15.3	16.0	16.0	16.0	15.9	15.9	16.0	16.2	16.2	16.2	16.0	15.9	15.9	16.0	16.0	16.0	15.3	14.6	13.8	9.3	10.4	
24.1	24.1	18.8	15.7	16.0	16.0	16.0	15.9	15.8	15.7	15.1	14.5	14.5	15.1	15.7	15.8	15.9	16.0	16.0	15.7	18.8	24.1	24.1	17.8	
24.1	24.1	18.8	18.1	18.8	18.9	19.0	19.0	19.0	18.9	18.4	17.8	17.8	18.4	18.9	19.0	19.0	19.0	18.9	18.8	18.1	18.8	24.1	24.1	17.8
15.9	17.0	17.2	21.2	23.2	24.5	25.2	25.2	25.2	24.5	23.3	22.0	22.0	23.3	24.5	25.2	25.2	25.2	24.5	23.2	21.2	17.2	17.0	15.9	13.2
9.8	14.1	17.2	21.5	24.1	25.8	26.4	26.9	26.9	26.4	25.1	23.6	23.1	25.1	26.4	26.9	26.9	26.4	25.8	24.1	21.5	17.2	14.1	9.8	9.3
7.5	11.8	16.3	21.5	24.1	25.8	26.4	26.9	26.9	26.4	25.1	23.6	23.0	25.1	26.4	26.9	26.9	26.4	25.8	24.1	21.5	16.3	11.8	7.5	7.1
6.4	10.1	14.6	19.2	21.4	22.9	23.9	24.3	24.3	24.2	23.7	23.2	23.2	23.7	24.2	24.3	24.3	23.9	22.9	21.4	19.2	14.6	10.1	6.4	5.6
5.5	8.5	12.4	15.9	17.2	18.5	19.4	20.0	20.3	20.6	20.8	20.9	20.9	20.8	20.6	20.3	20.0	19.4	18.5	17.2	15.9	12.4	8.5	5.5	4.4

M+ = 24,40 kNm/m
M- = 18,90 kNm/m

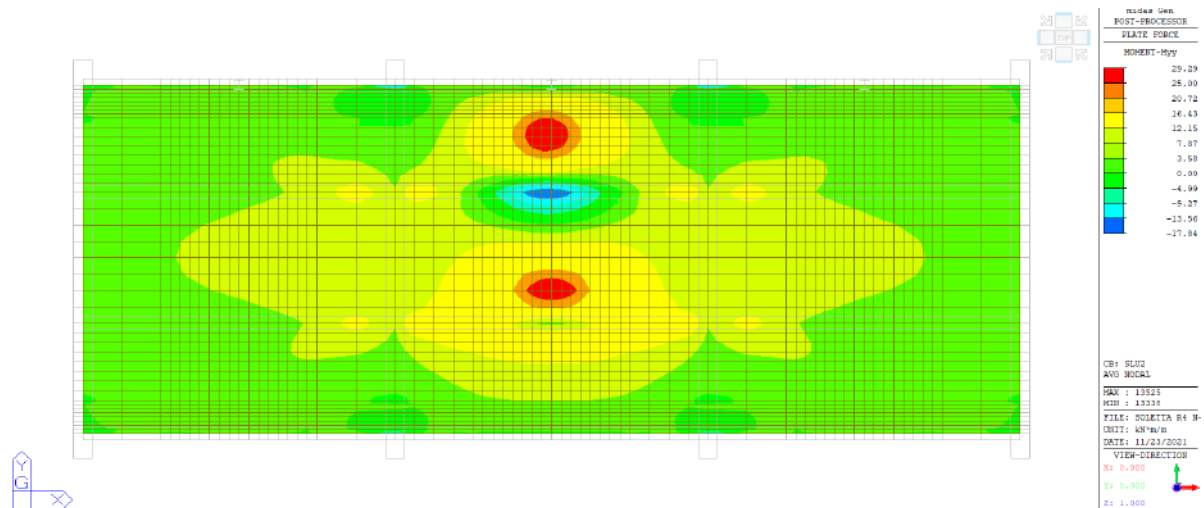
Schema 2 - Mxx:



Trascurando i picchi singolari, si ha:

M+ = 22,50 kNm/m
M- = 21,00 kNm/m

Schema 2 - Myy:



Trascurando i picchi singolari, si ha:

$$\begin{aligned} M+ &= 24,00 \text{ kNm/m} \\ M- &= 17,80 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

La soletta ha spessore costante pari a 15 cm e doppia armatura incrociata superiore ed inferiore. La geometria e la posizione delle armature viene desunta dagli elaborati grafici di progetto originali e confermata dalle indagini della ditta Metralab S.r.l..

Momento resistente positivo:

Titolo : Soletta ferroviario sp. 15

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	15

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,93	5
2	3,93	12

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N Ed 0 **0** kN
M xEd 0 **0** kNm
M yEd 0 **0**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB44k **C28/35**
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373,9 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{cl} 1,971

M xRd 22,18 kN m
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 373,9 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 14,87 ‰
d 12 cm
x 2,286 x/d 0,1905
 δ 0,7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L_o 0 cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Msd/Mrd = 1,10 > 1,00 **Non verificato**

Momento resistente negativo:

Per la valutazione del momento resistente negativo in corrispondenza degli appoggi si considera la presenza del calcestruzzo all'interno delle greche della lamiera, che contribuisce ad aumentare il braccio interno della sezione resistente. Si considera un aumento dell'altezza utile pari alla semialtezza della greca (2,5 cm).

Titolo : Soletta ferroviario sp. 15

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	17,5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,93	5
2	3,93	12

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB44k C28/35
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 373,9 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,87 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

M_{xRd} -23,65 kN m
σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 373,9 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 15,64 ‰
d 12,5 cm
x 2,285 x/d 0,1828
δ 0,7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

Msd/Mrd = 0,89 < 1,00

Di seguito la valutazione degli effetti dei carichi concentrati sul punzonamento della soletta:

La verifica viene eseguita considerando la diffusione dei carichi prevista dalla normativa al §5.1.3.3.6:

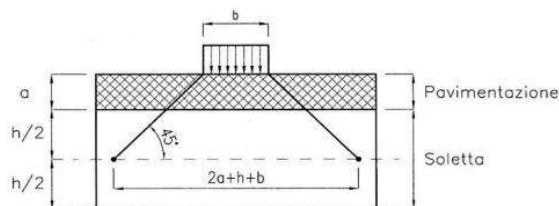


Fig. 5.1.3.a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

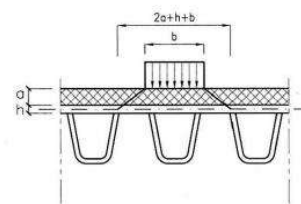


Fig. 5.1.3.b - Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropia

Schema 1: Carico 150 kN (300 kN/asse)

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Caratteristiche dei materiali

CLS 28/35			
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	35,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	29,05	MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	32588,11	MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	19,37	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	16,46	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,83	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,98	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,32	MPa

ACCIAIO Feb44k			
Densità	$\delta =$	78,50	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	440,00	MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	382,61	MPa

Caratteristiche delle sezioni

Altezza totale piastra	$h =$	15,00	cm
Altezza utile piastra	$d =$	12,00	cm
Lato X area caricata	$B_x =$	40,00	cm
Lato Y area caricata	$B_y =$	40,00	cm

Lato X critico = $B_x + (2a + h)$	$B_{ux} =$	65,00	cm
Lato Y critico = $B_y + (2a + h)$	$B_{uy} =$	65,00	cm
Perimetro critico = $(B_{ux} + B_{uy}) \cdot 2$	$u =$	260,00	cm
Sezione critica = $u \cdot d$	$S_u =$	3120,00	cm ²

Carico Totale di Progetto	(V_{Ed}) N_{Ed} =	202,50	kN
----------------------------------	--	---------------	-----------

Sollecitazione di taglio agente per unità di lunghezza (EC2 - eq. 4.50)

$$V_{Ed} = N_{Ed} \cdot \beta / u \quad V_{Ed} = 77,11 \quad \text{kN/m}$$

, dove: $\beta = 1$ Tiene conto degli effetti della possibile eccentricità del carico

Verifica allo stato limite ultimo

V_{Rd1}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre prive di armatura a taglio
V_{Rd2}	Massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio
V_{Rd3}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Piastre prive di armatura a taglio	V_{Rd1}	>	V_{Ed}
Piastre dotate di armatura a taglio	V_{Rd3}	\geq	V_{Ed}

Piastre prive di armatura a taglio

Parametri di Calcolo		udm	Valore
Asl _x	Armatura longitudinale tesa in BuX	cm ²	2,55
Asl _y	Armatura longitudinale tesa in BuY	cm ²	2,55
ρ_{1x}	Percentuale d'armatura dir.X= Asl/Bux*d $\leq 0,02$	-	0,0033
ρ_{1y}	Percentuale d'armatura dir.Y= Asl/Buy*d $\leq 0,02$	-	0,0033
ρ_1	Percentuale d'armatura tot =radq($\rho_{1x} * \rho_{1y}$) $\leq 0,015$	-	0,0033
τ_{Rd}	Tensione resistente = $0,25 * f_{ctk} / \gamma_C$	MPa	0,33
k	$1,6-d \geq 1$	-	1,48

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza		udm	Valore
$V_{Rd1} = \tau_{Rd} * k * (1,2 + 40\rho_1) * d$		kN/m	78,17
V_{Ed} / V_{Rd1}		---	99%
Verifica			OK

La verifica è soddisfatta.

Schema 2: Carico 200 kN (400 kN/asse)

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Caratteristiche dei materiali

CLS 28/35			
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	35,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	29,05	MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	32588,11	MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	19,37	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	16,46	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,83	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,98	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,32	MPa

ACCIAIO Feb44k			
Densità	$\delta =$	78,50	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	440,00	MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	382,61	MPa

Caratteristiche delle sezioni

Altezza totale piastra	h =	15,00	cm
Altezza utile piastra	d =	12,00	cm
Lato X area caricata	Bx =	35,00	cm
Lato Y area caricata	By =	60,00	cm

Lato X critico = Bx+(2a+h)	Bux =	60,00	cm
Lato Y critico = By+(2a+h)	Buy =	85,00	cm
Perimetro critico = (Bux+Buy)*2	u =	290,00	cm
Sezione critica = u*d	Su =	3480,00	cm ²

Carico Totale di Progetto	(V_{Ed}) N_{Ed} =	270,00	kN
----------------------------------	--	---------------	-----------

Sollecitazione di taglio agente per unità di lunghezza (EC2 - eq. 4.50)

$$V_{Ed} = N_{Ed} \cdot \beta / u \quad V_{Ed} = 93,10 \quad \text{kN/m}$$

, dove: $\beta = 1$ Tiene conto degli effetti della possibile eccentricità del carico

Verifica allo stato limite ultimo

V _{Rd1}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre prive di armatura a taglio
V _{Rd2}	Massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio
V _{Rd3}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Piastre prive di armatura a taglio	V _{Rd1}	>	V _{Ed}
Piastre dotate di armatura a taglio	V _{Rd3}	≥	V _{Ed}

Piastre prive di armatura a taglio

Parametri di Calcolo		udm	Valore
Asl _x	Armatura longitudinale tesa in BuX	cm ²	2,36
Asl _y	Armatura longitudinale tesa in BuY	cm ²	3,34
ρ _{1x}	Percentuale d'armatura dir.X= Asl/Bux*d ≤ 0,02	-	0,0033
ρ _{1y}	Percentuale d'armatura dir.Y= Asl/Buy*d ≤ 0,02	-	0,0033
ρ ₁	Percentuale d'armatura tot = radq(ρ _{1x} *ρ _{1y}) ≤ 0,015	-	0,0033
τ _{Rd}	Tensione resistente = 0,25*f _{ctk} /γ _C	MPa	0,33
k	1,6-d ≥ 1	-	1,48

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza		udm	Valore
V _{Rd1}	= τ _{Rd} *k*(1,2+40ρ ₁)*d	kN/m	78,17
V _{Ed} /V _{Rd1}		---	119%
Verifica			NO

La verifica non è soddisfatta.

La verifica non risulta soddisfatta a flessione per lo schema di carico 1 ed a punzonamento per lo schema di carico 2: in entrambi i casi i carichi maggiormente gravosi sono quelli concentrati, pertanto si riporta di seguito una valutazione relativa alle tipologie di mezzi per i quali è consentito il transito sul ponte ex-ferroviario.

Si riporta inoltre la verifica della soletta di impalcato per la sollecitazione eccezionale da urto di veicolo in svio agente sul sicurvia metallico.

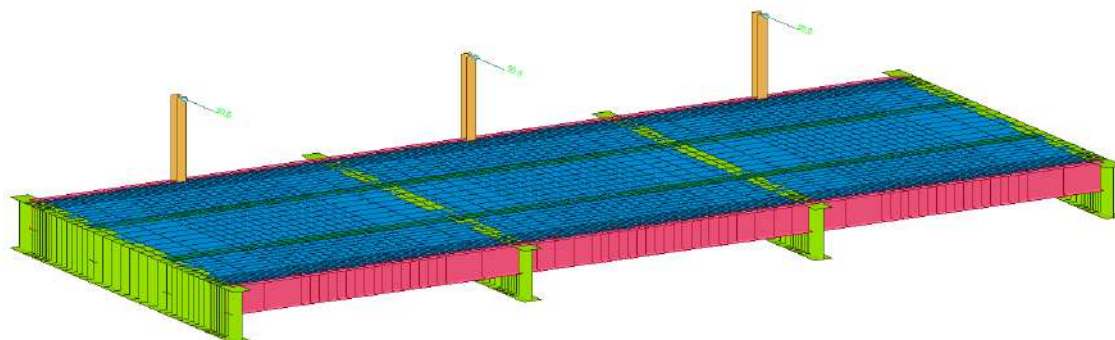
Il sicurvia è costituito da profili HEA120 ad interasse di circa 365 cm, annegati all'interno del cordolo perimetrale della carreggiata. Il sicurvia ha altezza di 100 cm dal piano stradale.

La valutazione della sollecitazione dovuta all'urto viene valutata con riferimento a quanto riportato nel "Quaderno tecnico Anas per la salvaguardia delle infrastrutture - Volume II":

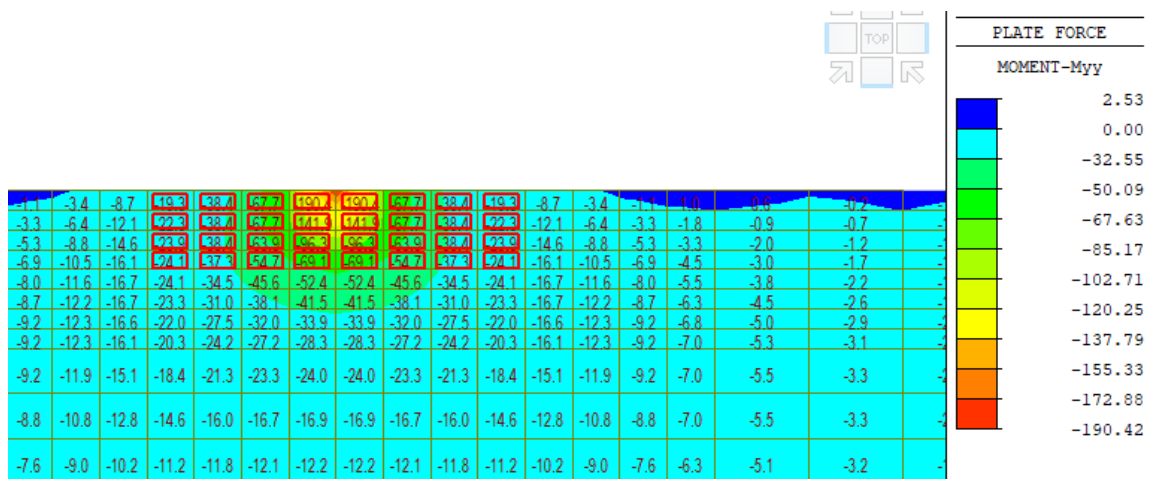
- considerando il momento plastico che il montante della barriera metallica di sicurezza può fornire. Tale approccio ottempera quanto previsto dal § 4.7.3.3 della UNI EN 1991-2 così come emendato dall'appendice nazionale (G.U. 27 Marzo 2013, DM 31/07/2012).

