

Regione Lombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Opere Pubbliche



CODICE
COMMESSA

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D.P.R.
207/10

PROGRESSIVO
ELABORATO

CATEGORIA
OPERA

NUMERO
OPERA

REVISIONE

SCALA

E 1 0 B

D

f

0 0 1

0 A

- -

R 1

===

TRATTA SARONNO-COMO OPERE SOSTITUTIVE
PL KM 31+267 NEI COMUNI DI CADORAGO E LOMAZZO
Progetto Definitivo

PASSERELLA PEDONALE VIA ALLA FONTE (CADORAGO)
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO DI SCAVALCO

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3		-		
	2		-		
	1	Maggio 25	REVISIONE A SEGUITO DI VERIFICA		
	0	Luglio 24	PRIMA EMISSIONE		

NORD_ING

NORD_ING Srl
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Laura Stiriti

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
IL DIRETTORE
Ing. Andrea Lucia Passarelli

Progettista



Collaborazione



REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1. Normative.....	6
2.2. Documenti di riferimento.....	6
3. CLASSE D'USO E VITA NOMINALE	7
4. MATERIALI.....	8
4.1. Nuova costruzione.....	8
4.1.1. Opere in c.a.	8
4.1.2. Acciaio da carpenteria metallica	9
4.1.3. Bulloni ad alta resistenza.....	10
4.1.4. Saldature.....	10
4.2. Malte allettamento e resine.....	10
4.2.1. Installazione componenti (baggioli e piastre post installate).....	10
4.2.2. Resine inghisaggi	11
4.3. Coefficienti di sicurezza sui Materiali	11
5. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO	12
6. CRITERI DI CALCOLO.....	13
6.1. Combinazioni di carico	13
6.2. Criteri di dimensionamento strutturale (STR)	16
6.2.1. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.....	17
6.3. Criteri di dimensionamento geotecnico (GEO/GTC)	17
6.3.1. Fondazioni su pali	18
6.3.2. Pali in gruppo.....	21
6.4. Codici di calcolo	22
7. ANALISI DEI CARICHI	23
7.1. Pesì propri.....	23
7.2. Sovraccarichi permanenti g2k	23

7.3. Sovraccarico variabile q_k , folla	23
7.4. Vento	23
7.5. Temperatura.....	26
7.5.1. <i>Variazione termica uniforme $\Delta T, N$</i>	27
7.5.2. <i>Variazione termica lineare $\Delta T, M$</i>	27
7.5.3. <i>Combinazione degli effetti uniformi e lineari</i>	28
7.6. Azione sismica	28
8. MODELLO DI CALCOLO.....	31
8.1. Modello di calcolo	31
8.2. Combinazioni di carico	34
8.3. Modi di vibrare passerella	35
8.4. Verifica vibrazioni e Metodo Sétra	37
9. RISULTATI E VERIFICHE PASSERELLA.....	45
9.1. Principali risultati di calcolo.....	45
9.2. Verifiche trave principale	47
9.3. Verifiche traversi	48
9.4. Deformata e Monta delle travi.....	51
10. SOLETTA	52
10.1. Verifica in fase definitiva	53
10.1.1. <i>Verifica per folla compatta</i>	53
11. AZIONI SUGLI APPOGGI.....	56

1. PREMESSA

La presente Relazione tecnica e di calcolo strutturale è relativa all'intervento denominato: *“Tratta Saronno-Como opere sostitutive PL km 31+267 nei comuni di Cadorago e Lomazzo”* riguardante nello specifico la realizzazione di un nuovo sovrappasso pedonale, denominato Opera B, da realizzare in corrispondenza del passaggio a livello situato in Via alla Fonte nei pressi del comune di Cadorago (CO).