In base alla tipologia di montanti, si stima il momento resistente del montante, che viene applicato alla soletta dell'impalcato, amplificandolo con un coefficiente di sicurezza pari a 1,5:

Nome prodotto	Profilo montante	Dimensioni montante	Materiale	Res. Acciaio	$W_{plastico}$	$M_{plastico}$	M_{ampl}
Barriera di sicurezza bordo ponte H2	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29



Si riportano di seguito i momenti flettenti sulla soletta di impalcato:



Trascurando il picco localizzato, il momento sollecitante mediato su una larghezza di 50 cm vale:

$$M_{sd} = \frac{(52,4 + 24,1)}{2} = 38,25 \text{ kNm/m}$$

Il momento resistente si calcola considerando l'altezza della sezione comprensiva di metà della greca inferiore.

Come fatto precedentemente, si è considerata un'armatura superiore costituita a favore di sicurezza di sole barre $\varnothing 10$, e non $\varnothing 12$ come riportato nel progetto originale.

Inoltre si tenuto conto del fatto che sono presenti n. 2 barre $\varnothing 16$ di rinforzo ai lati del montante, come riportato negli elaborati grafici di progetto:

Titolo : Soletta urto ferroviario

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	17,5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,95	5
2	7,95	12

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N Ed 0 kN
M xEd 0 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB44k **C28/35**
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373,9 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M xRd -40,45 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 373,9 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 7,507 ‰
d 12,5 cm
x 3,975 x/d 0,318
 δ 0,8375

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

$$M_{sd}/M_{rd} = 0,95 < 1,00$$

2.5.1 Transitabilità dell'impalcato

Dato che alcune verifiche reattive alla soletta d'impalcato non risultano soddisfatte, si procede ad una valutazione dei mezzi che possono transitare sull'impalcato del ponte ex-ferroviario.

Al fine di definire le caratteristiche dei mezzi di riferimento si prendono in considerazione i limiti di massa riportati all'interno dell'art. 62 del codice della strada (D.M. 30/04/1992 n. 285 aggiornato al 2022).

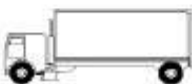




In tale articolo sono riportate le masse limite per ciascuna tipologia di veicolo, in ragione del numero di assi che lo costituisce:



Per quanto riguarda i mezzi d'opera, il limite per il singolo asse è pari a 13 t.

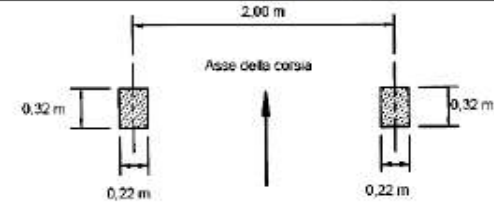
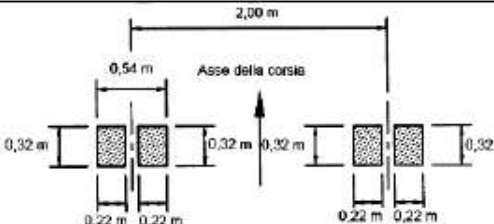
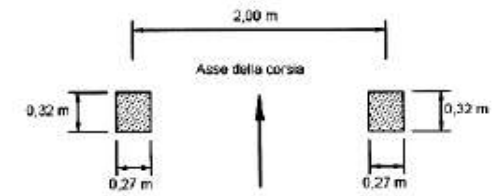
E' inoltre prevista una limitazione alla pressione massima che i pneumatici possono trasmettere alla sede stradale, che viene limitata a 8 kg/cm².

Si considerano inoltre i carichi per asse riportati all'interno del capitolo 5 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018). Si riporta in particolare come riferimento la tabella relativa allo schema di carico di fatica n. 2 (Tab. 5.1.VII).

Sagoma del veicolo	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1 IX)
	4,50	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Si riporta inoltre la tabella relativa alle tipologie di ruote:

Tab. 5.1.IX - Dimensioni degli assi e delle impronte per i veicoli equivalenti

Tipo di pneumatico	Dimensioni dell'asse e delle impronte
A	
B	
C	

Si nota come i carichi riportati in tabella siano superiori rispetto a quelli previsti dal codice della strada, e quindi verranno considerati questi ultimi a favore di sicurezza, trascurando quelli di molto superiori ai limiti da CdS.

Si riportano di seguito le sollecitazioni sulla soletta del ponte ex-ferroviario ottenute prendendo in considerazione i carichi della tabella sopra riportata.

Si prendono in considerazione i seguenti schemi (trattandosi di verifiche locali si considera una porzione rappresentativa di soletta):

- Carico Asse max CdS: 130 kN/asse su impronta ruota 27x32 cm (pressione ruota: 7,5 kg/cm²);
- Carico asse doppio: 2 assi a distanza 1,3 m da 120 kN/asse su impronta ruota 27x32 cm (pressione ruota: 8,1 kg/cm²) (a favore di sicurezza rispetto a CdS);
- Carico asse triplo: 3 assi a distanza 1,3 m da 120 kN/asse su impronta ruota 27x32 cm (pressione ruota: 6,9 kg/cm²);

Tutti i carichi concentrati sopra riportati sono stati applicati a favore di sicurezza in concomitanza al carico distribuito della corsia 1, pari a 9,00 kN/mq.

Si prende in considerazione anche lo schema relativo alla Trnasitabilità per mezzi pesanti da CdS definita dalle Linee Guida per la Classificazione e Gestione del Rischio, la Valutazione della Sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti del CSLLPP:

- Carico 44t CdS / 5 assi come da schema su impronta ruota 27x32 cm (pressione ruota: 6,94 kg/cm²).

Le verifiche sono di tipo locale, e riguardano soltanto la soletta, in quanto la struttura portante del ponte risulta verificata rispetto ai carichi da NTC 2018.

Come indicato nelle Linee Guida, trattandosi di carichi da CdS, è necessario prevedere un coefficiente di amplificazione dinamica dei carichi, calcolato con riferimento al D.M. 04/05/1990:

$$\phi = 1.4 - \frac{L - 10}{150}$$

con le limitazioni $\phi = 1.4$ per $L \leq 10$ m, $\phi = 1$ per $L \geq 70$ m.

con:

L = 61,10 m

quindi:

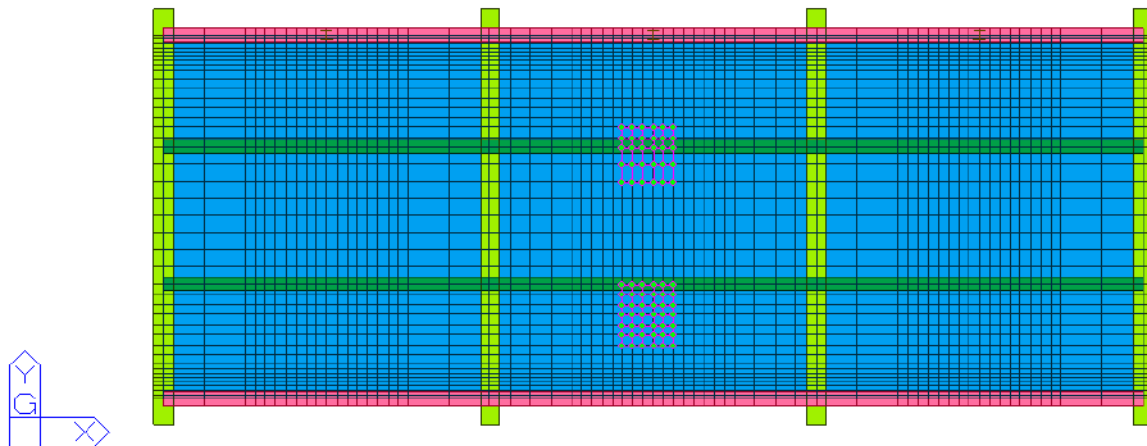
$\phi = 1,06$

Per quanto riguarda i coefficienti di amplificazione delle azioni concentrate da traffico, si assume a favore di sicurezza il valore massimo previsto dalle Linee Guida in caso di verifiche di transitabilità, pari a 1,60 (Livello 1).

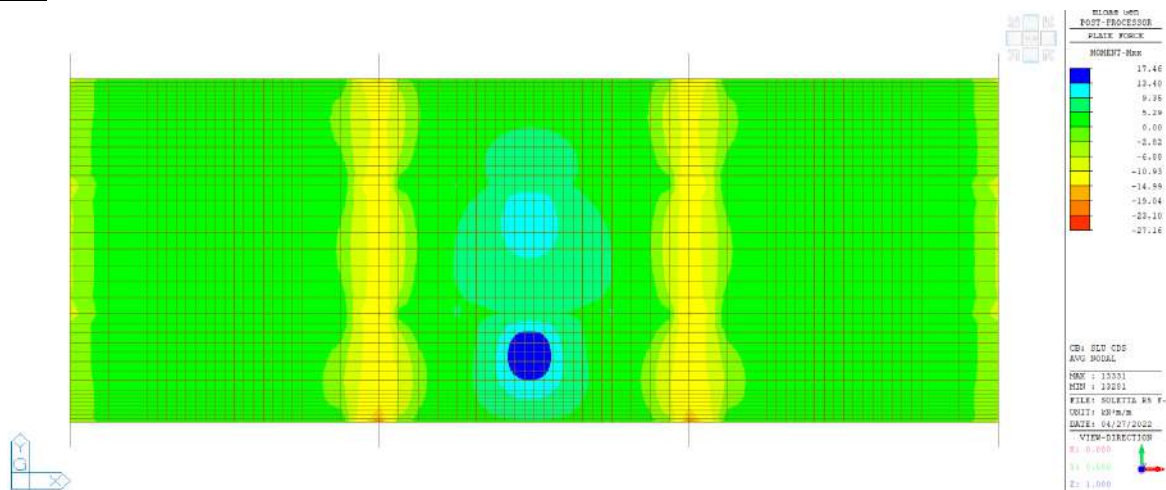
Tutti i fattori parziali per carichi permanenti ed altre azioni variabili sono stati assunti pari ai valori previsti da NTC 2018, quindi 1,35 per carichi permanenti strutturali e 1,50 per carichi permanenti non strutturali.

- Carico asse max CdS: 130 kN/asse + 9 kN/mq;

Si riporta di seguito la localizzazione dei carichi concentrati applicati:

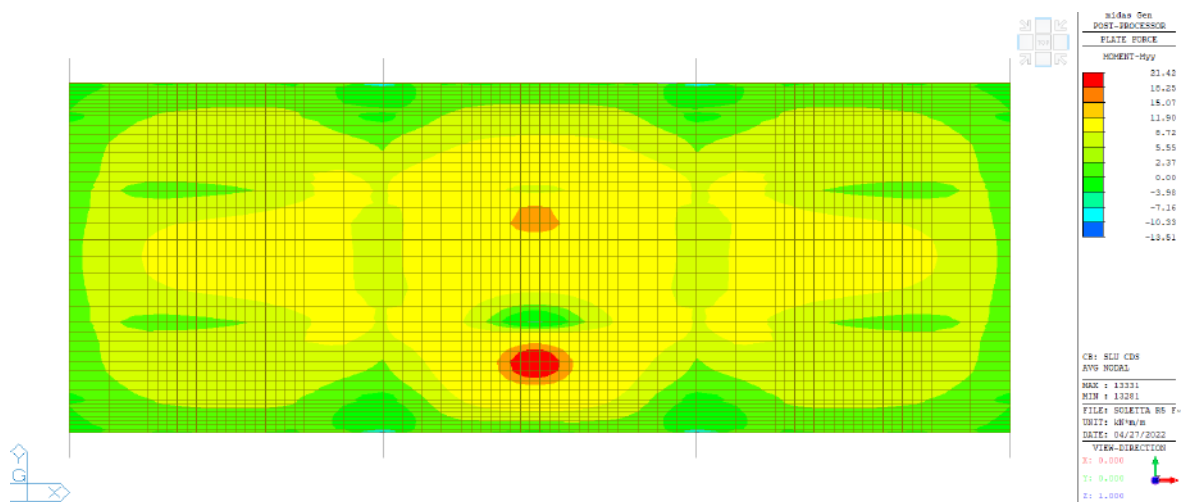


Mxx:



M+ = 17,46 kNm/m Valore max non mediato
M- = 14,99 kNm/m (Escluso picco)

Myy:



M+ = 21,42 kNm/m Valore max non mediato
M- = 7,16 kNm/m (Escluso picco)

Momento resistente positivo:

$$M_{rd+} = 22,18 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_{sd}/M_{rd} = 0,97 < 1,00 \quad \text{Verificato}$$

Momento resistente negativo:

Per la valutazione del momento resistente negativo in corrispondenza degli appoggi si considera la presenza del calcestruzzo all'interno delle greche della lamiera, che contribuisce ad aumentare il braccio interno della sezione resistente. Si considera un aumento dell'altezza utile pari alla semialtezza della greca (2,5 cm).

$$M_{rd-} = 23,65 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_{sd}/M_{rd} = 0,63 < 1,00 \quad \text{Verificato}$$

Di seguito la valutazione degli effetti dei carichi concentrati sul punzonamento della soletta:

La verifica viene eseguita considerando la diffusione dei carichi prevista dalla normativa al §5.1.3.3.6:

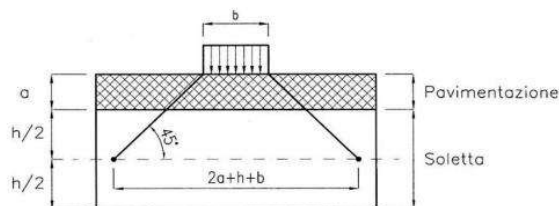


Fig. 5.1.3.a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

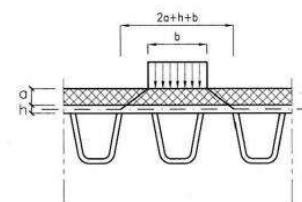


Fig. 5.1.3.b - Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Caratteristiche dei materiali

CLS 28/35

Densità	$\delta =$	25,00	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	---
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	35,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	29,05	MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	32588,11	MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	19,37	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	16,46	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,83	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,98	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,32	MPa

ACCIAIO Feb44k

Densità	$\delta =$	78,50	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	440,00	MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	382,61	MPa

Caratteristiche delle sezioni

Altezza totale piastra	h =	15,00	cm
Altezza utile piastra	d =	12,00	cm
Lato X area caricata	Bx =	27,00	cm
Lato Y area caricata	By =	32,00	cm

Lato X critico = Bx+(2a+h)	Bux =	52,00	cm
Lato Y critico = By+(2a+h)	Buy =	57,00	cm
Perimetro critico = (Bux+Buy)*2	u =	218,00	cm
Sezione critica = u*d	Su =	2616,00	cm ²

Carico Totale di Progetto	(V_{Ed}) N_{Ed} =	110,24	kN
----------------------------------	--	---------------	-----------

Sollecitazione di taglio agente per unità di lunghezza (EC2 - eq. 4.50)

$$V_{Ed} = N_{Ed} \cdot \beta / u \quad V_{Ed} = 50,06 \quad \text{kN/m}$$

, dove: $\beta = 1$ Tiene conto degli effetti della possibile eccentricità del carico

Verifica allo stato limite ultimo

V _{Rd1}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre prive di armatura a taglio
V _{Rd2}	Massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio
V _{Rd3}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Piastre prive di armatura a taglio	V _{Rd1}	>	V _{Ed}
Piastre dotate di armatura a taglio	V _{Rd3}	≥	V _{Ed}