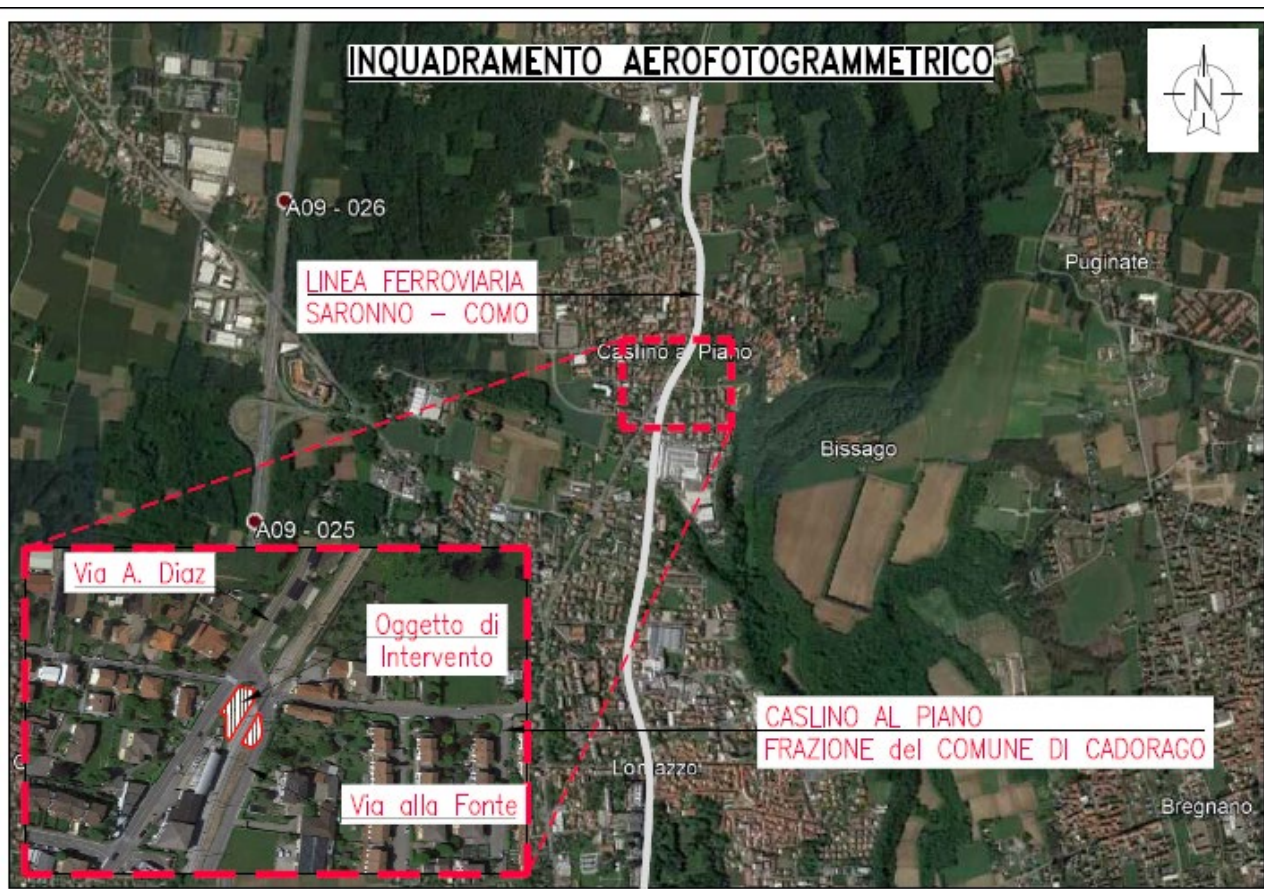


Figura 1 – Inquadramento Aerofotogrammetrico

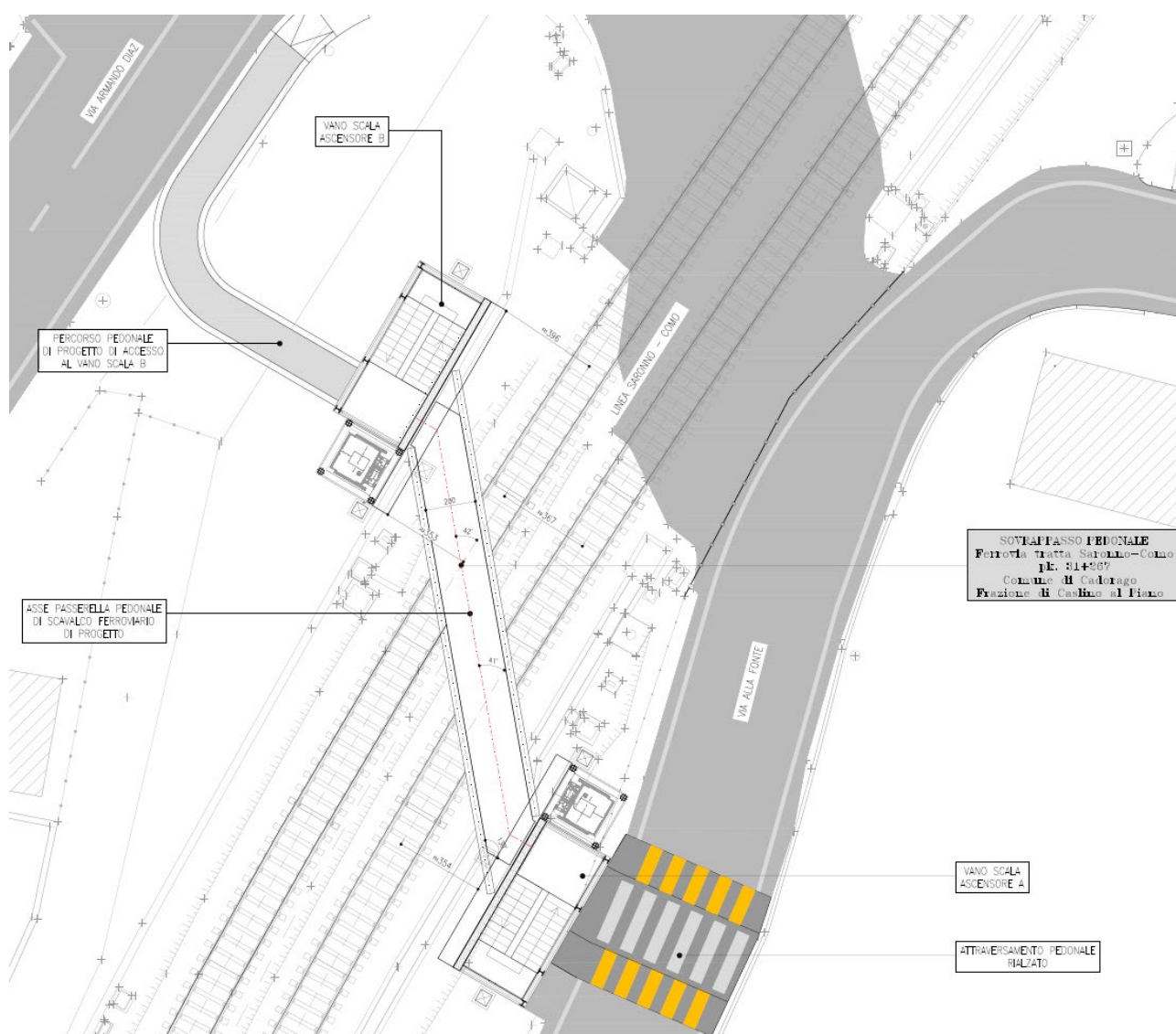


Figura 2 – Planimetria Ciclo Pedonale di progetto

L'intervento è sostanzialmente divisibile in due parti d'opera:

- l'impalcato di scavalco pedonale
- le sottostrutture di sostegno costituite dagli annessi vani scala/ascensore A e B

la presente **relazione di calcolo tratta l'impalcato di scavalco pedonale.**

La passerella di scavalco è costituita da una struttura metallica realizzata mediante due travi principali a sezione composta, connesse da traversi della serie HEA che ne stabilizzano il comportamento trasversale. Sui traversi è posata la lamiera grecata che funge da cassero per il getto di completamento della soletta in c.a. La struttura metallica prevede anche un sistema di

controventamento di piano posto all'intradosso di soletta a livello dell'asse dei traversi, funzionale a garantire rigidità nel piano orizzontale all'impalcato sia in fase di varo sia in fase finale.