Piastre prive di armatura a taglio

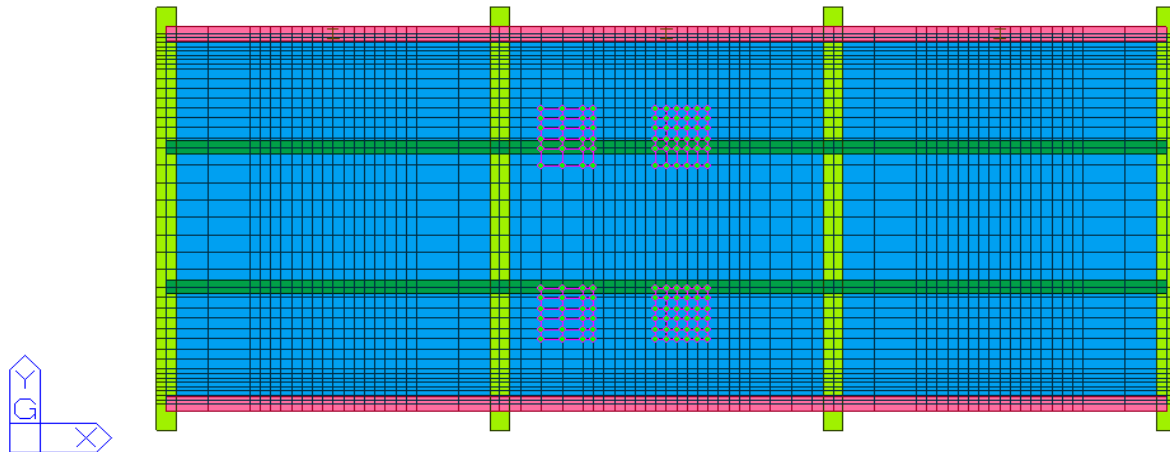
Parametri di Calcolo		udm	Valore
Asl _x	Armatura longitudinale tesa in BuX	cm ²	2,04
Asl _y	Armatura longitudinale tesa in BuY	cm ²	2,24
ρ _{1x}	Percentuale d'armatura dir.X= Asl/Bux*d ≤ 0,02	-	0,0033
ρ _{1y}	Percentuale d'armatura dir.Y= Asl/Buy*d ≤ 0,02	-	0,0033
ρ ₁	Percentuale d'armatura tot = radq(ρ _{1x} *ρ _{1y}) ≤ 0,015	-	0,0033
τ _{Rd}	Tensione resistente = 0,25*f _{ctk} /γ _C	MPa	0,33
k	1,6-d ≥ 1	-	1,48

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza		udm	Valore
V _{Rd1}	= τ _{Rd} *k*(1,2+40ρ ₁)*d	kN/m	78,17
V _{Ed} /V _{Rd1}		---	64%
Verifica			OK

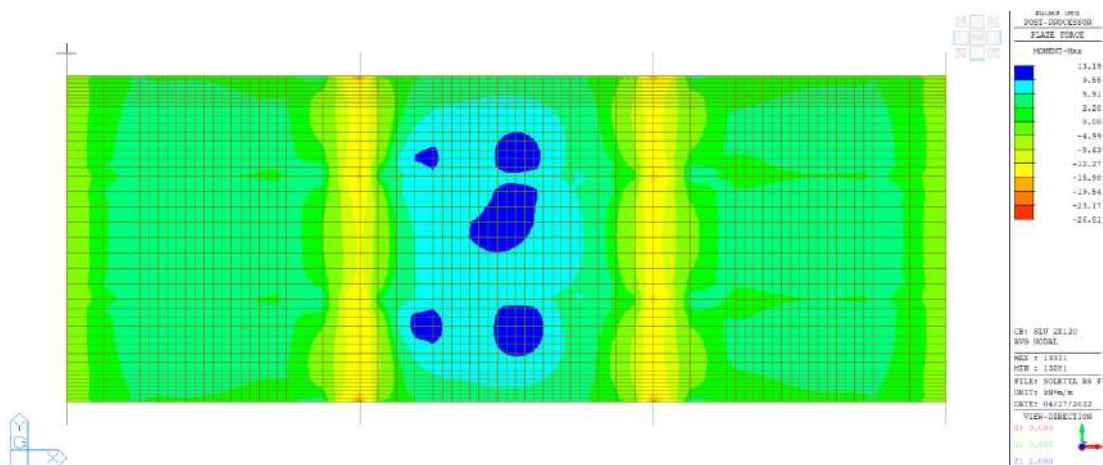
La verifica è soddisfatta.

- Carico asse doppio: 2 assi a distanza 1,3 m da 120 kN/asse + 9 kN/mq;

Si riporta di seguito la localizzazione dei carichi concentrati applicati:

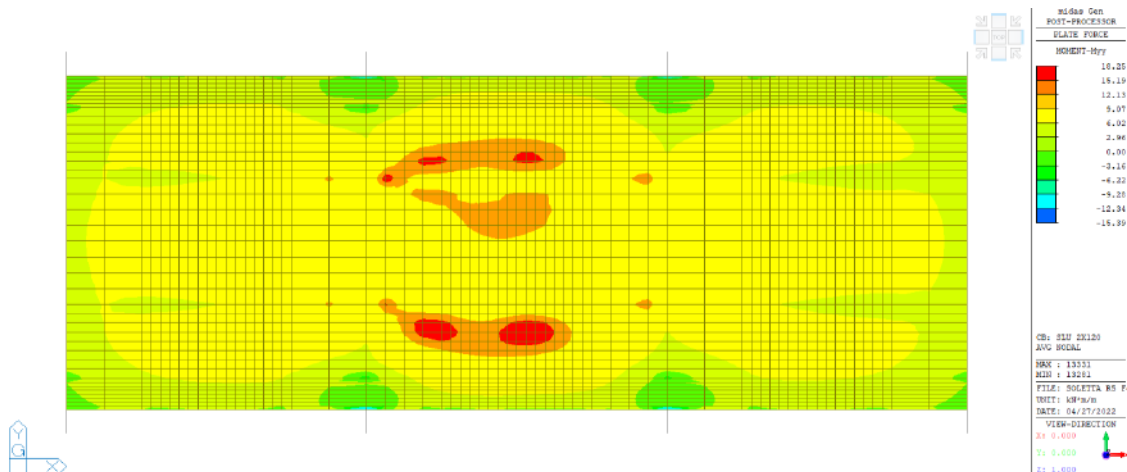


Mxx:



M+ = 13,19 kNm/m
M- = 15,90 kNm/m

Myy:



M+ = 18,25 kNm/m
M- = 6,22 kNm/m

Valore di picco

Momento resistente positivo:

$$M_{rd+} = 22,18 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_{sd}/M_{rd} = 0,82 < 1,00 \quad \text{Verificato}$$

Momento resistente negativo:

Per la valutazione del momento resistente negativo in corrispondenza degli appoggi si considera la presenza del calcestruzzo all'interno delle greche della lamiera, che contribuisce ad aumentare il braccio interno della sezione resistente. Si considera un aumento dell'altezza utile pari alla semialtezza della greca (2,5 cm).

$$M_{rd-} = 23,65 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_{sd}/M_{rd} = 0,67 < 1,00 \quad \text{Verificato}$$

Di seguito la valutazione degli effetti dei carichi concentrati sul punzonamento della soletta:

La verifica viene eseguita considerando la diffusione dei carichi prevista dalla normativa al §5.1.3.3.6:

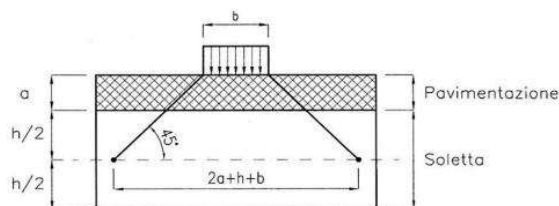


Fig. 5.1.3.a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

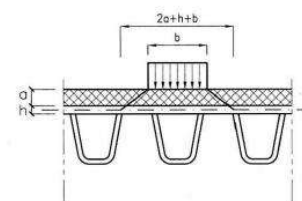


Fig. 5.1.3.b - Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Caratteristiche dei materiali

CLS 28/35

Densità	$\delta =$	25,00	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1,50	---
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	35,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	29,05	MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	32588,11	MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	19,37	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	16,46	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,83	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,98	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,32	MPa

ACCIAIO Feb44k

Densità	$\delta =$	78,50	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	440,00	MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	382,61	MPa

Caratteristiche delle sezioni

Altezza totale piastra	h =	15,00	cm
Altezza utile piastra	d =	12,00	cm
Lato X area caricata	Bx =	27,00	cm
Lato Y area caricata	By =	32,00	cm

Lato X critico = Bx+(2a+h)	Bux =	52,00	cm
Lato Y critico = By+(2a+h)	Buy =	57,00	cm
Perimetro critico = (Bux+Buy)*2	u =	218,00	cm
Sezione critica = u*d	Su =	2616,00	cm ²

Carico Totale di Progetto	(V_{Ed}) N_{Ed} =	118,72	kN
----------------------------------	--	---------------	-----------

Sollecitazione di taglio agente per unità di lunghezza (EC2 - eq. 4.50)

$$V_{Ed} = N_{Ed} \cdot \beta / u \quad V_{Ed} = 53,91 \quad \text{kN/m}$$

, dove: $\beta = 1$ Tiene conto degli effetti della possibile eccentricità del carico

Verifica allo stato limite ultimo

V _{Rd1}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre prive di armatura a taglio
V _{Rd2}	Massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio
V _{Rd3}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Piastre prive di armatura a taglio	V _{Rd1}	>	V _{Ed}
Piastre dotate di armatura a taglio	V _{Rd3}	≥	V _{Ed}

Piastre prive di armatura a taglio

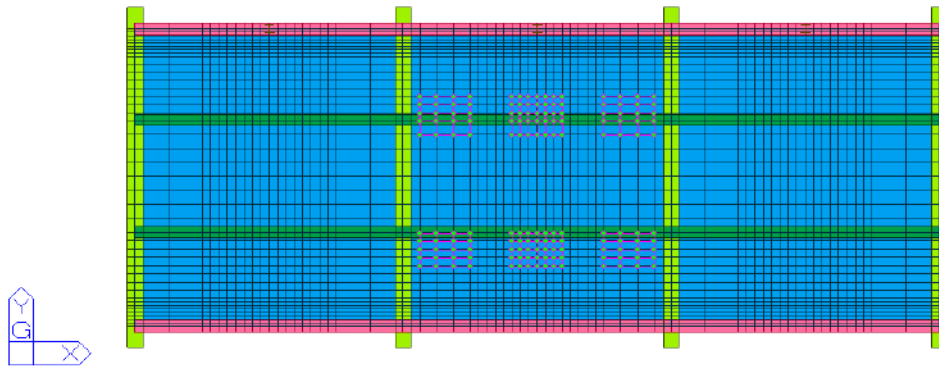
Parametri di Calcolo		udm	Valore
Asl _x	Armatura longitudinale tesa in BuX	cm ²	2,04
Asl _y	Armatura longitudinale tesa in BuY	cm ²	2,24
ρ _{1x}	Percentuale d'armatura dir.X= Asl/Bux*d ≤ 0,02	-	0,0033
ρ _{1y}	Percentuale d'armatura dir.Y= Asl/Buy*d ≤ 0,02	-	0,0033
ρ ₁	Percentuale d'armatura tot = radq(ρ _{1x} *ρ _{1y}) ≤ 0,015	-	0,0033
τ _{Rd}	Tensione resistente = 0,25*f _{ctk} /γ _C	MPa	0,33
k	1,6-d ≥ 1	-	1,48

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza		udm	Valore
V _{Rd1}	= τ _{Rd} *k*(1,2+40ρ ₁)*d	kN/m	78,17
V _{Ed} /V _{Rd1}		---	69%
Verifica			OK

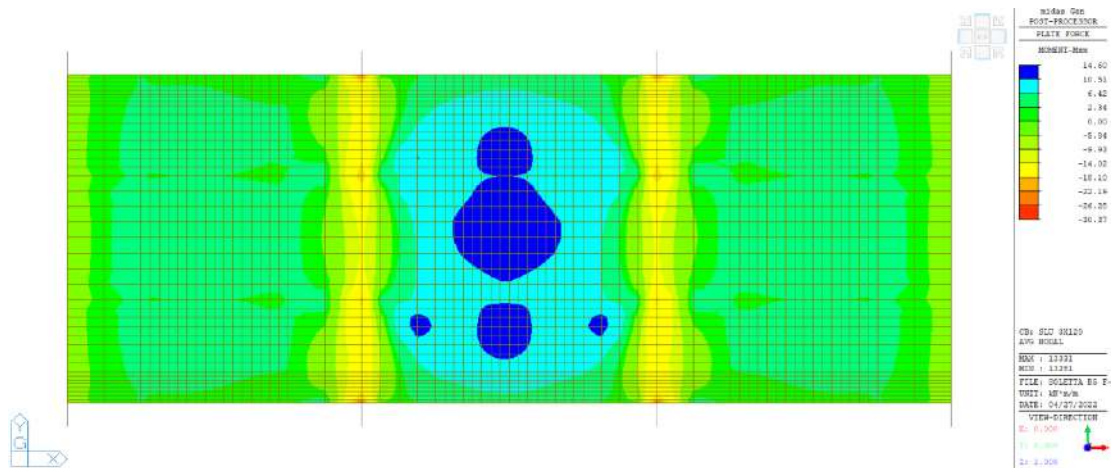
La verifica è soddisfatta.

- Carico asse triplo: 3 assi a distanza 1,3 m da 120 kN/asse + 9 kN/mq;

Si riporta di seguito la localizzazione dei carichi concentrati applicati:

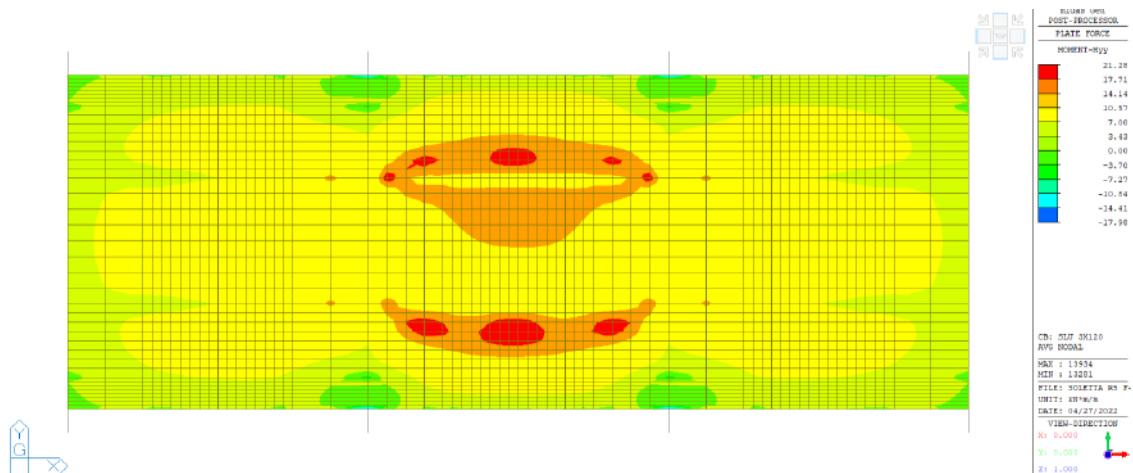


Mxx:



M+ = 14,60 kNm/m Valore di picco
M- = 18,10 kNm/m Valore di picco

Myy:



M+ = 21,28 kNm/m Valore di picco
M- = 7,27 kNm/m

Momento resistente positivo:

$M_{rd+} = 22,18 \text{ kNm/m}$

$M_{sd}/M_{rd} = 0,96 < 1,00$ **Verificato**

Momento resistente negativo:

Per la valutazione del momento resistente negativo in corrispondenza degli appoggi si considera la presenza del calcestruzzo all'interno delle greche della lamiera, che contribuisce ad aumentare il braccio interno della sezione resistente. Si considera un aumento dell'altezza utile pari alla semialtezza della greca (2,5 cm).

$M_{rd-} = 23,65 \text{ kNm/m}$

$M_{sd}/M_{rd} = 0,77 < 1,00$ **Verificato**

Di seguito la valutazione degli effetti dei carichi concentrati sul punzonamento della soletta:

La verifica viene eseguita considerando la diffusione dei carichi prevista dalla normativa al §5.1.3.3.6:

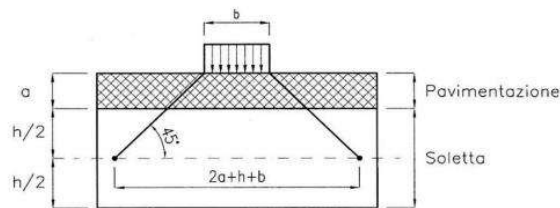


Fig. 5.1.3.a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

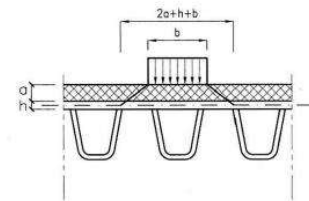


Fig. 5.1.3.b - Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Caratteristiche dei materiali

CLS 28/35

Densità	$\delta = 25,00$	kN/m^3
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C = 1,50$	---
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} = 0,85$	---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 35,00$	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 29,05$	MPa
Modulo di elasticità	$E_c = 32588,11$	MPa
Resistenza a compressione	$f_d = 19,37$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 16,46$	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 2,83$	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1,98$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1,32$	MPa

ACCIAIO Feb44k

Densità	$\delta = 78,50$	kN/m^3
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S = 1,15$	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 440,00$	MPa
Modulo di elasticità	$E_s = 206000,00$	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = 382,61$	MPa

Caratteristiche delle sezioni

Altezza totale piastra	h =	15,00	cm
Altezza utile piastra	d =	12,00	cm
Lato X area caricata	Bx =	27,00	cm
Lato Y area caricata	By =	32,00	cm

Lato X critico = Bx+(2a+h)	Bux =	52,00	cm
Lato Y critico = By+(2a+h)	Buy =	57,00	cm
Perimetro critico = (Bux+Buy)*2	u =	218,00	cm
Sezione critica = u*d	Su =	2616,00	cm ²

Carico Totale di Progetto	(V_{Ed}) N_{Ed} =	101,76	kN
----------------------------------	--	---------------	-----------

Sollecitazione di taglio agente per unità di lunghezza (EC2 - eq. 4.50)

$$V_{Ed} = N_{Ed} \cdot \beta / u \quad V_{Ed} = 46,21 \quad \text{kN/m}$$

, dove: $\beta = 1$ Tiene conto degli effetti della possibile eccentricità del carico

Verifica allo stato limite ultimo

V _{Rd1}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre prive di armatura a taglio
V _{Rd2}	Massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio
V _{Rd3}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Piastre prive di armatura a taglio	V _{Rd1}	>	V _{Ed}
Piastre dotate di armatura a taglio	V _{Rd3}	≥	V _{Ed}

Piastre prive di armatura a taglio

Parametri di Calcolo		udm	Valore
Asl _x	Armatura longitudinale tesa in BuX	cm ²	2,04
Asl _y	Armatura longitudinale tesa in BuY	cm ²	2,24
ρ _{1x}	Percentuale d'armatura dir.X= Asl/Bux*d ≤ 0,02	-	0,0033
ρ _{1y}	Percentuale d'armatura dir.Y= Asl/Buy*d ≤ 0,02	-	0,0033
ρ ₁	Percentuale d'armatura tot = radq(ρ _{1x} *ρ _{1y}) ≤ 0,015	-	0,0033
τ _{Rd}	Tensione resistente = 0,25*f _{ctk} /γ _C	MPa	0,33
k	1,6-d ≥ 1	-	1,48

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza		udm	Valore
V _{Rd1}	= τ _{Rd} *k*(1,2+40ρ ₁)*d	kN/m	78,17
V _{Ed} /V _{Rd1}		---	59%
Verifica			OK

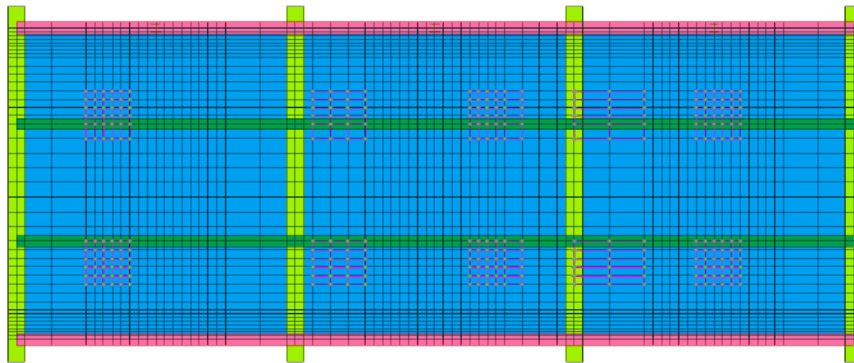
La verifica è soddisfatta.

- Carico 44t CdS / 5 assi come da schema su impronta ruota 27x32 cm (pressione ruota: 6,94 kg/cm²).

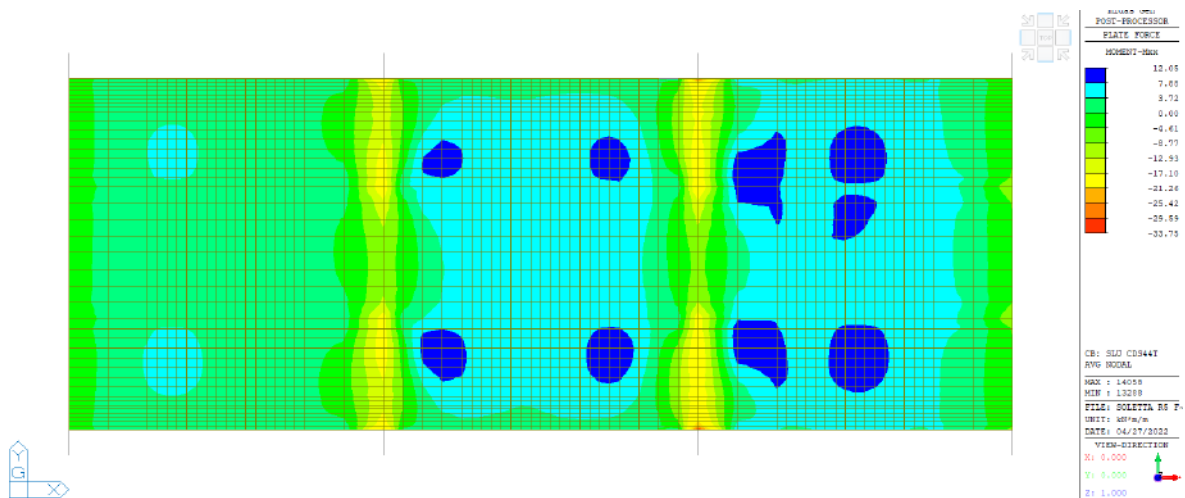
Si riporta di seguito la localizzazione dei carichi concentrati applicati:



Figura 6.3.1 – Possibile distribuzione di carico corrispondente ad un mezzo di 440 kN



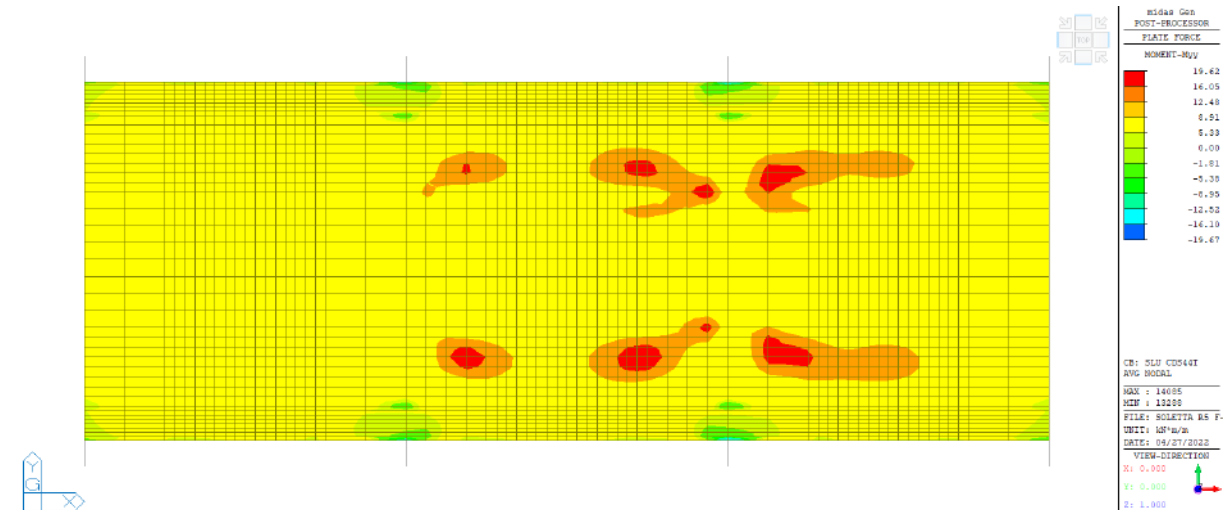
Mxx:



M+ = 12,05 kNm/m
M- = 21,26 kNm/m

Valore di picco
Valore di picco

Myy:



M+ = 19,62 kNm/m Valore di picco
 M- = 8,95 kNm/m

Momento resistente positivo:

Mrd+ = 22,18 kNm/m

Msd/Mrd = 0,88 < 1,00 **Verificato**

Momento resistente negativo:

Per la valutazione del momento resistente negativo in corrispondenza degli appoggi si considera la presenza del calcestruzzo all'interno delle greche della lamiera, che contribuisce ad aumentare il braccio interno della sezione resistente. Si considera un aumento dell'altezza utile pari alla semialtezza della greca (2,5 cm).

Mrd- = 23,65 kNm/m

Msd/Mrd = 0,90 < 1,00 **Verificato**

Di seguito la valutazione degli effetti dei carichi concentrati sul punzonamento della soletta:

La verifica viene eseguita considerando la diffusione dei carichi prevista dalla normativa al §5.1.3.3.6:

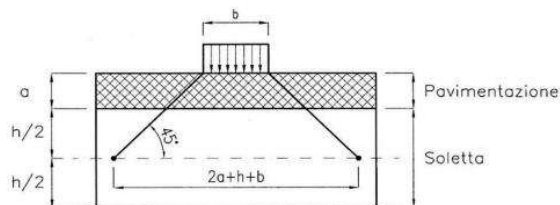


Fig. 5.1.3.a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

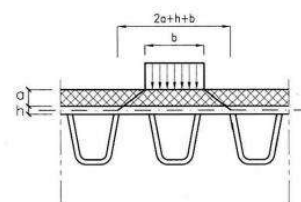


Fig. 5.1.3.b - Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Caratteristiche dei materiali

CLS 28/35			
Densità	$\delta =$	25,00	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1,50	---
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	35,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	29,05	MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	32588,11	MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	19,37	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	16,46	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,83	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,98	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,32	MPa

ACCIAIO Feb44k			
Densità	$\delta =$	78,50	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	440,00	MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	382,61	MPa

Caratteristiche delle sezioni

Altezza totale piastra	$h =$	15,00	cm
Altezza utile piastra	$d =$	12,00	cm
Lato X area caricata	$B_x =$	27,00	cm
Lato Y area caricata	$B_y =$	32,00	cm

Lato X critico = $B_x + (2a + h)$	$B_{ux} =$	52,00	cm
Lato Y critico = $B_y + (2a + h)$	$B_{uy} =$	57,00	cm
Perimetro critico = $(B_{ux} + B_{uy}) \cdot 2$	$u =$	218,00	cm
Sezione critica = $u \cdot d$	$S_u =$	2616,00	cm ²

Carico Totale di Progetto	(V_{Ed}) $N_{Ed} =$	101,76	kN
----------------------------------	--	---------------	-----------

Sollecitazione di taglio agente per unità di lunghezza (EC2 - eq. 4.50)

$$V_{Ed} = N_{Ed} \cdot \beta / u \quad V_{Ed} = 46,21 \quad \text{kN/m}$$

, dove: $\beta = 1$ Tiene conto degli effetti della possibile eccentricità del carico

Verifica allo stato limite ultimo

V_{Rd1}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre prive di armatura a taglio
V_{Rd2}	Massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio
V_{Rd3}	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Piastre prive di armatura a taglio	V_{Rd1}	>	V_{Ed}
Piastre dotate di armatura a taglio	V_{Rd3}	\geq	V_{Ed}

Piastre prive di armatura a taglio

Parametri di Calcolo		udm	Valore
Asl _x	Armatura longitudinale tesa in BuX	cm ²	2,04
Asl _y	Armatura longitudinale tesa in BuY	cm ²	2,24
ρ_{1x}	Percentuale d'armatura dir.X= Asl/Bux*d $\leq 0,02$	-	0,0033
ρ_{1y}	Percentuale d'armatura dir.Y= Asl/Buy*d $\leq 0,02$	-	0,0033
ρ_1	Percentuale d'armatura tot =radq($\rho_{1x} * \rho_{1y}$) $\leq 0,015$	-	0,0033
τ_{Rd}	Tensione resistente = $0,25 * f_{ctk} / \gamma_C$	MPa	0,33
k	$1,6-d \geq 1$	-	1,48

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza		udm	Valore
$V_{Rd1} = \tau_{Rd} * k * (1,2 + 40\rho_1) * d$		kN/m	78,17
V_{Ed} / V_{Rd1}		---	59%
Verifica			OK

La verifica è soddisfatta.

Secondo quanto riportato nelle Linee Guida citate, è quindi verificato lo STATO LIMITE DI TRANSITABILITA' CdS PER MEZZI PESANTI.