Il sistema di appoggi è costituito da n.4 appoggi in neoprene armato opportunamente dimensionati sulla base delle caratteristiche previste in progetto (vedasi apposito capitolo).

La passerella è provvista inoltre di un sistema di ritegni in grado di contrastare i movimenti orizzontali (longitudinali e trasversali) dell'impalcato, nel caso di perdita di funzionalità degli appoggi. In particolare, trasversalmente sono previsti n.2+2 ritegni posti ai fianchi esterni delle travi principali sulle due sottostrutture. Longitudinalmente è previsto il posizionamento di n.1+1 ritegno dietro a una delle travi.

Per ulteriori dettagli circa la geometria della stessa vedasi elaborati di progetto.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. Normative

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica **NTC 2018**, facendo riferimento, qualora necessario, anche alle normative precedentemente vigenti, in particolare:

Norme generali

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 11951, 14 febbraio 1974 Istruzioni relative alla Legge 5 novembre 1971.
- **Ministero delle Infrastrutture. Decreto ministeriale 17 gennaio 2018 Nuove Norme tecniche per le costruzioni 2018.**
- Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»

Istruzioni RFI

- Manuale di Progettazione RFI "Manuale di progettazione delle opere civili Parte II – sezione 2 Ponti e Strutture" – RFI DTC SI PS MA IFS 001 D del 20/12/2019.
 - Cap.2.6 PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE DI CAVALCAVIA E PASSERELLE PEDONALI SULLA SEDE FERROVIARIA (ex RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria, rev. A del 21/12/11)

Eurocodici

- EUROCODICE 1 Azioni sulle strutture.
- EUROCODICE 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- EUROCODICE 3 Progettazione delle strutture in acciaio.
- EUROCODICE 7 Progettazione geotecnica.

2.2. Documenti di riferimento

- TRATTA SARONNO – COMO - OPERE SOSTITUTIVE PL 31+267 NEI COMUNI DICADORAGO E LOMAZZO - Codice commessa E.10.B. - Doc. n. "E10BDb001IG--R0_Rel geologica" novembre 2023
- INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE PER PROGETTO PASSERELLA PEDONALE VIA ALLA FONTE, eseguite da Gia-Consulting nell'aprile 2023
 - Report analisi ambientale - Via alla Fonte
 - Report indagini Geofisiche Via alla Fonte
 - Report indagini Geognostiche via alla Fonte
 - Risposta Sismica Locale Via alla Fonte

3. CLASSE D'USO E VITA NOMINALE

In relazione alla tipologia dell'opera ed alla sua funzionalità si prevede una vita nominale pari a 50 anni:

$$V_n = 50 \text{ anni}$$

Classificandola nella tipologia *“Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”*.

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”*.

$$C_u = 2$$

Periodo di Riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2,0 = 100 \text{ anni}$

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14.01.2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250 \text{ Km/h}$)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250 \text{ Km/h}$	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250 \text{ km/h}$	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
<p>(1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.</p> <p>(2) – Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.</p>	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

Figura 3 – Stralcio MdP RIF rev.D

4. MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali adottati per le opere in progetto:

4.1. Nuova costruzione

4.1.1. Opere in c.a.

Di seguito si riportano le caratteristiche dei c.l.s. a prestazione garantita (UNI EN 206 e UNI 11104) da utilizzarsi per le singole parti d'opera:

Parte d'opera	Classe Resistenza	Classe di Esposizione	Max d inerti [mm]	Lavorabilità (Slump)	Copriferro min [mm]	Note
c.l.s. magro	C12/15	X0	-	-	-	
Miscela cementizia micropali berlinesi	C20/25	X0	-	S4	-	Miscela cementizia
Fondazioni	C25/30	XC2	30	S4	35	
Elevazioni	C32/40	XC4+XF2+XD1	30	S4	35	
Soletta Impalcato	C32/40	XC4+XF2	20	S5	35	

Acciaio da cemento armato normale:

Barre ad aderenza migliorata B450C

Snervamento $f_{yk} \geq 450$ MPa

Rottura $f_{tk} \geq 540$ MPa

Tutti i copriferri dovranno essere garantiti con appositi distanziatori e verifica del copriferro in controllo di qualità.

Il copriferro è stato calcolato come $c=c1+c2+c3$

ove si è posto:

c1 Secondo tab. C4.1.IV Circ.n.7/2019 di cui alle NTC2018 in ragione della Classe di Calcestruzzo e della classe di esposizione ambientale sopra definite

c2 0mm per $V_N=50$ anni e 10 mm per $V_N=100$ anni concordemente alla tab.2.4.I NTC2018

$c_3=10-5=5$ mm tolleranza di costruzione 10mm il quale è stato ridotto di 5mm per le prescrizioni previste a progetto precedentemente indicate (appositi distanziatori e verifica del copriferro in controllo di qualità).

4.1.2. Acciaio da carpenteria metallica

La **classe di esecuzione** delle strutture metalliche della **passerella di scavalco** è fissata in **EXC3**, avendo adottato quale classe di conseguenza CC3:

La **classe di esecuzione** delle strutture metalliche della **scala/ascensore** è fissata in **EXC2**, avendo adottato quale classe di conseguenza CC2:

Tabella 1 – Determinazione delle classi di esecuzione secondo UNI EN 1993-1-1:2005/A1:2014 (tab. C.1 Appendice C)

Classi di Affidabilità (RC) o Classi di Conseguenze (CC)	Tipo di carico	
	Quasi-statico e/o classe di duttilità sismica DCL (¹)	Soggette a fatica (²) e/o classe di duttilità sismica DCM o DCH (¹)
RC3 o CC3	EXC3(³)	EXC3(³)
RC2 o CC2	EXC2	EXC3
RC1 o CC1	EXC1	EXC2
(¹) Classi di duttilità definite in EN 1998-1; DCL=bassa, DCM=media, DCH=alta. (²) Vedi EN 1993-1-9. (³) Per strutture nelle quali il superamento degli stati limite di servizio ed ultimi porti a conseguenze giudicate particolarmente onerose, può essere specificata la classe EXC4.		

Passerella

Lamiere saldate, profili e piastrame in acciaio S355 zincato:

S355-J2 $t \leq 20$ mm

S355-J2 $20 \text{ mm} < t \leq 40$ mm

$f_{tk} \geq 490$ MPa tensione caratteristica di rottura

$f_{yk} \geq 355$ MPa tensione caratteristica di snervamento

$f_{yk} \geq 345$ MPa tensione caratteristica di snervamento ($t \geq 40$ mm)

Prima della tracciatura dei pezzi devono essere definiti gli eventuali interventi sulla carpenteria imposti dal sistema di montaggio e varo.

Scale e ascensore

Profili laminati, tubolari e piastrame in acciaio S355 zincato:

S355-J0

$f_{tk} \geq 510$ MPa tensione caratteristica di rottura

$f_{yk} \geq 355$ MPa tensione caratteristica di snervamento

Gli acciai devono recare la marcatura CE inoltre devono essere conformi ai requisiti delle seguenti normative europea armonizzata: UNI EN 10025, UNI EN 10210-1, UNI EN 10219-1

Produzione, fornitura e controlli strutture in carpenteria metallica

- EN 1090 Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio

4.1.3. Bulloni ad alta resistenza

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme secondo NTC2018 e UNI EN 14399:2005; appartenenti alle classi sotto indicate:

- vite classe 10.9
- dado classe 10
- rosette C50

Tabella 11.3.XII.b

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

4.1.4. Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle Norme CNR 10011 e in ottemperanza alle norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018).

Le giunzioni saldate sono realizzate mediante saldature di I classe, effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e soggette a controlli non distruttivi (circolare 02/02/2009 n 617 c.s.ll.pp. par c4.2.4.1.4.4, tab. C4.2.XIV e C4.2.XV).

E' richiesta approvazione del progetto di saldatura da parte di ente certificato (I.I.S.)

4.2. Malte allettamento e resine

4.2.1. Installazione componenti (baggioni e piastre post installate)

Malta cementizia premiscelata di allettamento ad alta resistenza ed espansiva classe R4

Resistenza min 1gg ≥ 35 MPa

Resistenza min 7gg ≥ 50 MPa

Resistenza min 28gg ≥ 65 MPa

Caratteristiche espansive: in fase plastica $>0.3\%$

4.2.2. Resine inghisaggi

Inghisaggi di barre d'armatura post-installate e ancoranti (barre filettate e/o tasselli) con resina epossidica avente tensione di adesione in calcestruzzo non fessurato non minore di:

- inghisaggio Tasselli della barriera di sicurezza: $\tau_{Rk,ucr} = 14.0$ MPa;
- Inghisaggio armatura di rinforzo cordolo: $\tau_{Rk,ucr} = 14.0$ MPa.

L'installazione dovrà avvenire con modalità operative e sistemi di controllo tali da garantire un elevato standard di installazione.

Per le barre filettate da utilizzare nelle installazioni prevedere barre filettate zincate cl. 8.8

4.3. Coefficienti di sicurezza sui Materiali

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, secondo NTC2018, sono assunti pari a:

- Opere in cemento armato

Stato limite	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
SLU	$\gamma_s=1.15$	$\gamma_c=1.50$
SLE	1.00	1.00

- Opere in carpenteria metallica

Stato limite	Acciaio γ_m
SLU: resistenza sezioni Cl.1-2-3-4	$\gamma_{m0}=1.05$
SLU: resistenza instabilità	$\gamma_{m1}=1.05$
SLU: resistenza instabilità ponti	$\gamma_{m1}=1.10$

SLU: resistenza sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{m2}=1.25$
SLE	1.00

5. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO

La geotecnica di riferimento è stata dedotta dalla relazione GEOLOGICO-SISMICA e GEOTECNICA elencata nei documenti di riferimento [1]. Tale relazione riporta le indagini effettuate nel comune di Lomazzo per altre opere appartenenti alla tratta oggetto di studio.

La stratigrafia di progetto è di seguito richiamata:

Strato n.	Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	Angolo di attrito (°) terreni granulari	Coesione C (kPa) terreni coesivi
1	Da 0,00 (pc) a -3.1	Sabbia limosa passante a limo sabbioso con presenza di ghiaia e laterizi (terreno riportato)	<<25°	<i>non determinabile</i>
2	Da 3.1 a -8.2	Sabbia limosa ed argillosa con ghiaia e rari ciottoli, sono presenti strati di limo sabbioso ed argilloso con ghiaia e strati di ghiaia prevalente	25° ÷ 35°	<i>non determinabile</i>
3	da - 8.2 a -9.00	Ghiaia fine e media con sabbia limosa	>28° (più densa a partire da -9 in base alla prova SPT)	<i>non determinabile</i>

Tabella 5-1: Modello geotecnico di calcolo

Come riportato nella suddetta relazione “Nel corso della perforazione non è stata rilevata presenza di falda, comunque rilevabile nel piezometro installato nel foro di sondaggio”, pertanto si assume il livello di falda > 20.00m da p.c., ovvero non interferente con le opere (livello acquifero > 70m da Geologia).