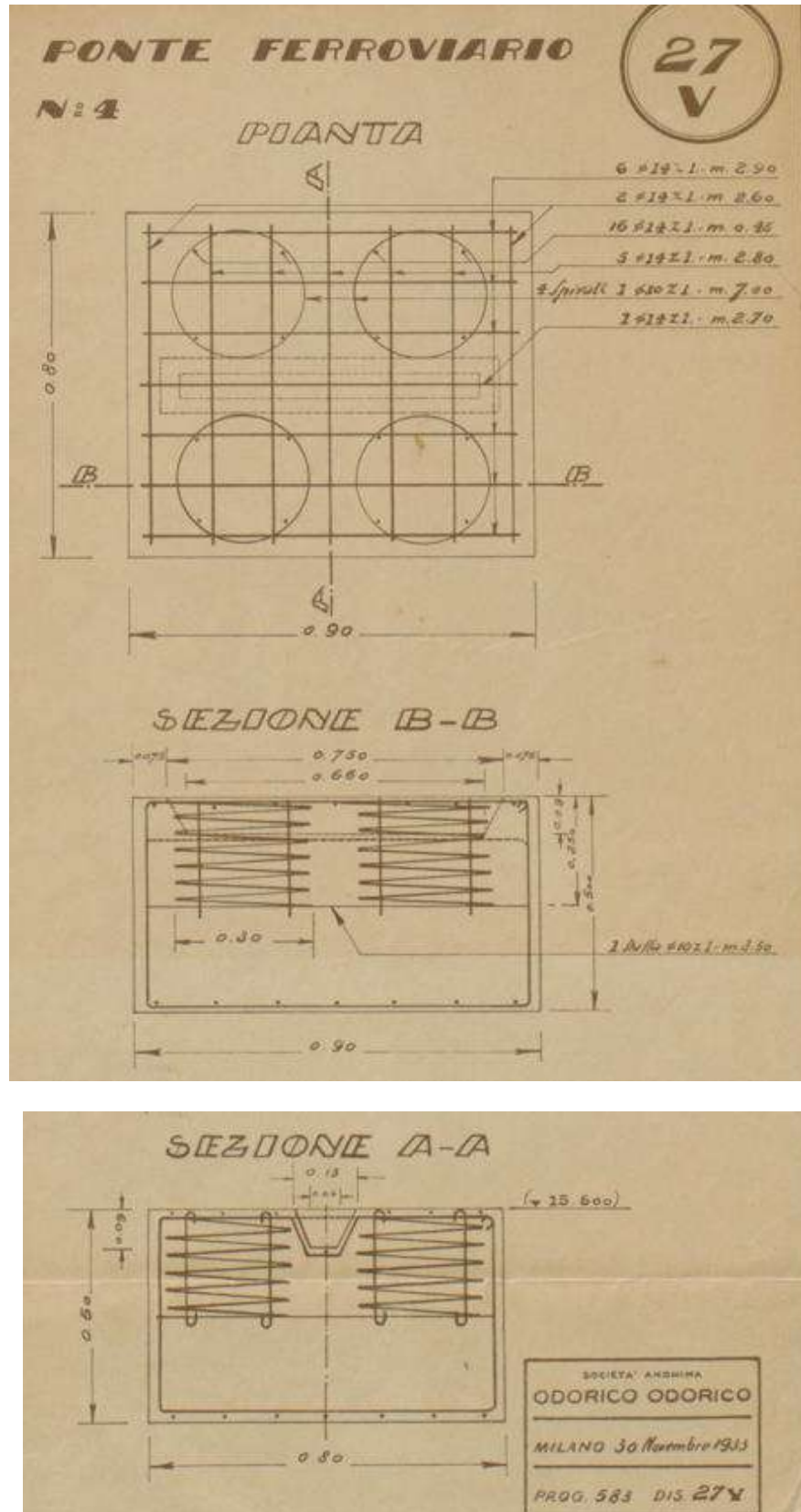
Per le verifiche non sono state operate riduzioni dei coefficienti parziali di sicurezza amplificativi delle azioni previsti dalle NTC 2018.

In ragione di quanto sopra riportato, si desume che la soletta di impalcato del ponte ferroviario è idonea al transito dei veicoli e dei mezzi d'opera ammessi da codice della strada, e pertanto non sono necessarie specifiche limitazioni di traffico per i mezzi di normale transito. Non sono tuttavia ammessi transiti eccezionali, a meno di specifiche valutazioni del caso.

2.6. VERIFICA APPOGGI

Gli appoggi del ponte ex-ferroviario risultano analoghi per geometria a quelli del ponte stradale, e lo schema di vincolo dell'impalcato è il medesimo.

Si riportano gli elaborati grafici originali riguardanti i pulvini:



Si considera innanzi tutto la verifica a schiacciamento del calcestruzzo del pulvino, sottoposto ai massimi carichi verticali.

Si riportano a favore di sicurezza gli involuppi delle sommatorie delle reazioni nelle direzioni principali per il ponte stradale, prendendo in considerazione sia le combinazioni statiche che sismiche:

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT				
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	
STL ENV	-923.090010	-861.919858	8215.215920	

X = asse longitudinale ponte

Si nota che la massima reazione vincolare verticale è pari a:

Fz = 8215,2 kN

Considerando i 4 appoggi, per il singolo appoggio si ha:

Fz = 2053,80 kN/appoggio

Considerando l'impronta dell'apprecchio, si calcola la pressione sul calcestruzzo del pulvino:

a = 600 mm

b = 700 mm

σ = 4,89 Mpa

La tensione di compressione risulta inferiore alla resistenza a compressione del calcestruzzo del pulvino, assunta a favore di sicurezza pari a quella della spalla:

fcd = 11,33 Mpa

Oltre a trasferire le azioni statiche, gli appoggi devono garantire il trasferimento delle sollecitazioni orizzontali di natura sismica.

Nel caso di azione sismica diretta lungo l'asse longitudinale del ponte, essa si trasferisce alla spalla per mezzo del tacco di taglio inserito nel pulvino.

Si verificano pertanto la resistenza a compressione del calcestruzzo interessato dalla pressione, e la resistenza a taglio dell'acciaio che costituisce il tacco di taglio.

Fx = 923,09 kN

Considerando i 2 appoggi fissi in senso longitudinale del ponte, per il singolo appoggio si ha:

Fx = 461,55 kN/appoggio

Considerando le dimensioni del tacco di taglio, si calcola la pressione sul calcestruzzo del pulvino:

a = 90 mm

b = 660 mm

σ = 7,77 Mpa

La pressione risulta inferiore alla resistenza a compressione del calcestruzzo del pulvino, assunta a favore di sicurezza pari a quella della spalla:

fcd = 11,33 Mpa

Si valuta la resistenza a taglio del tacco, avente sezione:

$l =$ 660 mm
 $sp =$ 60 mm
 $\tau =$ 11,66 MPa

La tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio dell'acciaio, pari a:

$\tau_{rd} =$ 129,22 Mpa

Per quanto riguarda la sollecitazione sismica in direzione ortogonale all'asse del ponte, non essendovi superficie di ripartizione delle tensioni, in quanto il tacco presenta di spessore pari a 60 mm, la verifica non risulta soddisfatta, e per questo si prevede un intervento di rinforzo dell'appoggio.

Trattasi di intervento locale di rinforzo sull'apparecchio, che non modifica il comportamento globale del manufatto nel suo insieme.

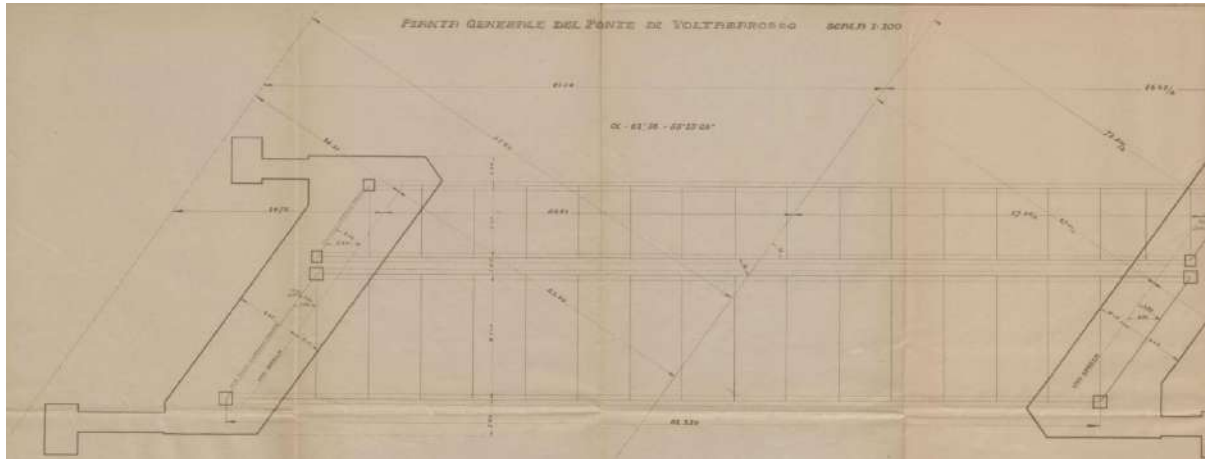
Le considerazioni sopra riportate valgono sia per gli appoggi fissi che per quelli scorrevoli, quindi saranno rinforzati entrambi.

Essendo gli appoggi meno sollecitati rispetto a quelli del ponte stradale, ed adottando i medesimi rinforzi, le verifiche risultano automaticamente soddisfatte.

3. VERIFICA SPALLE

Si riporta di seguito la verifica delle spalle in c.a. del ponte.

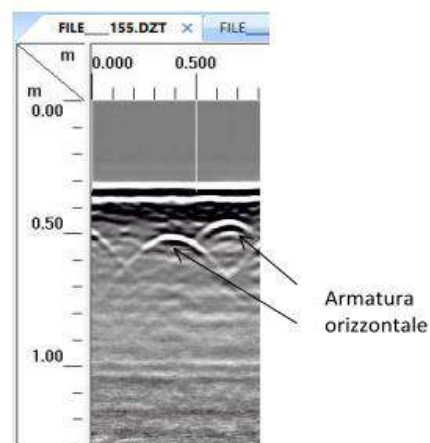
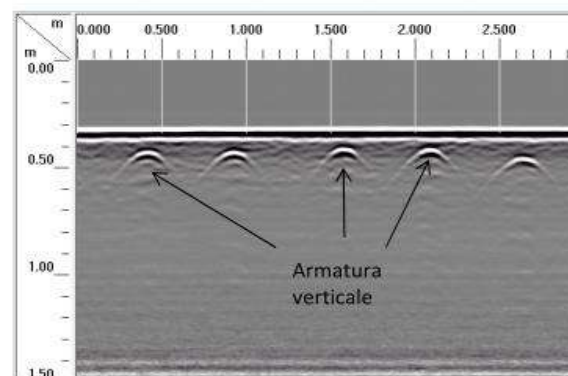
La geometria e le armature vengono ricavate dagli elaborati grafici di progetto originali, da cui risulta che le spalle sono fondate su platee impostate su pali in c.a..



Il posizionamento delle armature è stato verificato con indagini in situ ed è risultato coerente con quanto indicato in progetto.

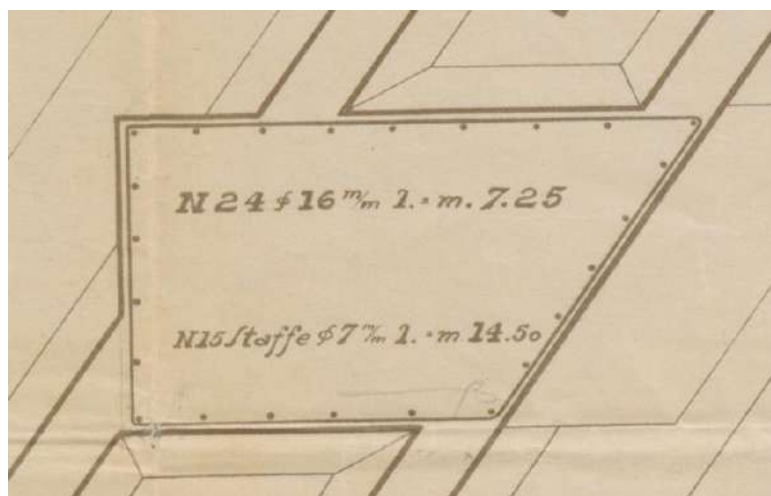
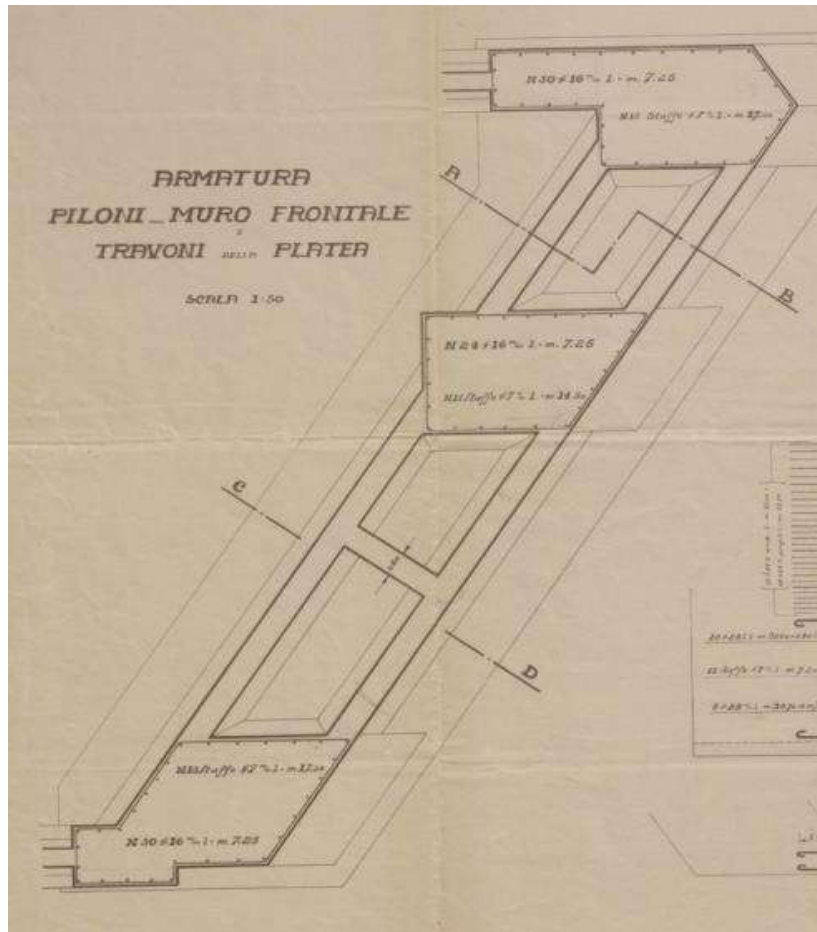
D1 – Spalla

Armatura metallica verticale passo variabile 50/70 cm
Ferri orizzontali passo variabile 25/30 cm



La verifica riguarda la trasmissione delle sollecitazioni sismiche. Si prende in esame il caso maggiormente gravoso di sollecitazione sismica in direzione longitudinale del ponte, che si somma alla spinta del terreno sul muro di contenimento della spalla.

Si considera nella verifica il pilone centrale, in quanto soggetto alle sollecitazioni dovute a due appoggi.



Si considera inoltre l'incremento di azione orizzontale dovuta a terreno e sovraccarichi a causa dell'azione sismica, secondo quanto indicato al §7.11.6.2.1 delle NTC 2018:

$a_{\max} =$	$ag \cdot S =$	0,164 g	
$\beta_m =$		1	a favore di sicurezza
$k_h =$	$\alpha \beta \cdot a_{\max} =$	0,16	
$S_t =$		975,76 kN	
$S_q =$		274,36 kN	
$F_t = S \cdot k_h =$		160,03 kN	
$F_q = S \cdot k_h =$		44,99 kN	

L'azione sismica concentrata trasmessa dai due appoggi ricadenti sul pilone, nel caso di sisma in direzione longitudinale rispetto al ponte sono:

Stradale	$F =$	743,5	kN
Ex-ferr.	$F =$	461,5	kN

Il momento flettente complessivo alla base della spalla viene calcolato considerando i bracci di azione delle risultanti delle forze:

$b_t =$	2,73 m
$b_q =$	4,09 m
$b_{\text{sism}} =$	8,18 m

I momenti flettenti sono quindi:

$M_t =$	3096,92 kNm
$M_q =$	1306,16 kNm
$M_{\text{sism}} =$	9856,90 kNm
M tot	14259,97 kNm

Il momento resistente della spalla si valuta mediante il programma Vca.slu del Prof. Piero Gelfi, relativo al verso del momento flettente considerato.

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	370	0
3	570	300
4	0	300

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
20	2,01	275	295
21	2,01	325	295
22	2,01	405	295
23	2,01	485	295
24	2,01	545	295

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N kN
M kNm
M

P.to applicazione N
☐ Centro ☒ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
Acciaio **C20/25**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M kN m
M kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x **x/d**
 δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio Mx-My**
angolo asse neutro θ°
☐ Precompresso

Mrd- = 17699,00 kNm

Msd/Mrd = 0,81 < 1,00 **Verificato**

Considerando l'altro verso del momento flettente, caso in cui la spinta del terreno è presente soltanto per circa 4 m nella parte bassa del pilone, e non ci sono azioni da sovraccarico si ha:

h = 4,18 m
 \varnothing = 30 ° (Valore medio da relazione geologica)
 γ = 18 kN/m³ Peso proprio terreno
b = 4,91 m Larghezza di influenza spinta terreno

La larghezza di influenza viene valutata tenendo conto del contrafforte presente in corrispondenza all'asse del ponte stradale.