La classificazione sismica del territorio del Comune di Cadorago è di seguito riportata:

Zona sismica 4	Zona con pericolosità sismica molto bassa. E' la zona meno pericolosa dove le possibilità di danni sismici sono basse.
AgMax 0,041184	Accelerazione massima presente all'interno del territorio comunale.

Categoria di suolo sismico: **B**

Categoria topografica: **T1**

6. CRITERI DI CALCOLO

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio.

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

La valutazione della sicurezza delle costruzioni, in accordo con le NTC 2018, avviene secondo il metodo semi-probabilistico degli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili alla generalità dei casi.

6.1. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in esame agli effetti delle verifiche agli SLU sono le seguenti:

Nel caso di carichi statici:

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

Nel caso di carichi sismici:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Nel caso di combinazioni connesse ad azioni eccezionali di progetto si ha:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Nella tabella seguente si riportano i valori dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU).

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Tale tabella nel caso specifico dei ponti ferroviari è così “modificata” dalle NTC 2018:

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili

γ_P coefficiente parziale delle azioni di precompressione

γ_{Ced} coefficiente parziale delle azioni di ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente.

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tale tabella nel caso specifico dei ponti stradali è così "modificata" dalle NTC 2018:

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

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

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

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

Le combinazioni di carico prese in esame agli effetti delle verifiche agli SLE sono le seguenti:

a) Comb. Rara:
$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

b) Comb. Frequente:
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

c) *Comb. Quasi permanente*: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

6.2. Criteri di dimensionamento strutturale (STR)

La sicurezza strutturale, nell'ambito dell'applicazione del metodo semi-probabilistico degli stati limite, viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto prodotto dalle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} ed F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze ed il frattile (superiore od inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In generale i frattili sono assunti pari al 5%.

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

$$R_d \geq E_d$$

dove:

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

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni

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

6.2.1. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti M_d sia minore dei corrispondenti momenti resistenti M_r delle sezioni di progetto.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico. Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nelle NTC 2018.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.3.5 "Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglienti" delle NTC 2018 ed a quanto indicato nell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1) al cap. 6.2, per gli elementi soggetti a carichi uniformemente

distribuiti, lo sforzo di taglio di progetto non deve essere verificato ad una distanza minore di d , misurata dalla faccia dell'appoggio, quindi la verifica a taglio viene eseguita alla distanza d dal filo piedritto. Inoltre sempre secondo quanto indicato nell'Eurocodice 2, per elementi soggetti a carichi applicati all'estradosso a distanza $0,5d \leq a_v \leq 2d$ a partire dal bordo dell'appoggio, il contributo di questo carico allo sforzo di taglio V_{Ed} può essere ridotto con il fattore $\beta = a_v / 2d$.

6.3. Criteri di dimensionamento geotecnico (GEO/GTC)

L'approccio progettuale NTC2018 prevede per le verifiche di resistenza SLU una semplice disequaglianza $E_d \leq R_d$. Utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A_1, A_2) per i parametri geotecnici (M_1, M_2) e per le resistenze (R_1, R_2 e R_3).

I suddetti gruppi sono poi scelti in base a due approcci progettuali:

Approccio 1:

Combinazione 1: $A_1 + M_1 + R_1$

Combinazione 2: $A_2 + M_2 + R_2$

Approccio 2:

Combinazione 1: $A_1 + M_1 + R_3$

Esiste poi una terza combinazione di azioni per le verifiche a corpo rigido (EQU) che si traduce in una verifica $E_{inst,d} \leq E_{stab,d}$.

Gli approcci sopra descritti di verifica sono tutti implementati con i coefficienti per le combinazioni di azioni (A_1, A_2, EQU) e i coefficienti per i parametri geotecnici di seguito richiamati. I coefficienti per le resistenze (R_1, R_2 e R_3) nonché gli approcci da seguire sono definiti in base alla tipologia d'opera oggetto di verifica.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 6-1 Estratto della tabella 6.2.I NTC 2018

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6-2 Estratto della tabella 6.2.II NTC 2018

6.3.1. Fondazioni su pali

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $Ed \leq Rd$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Le verifiche di resistenza geotecnica devono essere affrontate con l'Approccio 2 secondo la combinazione A1+M1+R3, fa eccezione la verifica di stabilità globale da affrontare con la combinazione 1 dell'Approccio 2 A2+M2+R2.

I coefficienti parziali sulle resistenti sono riportati in Tab. 6.4.II per carico verticale e tab. 6.4.VI per carico orizzontale secondo le NTC2018.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Il metodo di calcolo utilizzato è del tipo analitico, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

6.3.1.1. Portata assiale Micropali

Per il dimensionamento dei micropali si è utilizzato l'approccio di Bustamante e Doix (1985) che sostanzialmente affida la trasmissione del carico completamente per attrito laterale.

La portata limite del micropalo valvolato è data da:

$$Q_{lim} = Q_{Punta} + Q_{Laterale} = Q_{Punta} + \alpha \cdot s \cdot \pi \cdot L \cdot D$$

ove la portata di punta è generalmente trascurata.

Il valore della resistenza tangenziale all'interfaccia "s" da introdurre nei calcoli è ricavabile dal valore medio della resistenza a rottura determinabile a partire dagli abachi di Bustamante e Doix (figura seguente). In essi sono riportati, in base alla litologia dell'ammasso e alla tecnologia di iniezione, i valori limite di resistenza dell'interfaccia. In funzione della resistenza alla penetrazione (NSPT) o dai risultati di prove pressiometriche, è possibile ricavare il valore della resistenza laterale unitaria s.

La curva a cui fare riferimento dipende dal tipo di iniezione secondo quanto riportato nella tabella seguente dove con IRS viene ad essere indicata una tipologia di iniezione ripetuta e selettiva, mentre con IGU viene ad essere indicata una tipologia di iniezione effettuata in una unica soluzione.

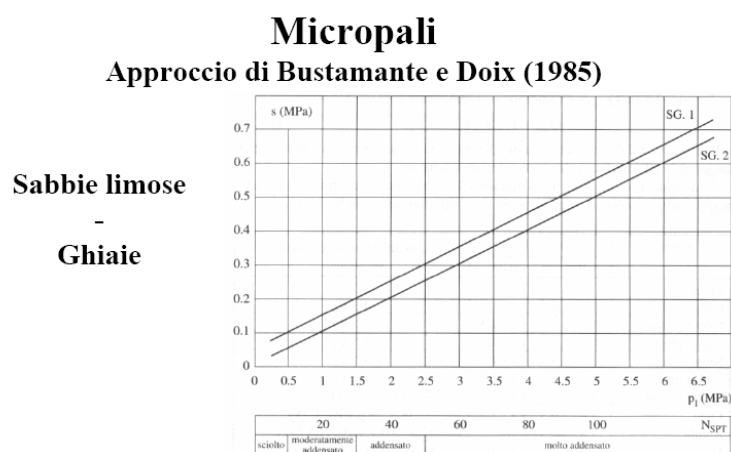


Figura 6-1 : Resistenza Laterale secondo Bustamante e Doix

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3-1,4	1,5 Vs	1,5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1,6-1,8	1,2-1,4	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia ghiaiosa	1,5-1,6	1,2-1,3	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia grossa	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia media	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia fine	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia limosa	1,4-1,5	1,1-1,2	(1,5-2) Vs	1,5 Vs
Limo	1,4-1,6	1,1-1,2	2 Vs	1,5 Vs
Argilla	1,8-2,0	1,2	(2,5-3) Vs	(1,5-2) Vs
Marne	1,8	1,1-1,2	(1,5-2) Vs per strati compatti	
Calcari marnosi	1,8	1,1-1,2	(2-6) Vs o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1-1,2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Figura 6-2 : Correlazione tra α ed il tipo di iniezione

TERRENO	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥R1	≥R2

Figura 6-3 : Tipo di iniezione

Relativamente al criterio di dimensionamento sono state inoltre adottate le seguenti limitazioni:

- Iniezioni Ripetute (IRS) $\alpha \cdot \tau_{lim} = 200 \text{ kPa}$
- Iniezioni Semplici (IGU) $\alpha \cdot \tau_{lim} = 150 \text{ kPa}$
- Iniezioni a gravità $\alpha \cdot \tau_{lim} = 100 \text{ kPa}$

τ_{lim} = attrito limite

α = coefficiente di maggiorazione del diametro del bulbo

6.3.2. Pali in gruppo

L'efficienza della palificata è stata calcolata con la formula di Converse-Labarre in funzione del numero e dell'interasse dei pali secondo la relazione:

$$\eta = 1 - (\Phi/90) [(n-1)m + (m-1)n] / (mn) = 0.65$$

dove:

- η efficienza del gruppo
- n numero di pali per fila
- m numero di file
- $\Phi = \arctg (D/i)$
- D diametro del palo
- i interasse dei pali

La portanza del gruppo è data dal prodotto della somma della portanza dei singoli pali per l'efficienza del gruppo (η)

6.4. Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);

- pratica d'uso frequente in studio.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

La modellazione strutturale e il calcolo delle sollecitazioni sono state condotte con il codice di calcolo:

- **MIDAS GEN (ver.2023 1.1)**, prodotto da MIDAS IT Information Technology Co. Ltd Korea, distribuito da Harpaceas s.r.l. di Milano, licenza U001-10498. Per i test di validazione si rimanda alla documentazione prodotta dalla software house e presente sul sito.

Le verifiche sezionali delle sezioni in c.a. e c.a.p. sono condotte utilizzando il codice di calcolo:

- **Vca-SLU** Programma di verifica a presso-flessione di sezioni generiche in c.a. e c.a.p. Versione 7.7 del 30.08.2011. Redazione Prof. Piero Gelfi

7. ANALISI DEI CARICHI

Si procede di seguito nella definizione dei principali carichi insistenti sull'opera

7.1. Pesi propri

I pesi propri degli elementi sono stati valutati secondo i pesi specifici dei materiali:

- Opere in c.a. p.s. 25.0 kN/mc
- Opere in acciaio p.s. 78.5 kN/mc

Il SW di calcolo implementa in automatico i pesi propri degli elementi modellati, per quelli secondari e/o non modellati è stata introdotta una condizione di carico elementare "g1k-man" nella quale sono introdotti manualmente le eventuali quote di peso/massa mancanti.