St = 254,79 kN

Si considera inoltre l'incremento di azione orizzontale dovuta al terreno a causa dell'azione sismica, secondo quanto indicato al §7.11.6.2.1 delle NTC 2018:

a_{max} = $ag \cdot S$ = 0,164 g
 β_m = 1 a favore di sicurezza
 kh = $\alpha \beta \cdot a_{max}$ = 0,16

$$St = 254,79 \text{ kN}$$

$$Ft = S \cdot k_h = 41,79 \text{ kN}$$

L'azione sismica concentrata trasmessa dai due appoggi ricadenti sul pilone, nel caso di sisma in direzione longitudinale rispetto al ponte sono:

$$\begin{array}{ll} \text{Stradale} & F = 743,5 \text{ kN} \\ \text{Ex-ferr.} & F = 461,5 \text{ kN} \end{array}$$

Il momento flettente complessivo alla base della spalla viene calcolato considerando i bracci di azione delle risultanti delle forze:

$$bt = 1,39 \text{ m}$$

$$b \text{ sism} = 4,18 \text{ m}$$

I momenti flettenti sono quindi:

$$\begin{array}{ll} Mt = & 413,24 \text{ kNm} \\ M \text{ sism} = & 5036,90 \text{ kNm} \\ \hline \mathbf{M \text{ tot}} & \mathbf{5450,14 \text{ kNm}} \end{array}$$

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	370	0
3	570	300
4	0	300

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
20	2,01	275	295
21	2,01	325	295
22	2,01	405	295
23	2,01	485	295
24	2,01	545	295

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N **0** kN
M_{xEd} **0** kNm
M_{yEd} **0**

P.to applicazione N
☐ Centro ☒ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
Acciaio **C20/25**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x **x/d**
 δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

$$Mrd+ = 15055,00 \text{ kNm}$$

$$Msd/Mrd = 0,36 < 1,00 \quad \mathbf{Verificato}$$

Si riporta inoltre la valutazione di sicurezza relativa in direzione trasversale al ponte, in cui non è presente il carico del terreno. Si considera in questo caso lo sforzo normale derivante da un solo appoggio, e si considera che l'appoggio resiste a metà dell'azione sismica orizzontale complessiva, avendo rinforzato soltanto i due appoggi esterni per ciascun impalcato.

Lo sforzo normale si valuta in ragione delle reazioni vincolari ricavate dal modello numerico. Si considera l'appoggio del ponte stradale, in quanto maggiormente sollecitato.

R app stradale = 1782,75 kN
PP spalla = 2179,15 kN
N tot = 3961,90 kN

L'azione sismica concentrata trasmessa dall'appoggio ricadente sul pilone, nel caso di sisma in direzione trasversale rispetto al ponte è:

Stradale F = 798,5 kN

Il momento flettente complessivo alla base della spalla viene calcolato considerando il braccio di azione della forza:

b sism = 8,18 m

M sism = 6531,73 kNm

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	370	0
3	570	300
4	200	300

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
15	2,01	485	197
16	2,01	520	245
17	2,01	450	295
18	2,01	350	295
19	2,01	215	295
20	2,01	275	295

Sollecitazioni
S.L.U.

N_{Ed} **0** kN
M_{xEd} **0** kNm
M_{yEd} **0**

P.to applicazione N
☐ Centro ☒ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
Acciaio **C20/25**
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
τ_{c1}

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Mrd = 7001,00 kNm

Msd/Mrd = 0,93 < 1,00 **Verificato**

4. VERIFICA PASSERELLE PEDONALI

Si riportano di seguito le verifiche delle passerelle pedonali realizzate in occasione degli interventi di manutenzione straordinaria eseguiti nel 1987.

Le passerelle sono collegate direttamente alla struttura mediante unione bullonata.

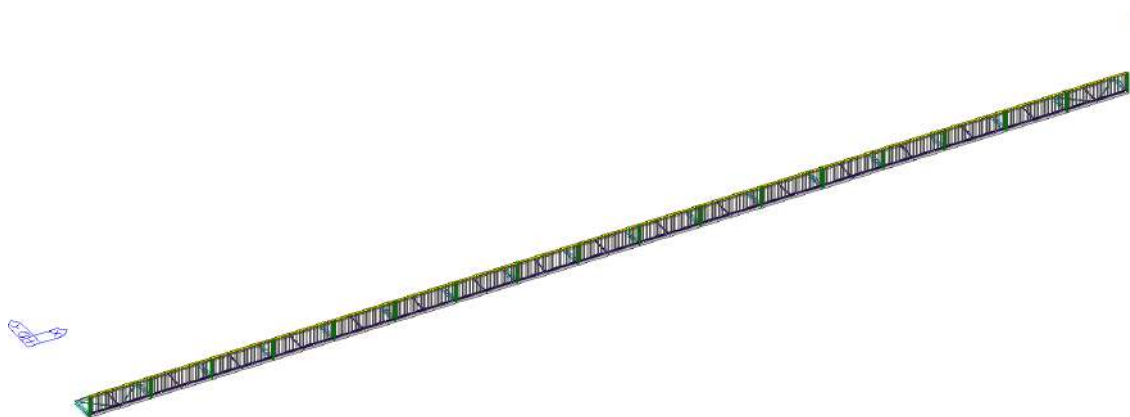
Per le caratteristiche dei materiali sono stati presi in considerazione i valori di progetto originali.



La verifica delle strutture è stata eseguita separatamente dalla struttura principale del ponte, considerando su di esso le sollecitazioni generate da tali elementi, sollecitati dal carico da folla.

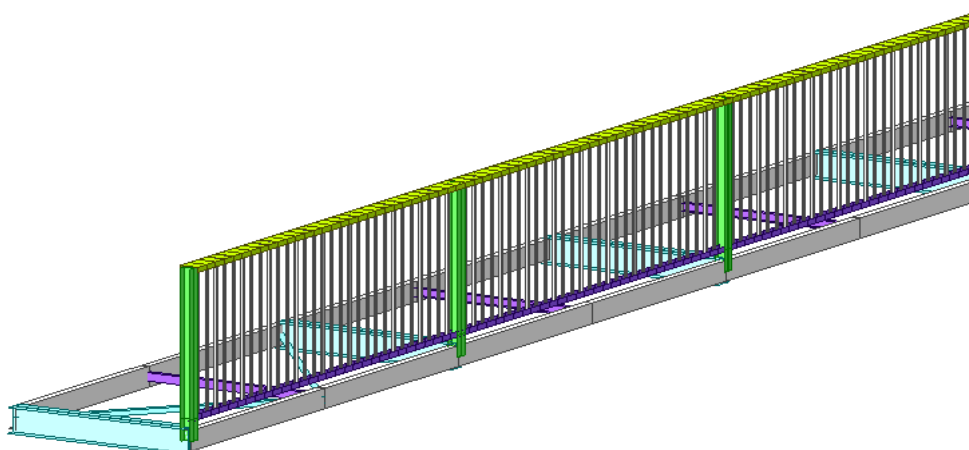
Vista tridimensionale modello

RIF.MOD. Passerella r1.mgb



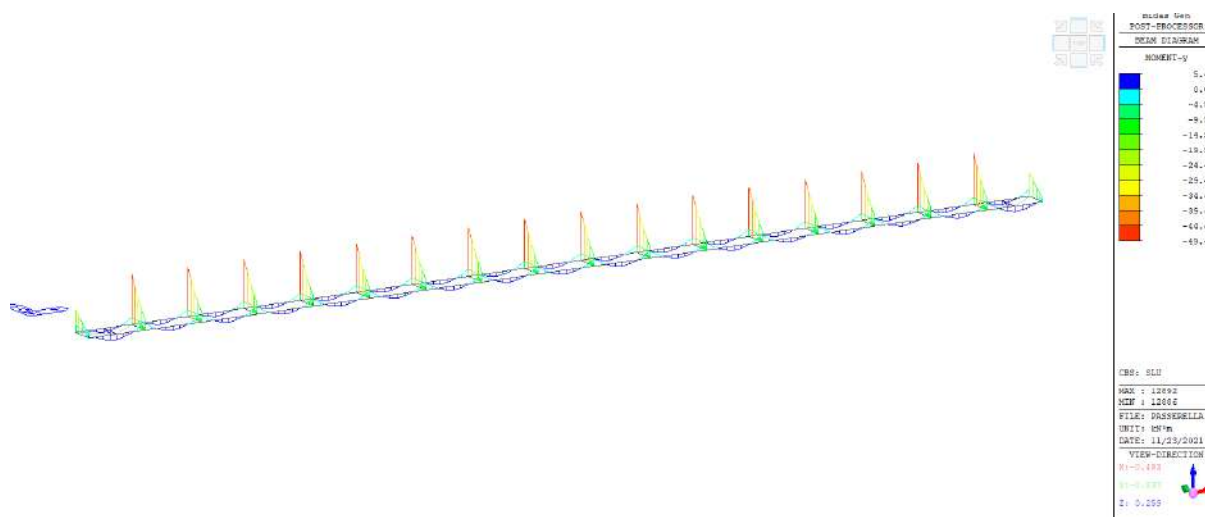
La passerella è costituita da travi realizzate con n. 2 UPN200 accoppiati, incastrati alla struttura del ponte a passo 365 cm, che sorreggono in punta il parapetto. Il parapetto è realizzato con profili 2UPN80, mentre il corrimano è realizzato con un profilo a C150x40x4 pressopiegato.

Il piano di calpestio è sorretto da 2 profili C160 longitudinali, ed è costituito da piastre in lamiera striata di spessore 5 mm

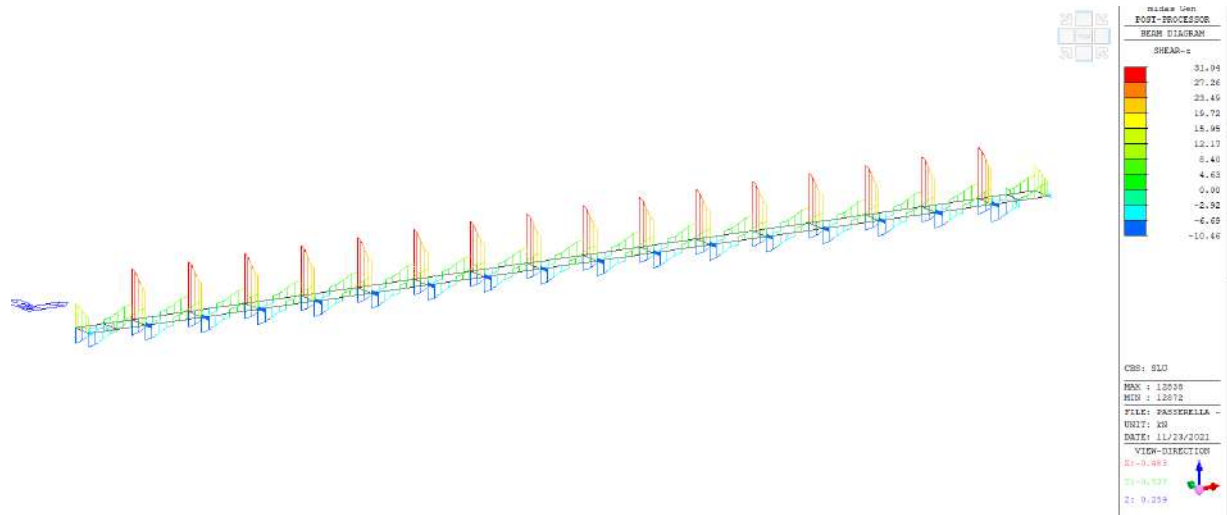


Si riportano di seguito gli inviluppi SLU delle sollecitazioni sugli elementi principali che costituiscono la passerella.

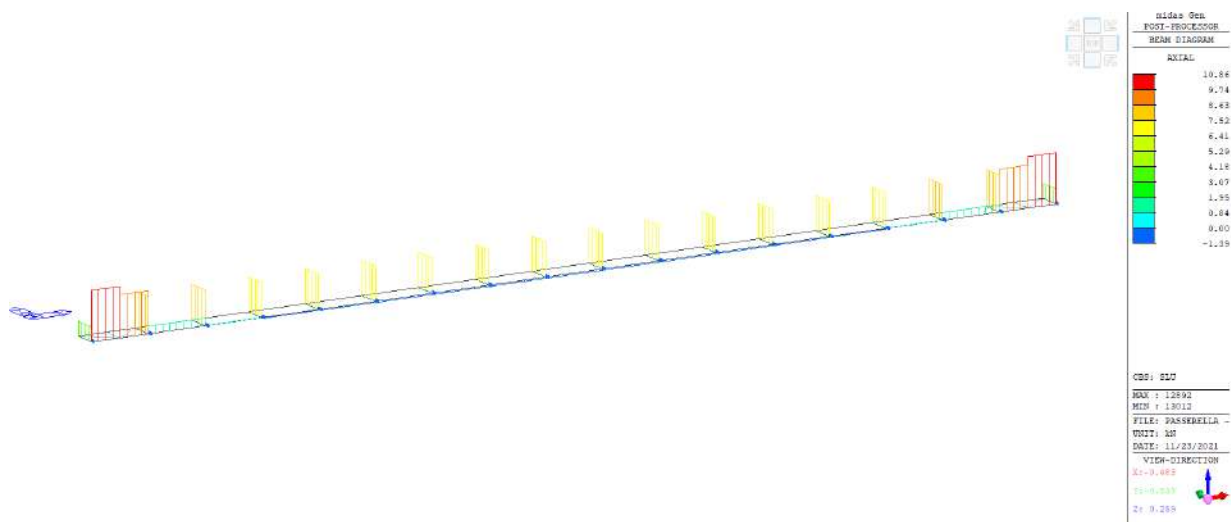
Momento flettente



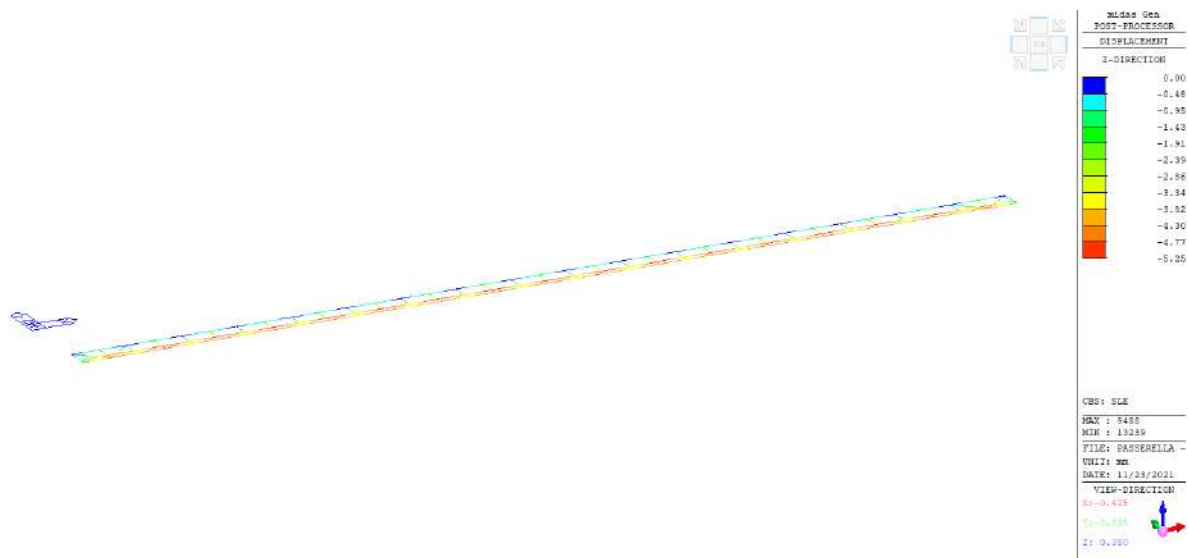
Taglio



Sforzo normale



Deformazione verticale SLE

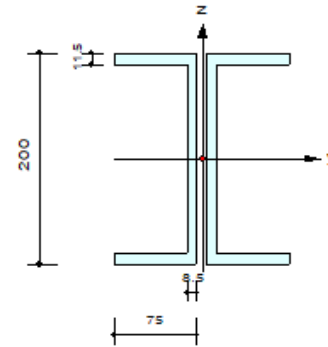


Si riportano di seguito le verifiche di resistenza dei principali profili che costituiscono la passerella:

Mensole 2UPN200

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, mm
Member No	12886
Material	S235 (No:2) ($F_y = 0.23500$, $E_s = 210.000$)
Section Name	2UPN200 (No:27) (Built-up Section).
Member Length	: 1500.00



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 7.80568$ (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments	$M_y = -49424$, $M_z = -2.7017$
End Moments	$M_{yi} = -10459$, $M_{yj} = -49424$ (for L_b) $M_{yi} = -10459$, $M_{yj} = -49424$ (for L_y) $M_{zi} = -2.8234$, $M_{zj} = -2.7017$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = 0.00100$ (LCB: 1, POS:1/2) $F_{zz} = 31.0367$ (LCB: 1, POS:J)

Depth	200.000	Web Thick	8.50000
Flg Width	75.0000	Flg Thick	11.5000
BTB Spacing	10.0000		
Area	6459.00	Asz	3400.00
Qyb	13479.7	Qzb	2812.50
Iyy	38540334	Izz	8124324
Ybar	80.0000	Zbar	100.000
Wely	385403	Welz	101554
ry	77.2458	rz	35.4059

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 1500.00$, $L_z = 1500.00$, $L_b = 1500.00$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$L/r = 42.3 < 300.0$ (Memb:12886, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{tRd} = 7.81/1445.59 = 0.005 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 49424/102574 = 0.482 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 2.7/39045.4 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = \max[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$

$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\beta}$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{max} = \max[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.487 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.071 < 1.000$ O.K

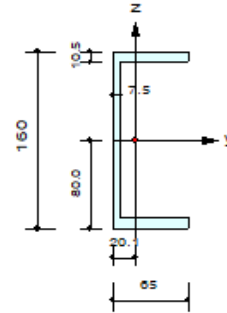
5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 6.0000 > 0.7228$ (Memb:12886, LCB: 2, POS: 833.3mm, Dir-Z)..... O.K

Profili longitudinali C160

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, mm
Member No	12890
Material	S235 (No:2) ($F_y = 0.23500$, $E_s = 210.000$)
Section Name	UPN160 (No:28) (Rolled : UPN160).
Member Length	: 1825.00



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 9.07371$ (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments	$M_y = -7278.1$, $M_z = 4.42383$
End Moments	$M_{yi} = 5444.79$, $M_{yj} = -7278.1$ (for L_b) $M_{zi} = 5444.79$, $M_{zj} = -7278.1$ (for L_y) $M_{zi} = -8.1914$, $M_{zj} = 4.42383$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = -0.0069$ (LCB: 1, POS:1/2) $F_{zz} = 10.4643$ (LCB: 1, POS:J)

Depth	160.000	Web Thick	7.50000
Top F Width	55.0000	Top F Thick	10.5000
Bot.F Width	55.0000	Bot.F Thick	10.5000
Area	2400.00	Asz	1200.00
Oyb	9217.38	Ozb	1010.22
Iyy	9250000	Izz	853000
Ybar	20.0508	Zbar	80.0000
Wely	116000	Welz	18300.0
ry	62.1000	rz	18.9000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 1825.00$, $L_z = 1825.00$, $L_b = 1825.00$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 96.6 < 200.0 \text{ (Memb:12869, LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 9.074/537.143 = 0.017 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 7278.1/30796.2 = 0.236 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 4.42/8776.68 = 0.001 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$$

$$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM)] = 0.254 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.066 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

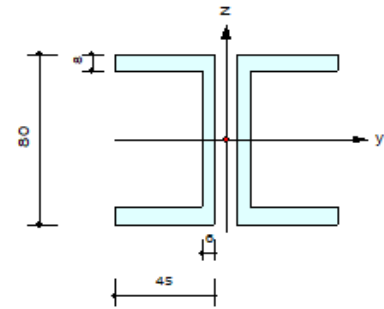
5. Deflection Checking Results

$$L/250.0 = 7.3000 > 0.4779 \text{ (Memb:12836, LCB: 2, POS:1115.3mm, Dir-Z)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Montanti UPN80

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, mm
Member No 14286
Material S235 (No:2)
($F_y = 0.23500$, $E_s = 210.000$)
Section Name 2UPN80 (No:2)
(Built-up Section).
Member Length : 170.000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -1.3180$ (LCB: 1, POS:1)
Bending Moments $M_y = -10464$, $M_z = -1029.3$
End Moments $M_{yi} = -10464$, $M_{yj} = -9135.1$ (for L_b)
 $M_{zi} = -10464$, $M_{zj} = -9135.1$ (for L_y)
 $M_{zi} = -1029.3$, $M_{zj} = 239.074$ (for L_z)
Shear Forces $F_{yy} = -7.4613$ (LCB: 1, POS:1/2)
 $F_{zz} = -7.8146$ (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	80.0000	Web Thick	6.00000
Flg Width	45.0000	Flg Thick	8.00000
BTB Spacing	10.0000		
Area	2208.00	Asz	980.000
Oyb	2672.00	Ozb	1012.50
Iyy	2136084	Izz	1383456
Ybar	50.0000	Zbar	40.0000
Wely	53401.6	Welz	27669.1
ry	31.1034	rz	25.0313

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 170.000$, $L_z = 170.000$, $L_b = 170.000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 46.7 < 200.0$ (Membr:12921, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 1.318/494.171 = 0.003 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 10463.6/14352.5 = 0.729 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 1029.3/10237.9 = 0.101 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{Ny_Rd}, M_{Edz}/M_{Nz_Rd}]$

$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{Ny_Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{Nz_Rd})^{\beta}$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{cLT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{cLT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.832 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

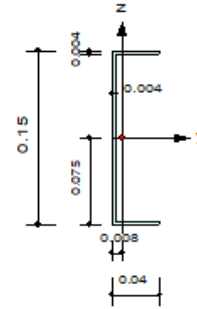
$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.040 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.063 < 1.000$ O.K

Corrimano C150x40x4

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	14285
Material	S235 (No:2) ($F_y = 235000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	C150x40x4 (No:1) (Built-up Section).
Member Length	: 0.12167



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -1.6805$ (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments	$M_y = -2.3390$, $M_z = 0.13875$
End Moments	$M_{yi} = -2.3390$, $M_{yj} = -1.8939$ (for Lb) $M_{zi} = -2.3390$, $M_{zj} = -1.8939$ (for Ly) $M_{zi} = 0.13875$, $M_{zj} = 0.10726$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = 0.26444$ (LCB: 1, POS:I) $F_{zz} = -3.7820$ (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.15000	Web Thick	0.00400
Top F Width	0.04000	Top F Thick	0.00400
Bot.F Width	0.04000	Bot.F Thick	0.00400
Area	0.00089	Asz	0.00080
Oyb	0.00544	Ozb	0.00050
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.00849	Zbar	0.07500
Wely	0.00004	Welz	0.00000
ry	0.05473	rz	0.01112

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 0.12167$, $L_z = 0.12167$, $L_b = 0.12167$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 10.9 < 200.0$ (Memb:14285, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 1.680/198.743 = 0.008 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 2.3390/9.74109 = 0.240 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.13875/1.39249 = 0.100 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{Ny,Rd}, M_{Edz}/M_{Nz,Rd}]$

$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{Ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{Nz,Rd})^{\beta}$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{cLT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{cLT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.348 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.006 < 1.000$ O.K

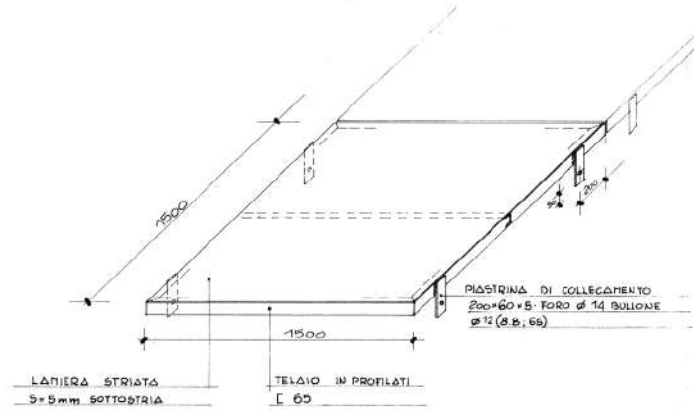
$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.052 < 1.000$ O.K

Verifica piastra di calpestio

Si riporta di seguito la verifica della piastra metallica che costituisce il piano di calpestio della passerella.

Il telaio di supporto della lamiera presenta dimensioni 150x150 cm, con un traverso intermedio in profilo C65 e profili perimetrali della medesima sezione.

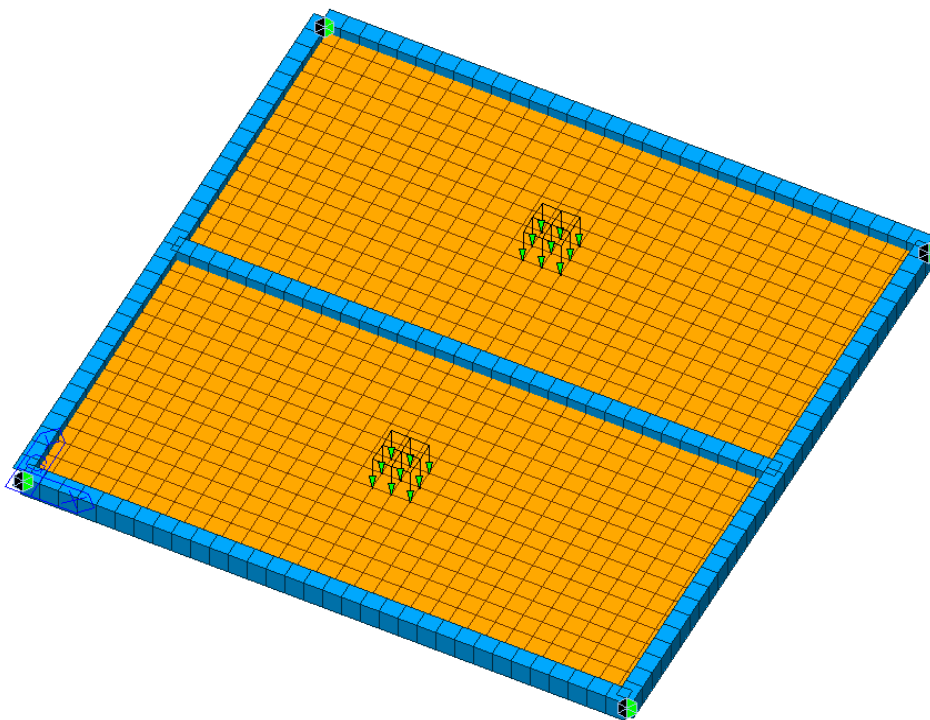
Elemento prefabbricato di calpestio zincato a caldo (1500x1500 mm)



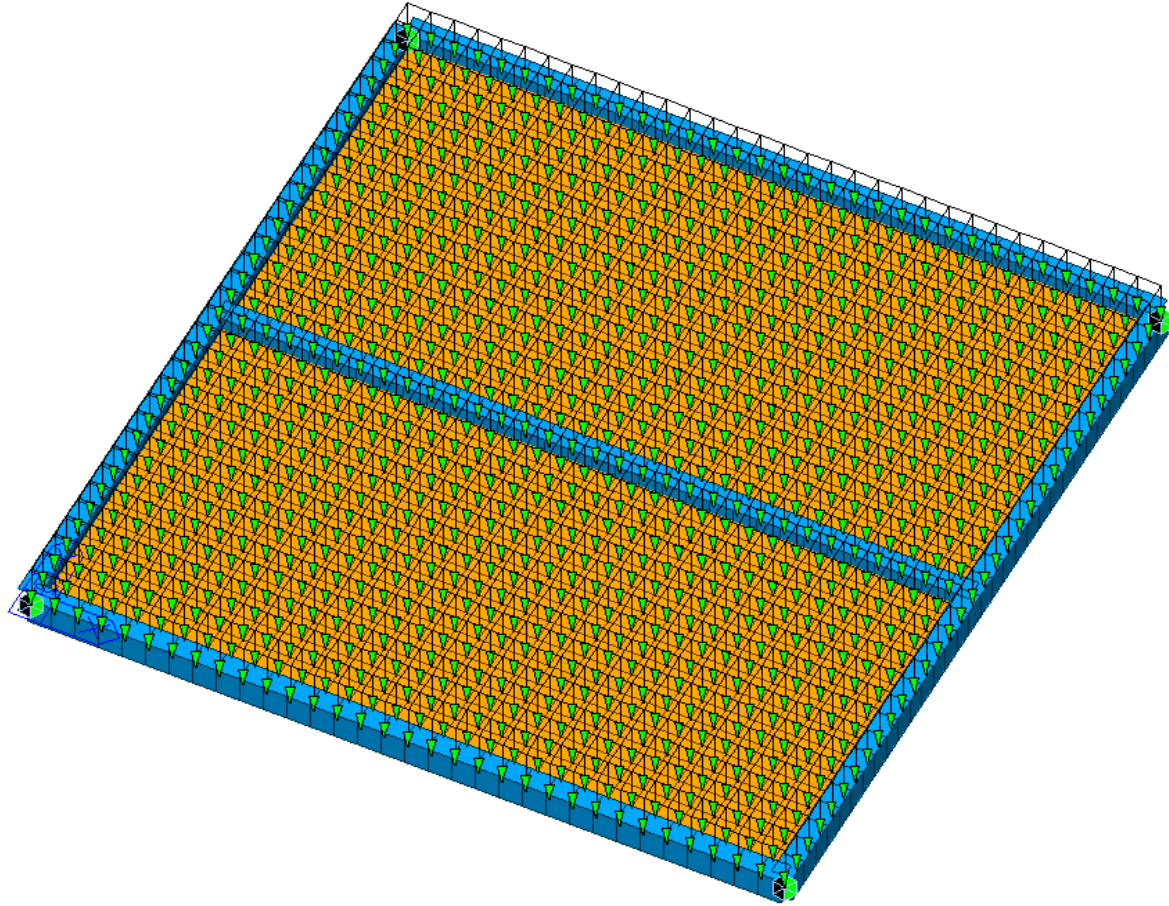
La verifica viene eseguita considerando sia il carico da folla (Schema di carico n. 5 - 5 kN/mq) sia il carico concentrato di 10 kN previsto allo schema di carico n. 4.