7.2. Sovraccarichi permanenti g2k

I sovraccarichi permanenti sono relativi al:

- Peso soletta in lamiera grecata compoletata con getto in opera: 2.80 kN/mq
- Peso per finiture/impianti portati/appesi in soletta: 0.50 kN/mq
- Peso rete di protezione sulle travi: 0.50 kN/m

7.3. Sovraccarico variabile qk,folla

Facendo riferimento al cap.5 NTC2018 è prevista sull'opera un carico di folla compatta:

- Folla compatta sull'impalcato $q_{5k}=5.00$ kN/mq

7.4. Vento

Zona vento = 1

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 25$ m/s (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 1000$ m (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 76$ m

Velocità di riferimento, $V_b = 25.00$ m/s ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_r = 1$ per $T_r = 50$ anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 25.00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Categoria esposizione: (Entroterra fino a 500 m di altitudine) tipo II

($K_r = 0.19$; $Z_o = 0.05 \text{ m}$; $Z_{min} = 4 \text{ m}$)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 39 \text{ daN/mq}$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1.00$

Coefficiente di esposizione, $C_e = 1.63$

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1.00$

Altezza dell'edificio, $h = 8.00 \text{ m}$

Pressione del vento, $p_k = q_b C_e C_p C_d = 0.64 \times C_p \text{ kN/mq}$

Si adotta per la definizione dei coefficienti di pressione la CNR-DT207 del 2008, facendo riferimento alle sezioni da ponte a via inferiore ove però, vista la modesta larghezza, si ricade in “strutture snelle” a sezione rettangolare essendo $h_{tot} = (2.30 + 0.45) = 2.75 \text{ m}$ e $d = 2.60 \text{ m}$ per cui $d/h_{tot} = 0.495 < 2$.

Si considera un'esposizione al vento trasversale per un'altezza costante lungo lo sviluppo di altezza $H = 2.75 \text{ m}$ costituita dalla parete delle travi d'impalcato più l'altezza della rete di protezione.

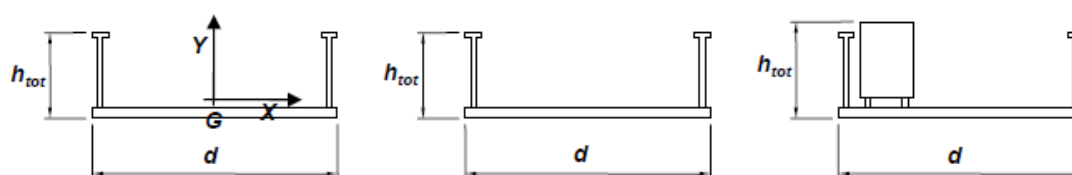


Figura G.54 – Tipi di impalcato da ponte trattati nel presente paragrafo: gli ultimi due casi si riferiscono sia a travi ad anima piena sia a travi reticolari.

$$c_{fx} = \begin{cases} \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad (G.24a)$$

$$c_{fy} = \begin{cases} \pm \left(0,7 + 0,1 \frac{d}{h_{tot}} \right) & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \mp 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad (G.24b)$$

$$c_{mz} = \pm 0,2 \quad (G.24c)$$

dove:

d è la larghezza dell'impalcato nella direzione del vento (Figura G.54);

h_{tot} è l'altezza totale d'ingombro dell'impalcato (Figura G.54).

L'Eq. (G.24a) e la Figura G.55 sono applicabili per valori $d/h_{tot} \geq 2$; per valori $d/h_{tot} < 2$, si può fare riferimento ai coefficienti di azione per unità di lunghezza relativi a strutture snelle ed elementi allungati a sezione rettangolare (paragrafo G.10.3).

Facendo pertanto riferimento a "strutture snelle" paragrafo G.10.3 CNR DT207 si ha:

Per le sezioni con spigoli vivi il coefficiente di forza nella direzione del vento dipende dal rapporto d/b di allungamento della sezione (Figura G.49), e solo marginalmente dal numero di Reynolds e dalla scabrezza della superficie. Esso è fornito dalla relazione (Figura G.49):

$$\begin{aligned} c_{fx0} &= 2,0 & 0,1 \leq d/b \leq 0,2 \\ c_{fx0} &= 0,73 \cdot \log_{10}(d/b) + 2,51 & 0,2 \leq d/b \leq 0,7 \\ c_{fx0} &= -1,64 \cdot \log_{10}(d/b) + 2,15 & 0,7 \leq d/b \leq 5 \\ c_{fx0} &= -0,33 \cdot \log_{10}(d/b) + 1,23 & 5 \leq d/b \leq 10 \\ c_{fx0} &= 0,9 & 10 \leq d/b \leq 50 \end{aligned} \quad (G.21)$$

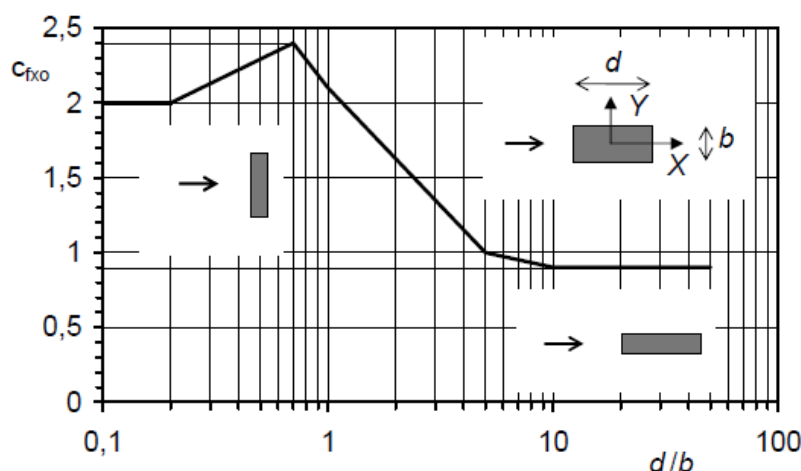


Figura G.49 – Coefficiente di forza c_{fx0} per sezioni rettangolari.

Da cui, posto $d=2.60\text{m}$ $b=2.75\text{m}$ $d/b=0.94$ si ha:

$c_{fx0}=2.2$ con $\Psi_r=1$ (spigoli vivi)

La dimensione di riferimento del rettangolo è pari a $l=b$ (Figura G.49).