La verifica viene eseguita mediante un modello numerico della piastra tipica della passerella mediante il software MidasGEN:

Schema di carico 4



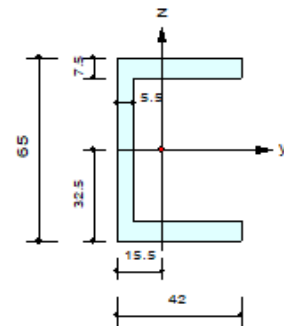
Schema di carico 5



Verifica C65

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System N, mm
Member No 633
Material S235 (No:1)
($F_y = 235.000$, $E_s = 210000$)
Section Name U65 (No:1)
(Rolled : U65).
Member Length : 46.8750



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments $M_y = 3761448$, $M_z = 0.00000$
End Moments $M_{yi} = 3761448$, $M_{yj} = 3542187$ (for Lb)
 $M_{yi} = 3761448$, $M_{yj} = 3542187$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:1/2)
 $F_{zz} = 4679.76$ (LCB: 1, POS:J)

Depth	65.0000	Web Thick	5.50000
Top F Width	42.0000	Top F Thick	7.50000
Bot.F Width	42.0000	Bot.F Thick	7.50000
Area	903.000	Asz	357.500
Oyb	1059.09	Ozb	352.334
Iyy	575000	Izz	141000
Ybar	15.4544	Zbar	32.5000
Wely	17700.0	Wetx	5070.00
ry	25.2000	rx	12.5000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 46.8750$, $L_z = 46.8750$, $L_b = 46.8750$
 Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
 Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$L/r = 3.8 < 300.0$ (Memb:633, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0/212205 = 0.000 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 3761448/5064250 = 0.743 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0/2437733 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = \max[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

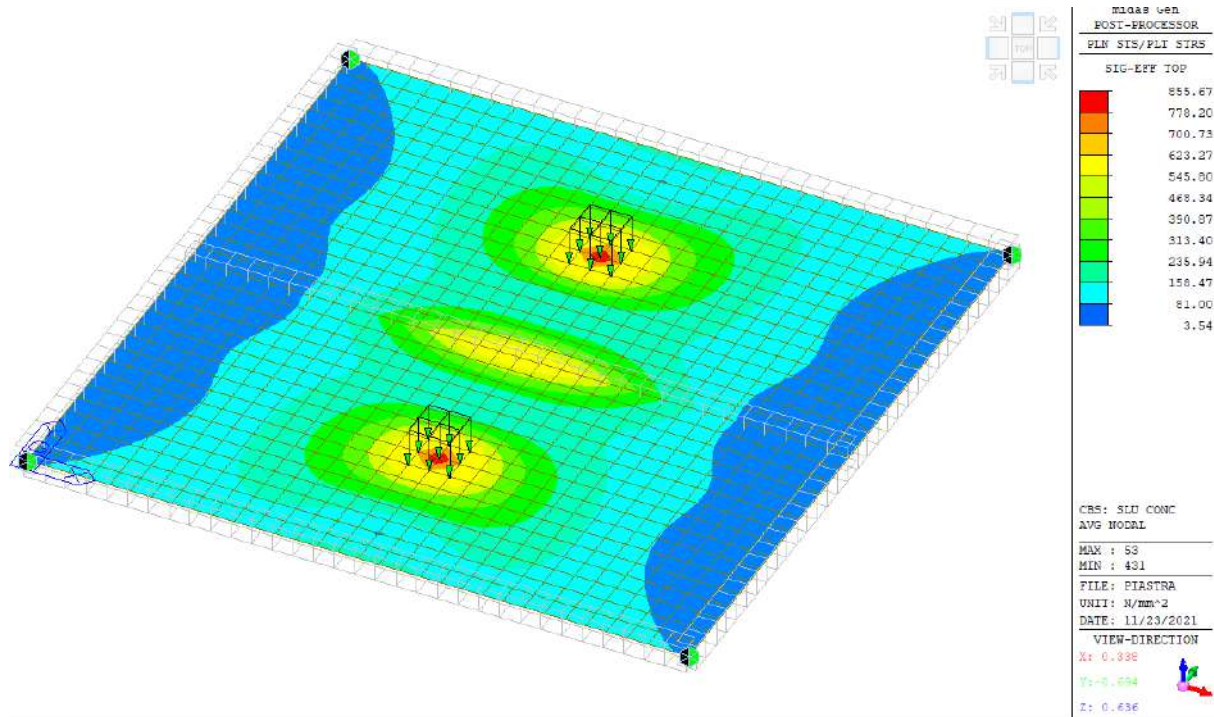
$R_{max} = \max[R.MNRd, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.743 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

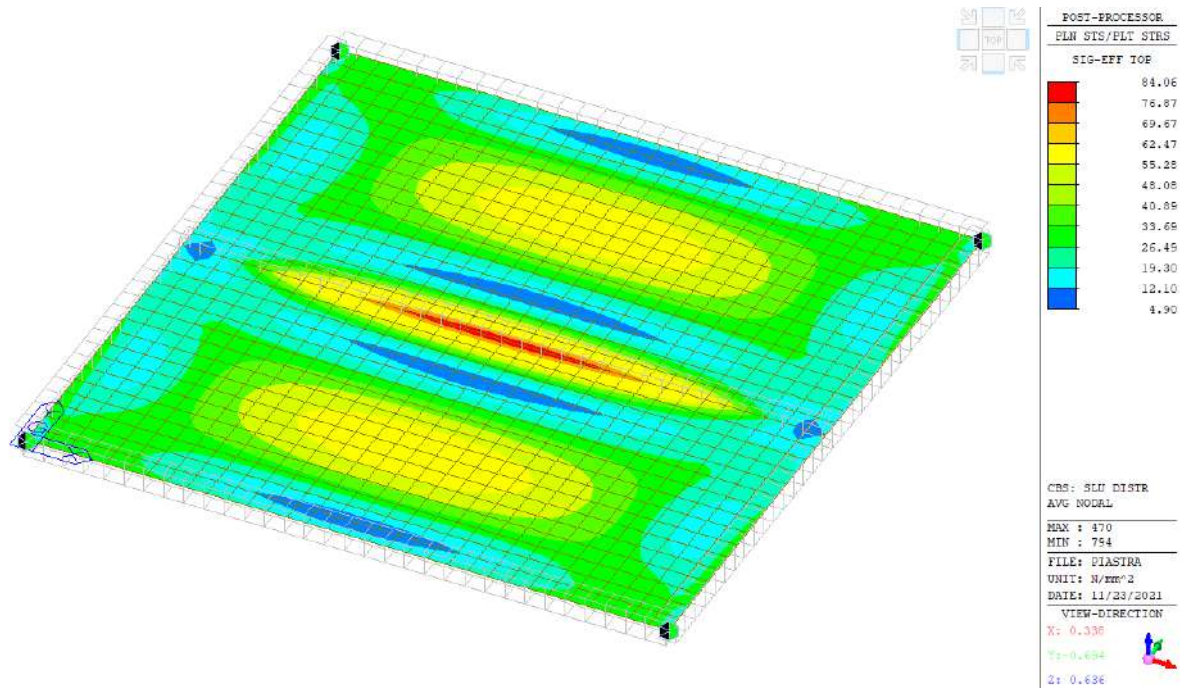
$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.093 < 1.000$ O.K

Tensione lamiera sp. 5 mm - Schema 4



$\sigma_{max} = 545 \text{ MPa}$ (trascurando picco)

Tensione lamiera sp. 5 mm - Schema 5



$\sigma_{\max} = 84 \text{ MPa}$

Il piano di calpestio non risulta verificato per il carico concentrato da 10 kN: sarà necessario eseguire una limitazione di tale carico, che non influisce comunque con il transito ciclo-pedonale.

Verifica unione bullonata incastro 2UPN200

Numero file 2

Numero bulloni per fila 3

(in condizioni ULTIME)

Taglio	$V_{Ed} =$	31,04 kN
Momento flettente	$M_{Ed} =$	4942,00 kNcm
Braccio	$b =$	13,00 cm
Piani di contatto	$n_v =$	2 ---

Sforzo di taglio (sul singolo bullone)	$F_{v,Ed} = V_{Ed}/(n_v \cdot n) =$	65,95 kN
Sforzo di trazione (per fila di tasselli)	$F_{t,Ed} = (M/b)/n^\circ =$	0,00 kN

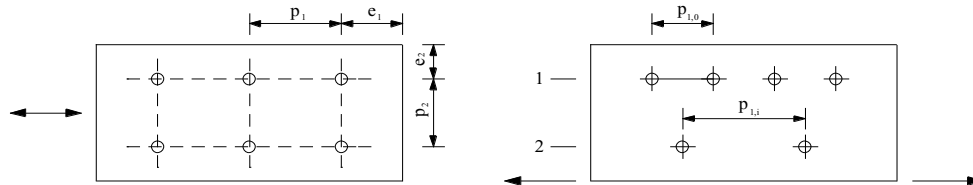
Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M16 Classe 8.8** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1,25	---
Diametro bullone	$d =$	1,6	cm
Diametro foro	$d_0 =$	1,7	cm
Area resistente bullone	$A_{res} =$	1,54	cm ² (area pari al diametro inferiore)

Spessore piastra	t =	1,00	cm
Larghezza piastra in dir trazione		20,00	cm
Area netta piastra	A _{net} =	16,80	cm ²
Spessore anima/ala trave	s =	1,00	cm
σ rottura bullone	f _{tb} =	80	kN/cm ²
σ rottura piastra	f _{tk} =	36	kN/cm ²
σ rottura trave	f _u =	36	kN/cm ² (S235)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XVIII DM 17/01/2018)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	2,04	8	6	OK
e2	2,04	8	5	OK
p1	3,74	14	6	OK
p1,0	-	14	-	NO
p1,i	-	20	-	NO
p2	4,08	14	13	OK

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 59,11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,i} / F_{v,Rd} = 112\% \quad \text{NO}$$

Resistenza a rifollamento del piatto

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1) = 1,00 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 115,20 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} \cdot n_v / F_{b,Rd} = 114\% \quad \text{NO}$$

Resistenza a rifollamento dell'anima/ala della trave

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_u; 1) = 1,00 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 115,20 \text{ kN}$$

$$\text{Numero piani di contatto} \quad n_v = 2 \quad \text{---}$$

$$F_{V,Ed}/F_{b,Rd} = 114\% \quad \text{NO}$$

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 88,67 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i}/F_{t,Rd} = 0\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot f_{tk} \cdot A_{net} / \gamma_{M2} = 435,46 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i}/N_{u,Rd} = 15\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a punzonamento del piatto

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 86,86 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i}/B_{p,Rd} = 0\% \quad \text{OK}$$

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(F _{v,Rd} ; F _{b,Rd}) =	59,11	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(B _{p,Rd} ; F _{t,Rd}) =	86,86	kN

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}$	+	$\frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}}$	\leq	1	
1,12	+	0,00	>	1	NO

La verifica non risulta soddisfatta pertanto si prevede di eseguire una saldatura di rinforzo dell'incastro dei profili principali della passerella.

A favore di sicurezza la saldatura viene calcolata per resistere a tutta la sollecitazione di progetto.

La resistenza di un cordone di saldatura per unità di lunghezza può essere calcolata secondo la formula riportata 4.2.83 delle NTC 2018:

a =	7	mm
f _{tk} =	360	MPa
β =	0,8	S235
γ _m =	1,25	

$$F_{rd} = 1454,92 \quad \text{N/mm}$$

Per trasmettere lo sforzo di progetto è pertanto sufficiente un cordone di saldatura di lunghezza pari a:

$$L = 135,98 \quad \text{mm}$$

Tale lunghezza di saldatura è necessaria sia superiormente che inferiormente al profilo.

La saldatura verrà eseguita sui due lati di testa di ciascuno dei due profili UPN200 accoppiati, per una lunghezza complessiva di 100+100=200 mm per ciascun lato, e quindi 400 mm totali.

Nell'immagine successiva si riporta in rosso la saldatura da prevedere su entrambi i lati del profilo.



Verifica unione bullonata parapetto

Numero file 3
Numero bulloni per fila 1

(in condizioni ULTIME)

Taglio	$V_{Ed} =$	7,81 kN
Momento flettente	$M_{Ed} =$	1046,00 kNcm
Braccio	$b =$	12,00 cm
Piani di contatto	$n_v =$	2 ---

Sforzo di taglio (sul singolo bullone)	$F_{v,Ed} = V_{Ed}/(n_v \cdot n) =$	15,83 kN
Sforzo di trazione (per fila di tasselli)	$F_{t,Ed} = (M/b)/n^\circ =$	0,00 kN

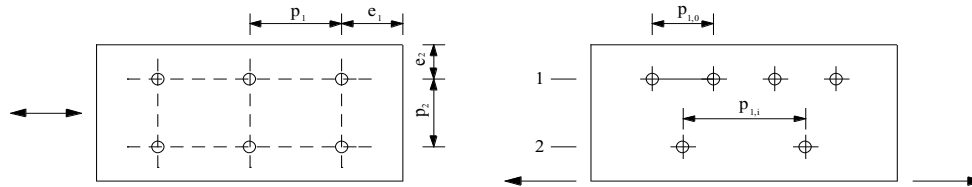
Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M16 Classe 8.8** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1,25	---	
Diametro bullone	$d =$	1,6	cm	
Diametro foro	$d_0 =$	1,7	cm	
Area resistente bullone	$A_{res} =$	1,54	cm ²	(area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	$t =$	1,00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		20,00	cm	
Area netta piastra	$A_{net} =$	15,20	cm ²	

Spessore anima/ala trave	s =	0,80	cm
σ rottura bullone	$f_{tb} =$	80	kN/cm ²
σ rottura piastra	$f_{tk} =$	36	kN/cm ²
σ rottura trave	$f_u =$	36	kN/cm ² (S235)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XVIII DM 17/01/2018)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	2,04	8	4	OK
e2	2,04	8	6	OK
p1	3,74	14	12	OK
p1,0	-	14	-	NO
p1,i	-	20	-	NO
p2	4,08	14	-	NO

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 59,11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,i} / F_{v,Rd} = 27\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento del piatto

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1) = 0,78 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 90,35 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} \cdot n_v / F_{b,Rd} = 35\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento dell'anima/ala della trave

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_u; 1) = 0,78 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 72,28 \text{ kN}$$

$$\text{Numero piani di contatto} \quad n_v = 2 \quad \text{---}$$

$$F_{v,Ed} / F_{b,Rd} = 44\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 88,67 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i} / F_{t,Rd} = 0\% \quad \mathbf{OK}$$

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot f_{tk} \cdot A_{net} / \gamma_{M2} = 393,98 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i} / N_{u,Rd} = 4\% \quad \mathbf{OK}$$

Resistenza a punzonamento del piatto

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 86,86 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i} / B_{p,Rd} = 0\% \quad \mathbf{OK}$$

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio $\text{MIN}(F_{v,Rd}; F_{b,Rd}) = 59,11 \quad \text{kN}$

Resistenza complessiva a trazione $\text{MIN}(B_{p,Rd}; F_{t,Rd}) = 86,86 \quad \text{kN}$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}$	+	$\frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}}$	\leq	1	
0,27	+	0,00	\leq	1	OK

5. CONCLUSIONI

La verifica statica e sismica delle strutture metalliche principali del ponte evidenzia la rispondenza delle stesse ai carichi da traffico da NTC 2018 ed alle sollecitazioni sismiche di progetto a livello globale.

Per quanto riguarda le verifiche locali, la soletta in c.a. di impalcato del ponte stradale risulta verificata rispetto ai carichi da NTC, seppur con tassi di lavoro molto elevati, mentre la soletta del ponte ferroviario non risulta verificata per i suddetti carichi.

Sono state quindi eseguite delle verifiche di transitabilità del ponte ex-ferroviario rispetto a configurazioni reali di mezzi previsti e secondo lo schema del mezzo tipico da 44 t da Codice della Strada: la verifica per transitabilità per mezzi pesanti risulta soddisfatta, pertanto non è necessario prevedere limitazioni di traffico rispetto ai veicoli di normale transito.

E' stata eseguita la verifica degli appoggi, che risultano verificati nel caso di sisma in direzione parallela all'asse longitudinale del ponte, mentre non sono verificati in direzione trasversale, pertanto sono stati previsti dei rinforzi che interessano soltanto gli appoggi esterni dei due impalcati, affidando a questi ultimi tutta l'azione sismica.

Sono state analizzate le spalle in c.a. rispetto alle azioni sismiche, che risultano verificate.

Per quanto riguarda le passerelle metalliche, esse risultano verificate per il carico distribuito da folla, mentre la verifica delle piastre di calpestio non risulta soddisfatta per il carico concentrato da normativa: si precisa che tale valore risulta molto elevato, e quindi non inficia il normale transito di pedoni e cicli, deve tuttavia essere tenuto in conto in caso di interventi di manutenzione o per lavori.

Inoltre non risulta soddisfatta la verifica dell'unione bullonata di attacco delle travi principali della pensilina, per le quali si prevede quindi un rinforzo mediante saldatura in opera.

Il Progettista
delle Strutture