$f_{x,vento} = 2.2 \times 2.75 \times 0.64 = 3.87$ kN/m azione orizzontale

L'azione del vento si traduce sulle travi in un carico uniformemente distribuito orizzontale e uno verticale alternato il quale è generato dal momento torcente che l'azione del vento imprime alla struttura per effetto dell'eccentricità del baricentro della superficie resistente rispetto al piano assiale.

- $f_{k,ventoOriz.} = 3.87$ kN/m azione orizzontale sulla trave investita
- $f_{k,ventoVert} = 3.87 \times (2.75/2) / 2.60 = \pm 2.05$ kN/m azione verticale sulle travi (tira e spingi)

Le azioni calcolate per “ponti” e per “strutture snelle” risultano molto simili, si adotteranno queste ultime.

7.5. Temperatura

La temperatura, data lo schema isostatico della struttura, non incide significativamente sul dimensionamento della stessa, fatto eccezione dell'effetto indotto sugli appoggi.

Temperatura dell'aria esterna:

Zona: I

$T_{min} = -15.30^\circ$ [NTC 3.5.1]

$T_{max} = 41.54^\circ$ [NTC 3.5.2]

7.5.1. Variazione termica uniforme $\Delta T, N$

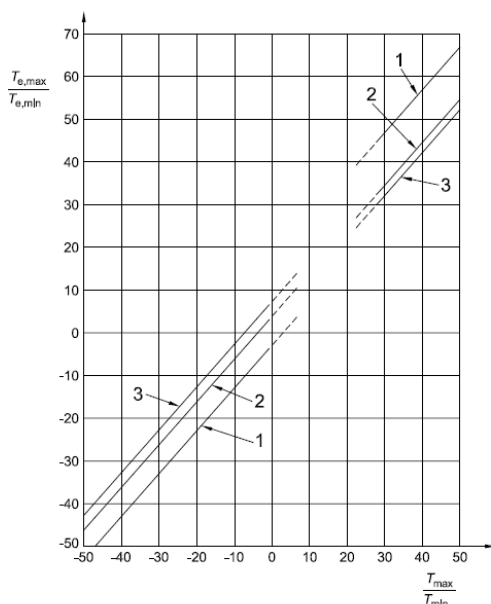
figure 6.1 Correlation between minimum/maximum shade air temperature ($T_{\text{air}}/T_{\text{max}}$) and minimum/maximum uniform bridge temperature component ($T_{\text{e,min}}/T_{\text{e,max}}$)

Key

1 Type 1

2 Type 2

3 Type 3



Nota 1 The values in figure 6.1 are based on daily temperature ranges of 10 °C. Such a range may be considered appropriate for most Member States.

Nota 2 For steel truss and plate girders the maximum values given for type 1 may be reduced by 3 °C.

Facendo riferimento all'EC1-5 ponti, strutture Type 1 si ha:

$T_{e, \min} = -15^{\circ}$ $T_{e, \max} = 58^{\circ}$ si adotta $T_0 = 15^{\circ}$ (DAN nazionali)

$\Delta T_{N, \text{con}} = T_0 - T_{e, \min} = 30^{\circ}\text{C}$ contrazione

$\Delta T_{N, \text{exp}} = T_{e, \max} - T_0 = 43^{\circ}\text{C}$ estensione

L'intervallo complessivo della componente di temperatura uniforme del ponte è $\Delta T_N = 58 - (-15) = 73^{\circ}\text{C}$

Per il dimensionamento di appoggi e giunti i valori raccomandati sono:

$(\Delta T_{N, \text{exp}} + 15) = +58^{\circ}\text{C}$ e $(\Delta T_{N, \text{con}} + 15) = -45^{\circ}\text{C}$ raccomandando la calibrazione della temperatura

7.5.2. Variazione termica lineare $\Delta T, M$

Per ponti di gruppo 1, facendo riferimento alle travi, i valori caratteristici delle variazioni lineari di temperatura (gradiente tra intradosso ed estradosso) risultano:

$\Delta T_{M, \text{heat}} = 18.0^{\circ}\text{C}$ estradosso più caldo dell'intradosso

$\Delta T_{M,cool} = -13.0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ estradosso più freddo dell'intradosso

I valori dei coefficienti k_{sur} senza rivestimento assumono i seguenti valori (EC1-5 cap. 6.1.4.1., tab. 6.2):

$k_{sur,heat} 0.7 \Rightarrow \Delta T_{M,heat} = 12.6 \text{ }^{\circ}\text{C}$

$k_{sur,cool} 0.9 \Rightarrow \Delta T_{M,cool} = -11.7 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Per ponti di gruppo 2, facendo riferimento ai traversi e soletta, i valori caratteristici delle variazioni lineari di temperatura (gradiente tra intradosso ed estradosso) risultano:

$\Delta T_{M,heat} = 15.0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ estradosso più caldo dell'intradosso

$\Delta T_{M,cool} = -18.0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ estradosso più freddo dell'intradosso

I valori dei coefficienti k_{sur} per rivestimento 50mm assumono i seguenti valori (EC1-5 cap. 6.1.4.1., tab. 6.2):

$k_{sur,heat} 1 \Rightarrow \Delta T_{M,heat} = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$

$k_{sur,cool} 1 \Rightarrow \Delta T_{M,cool} = -18 \text{ }^{\circ}\text{C}$

7.5.3. Combinazione degli effetti uniformi e lineari

La concomitanza degli effetti uniformi e lineari verrà gestita mediante le seguenti combinazioni (EC1-5 cap. 6.1.5(1)):

ΔT_M leading: $\Delta t_M + 0.35 \Delta t_N$

ΔT_N leading: $0.75 \Delta t_M + \Delta t_N$

Le verifiche verranno effettuate considerando sistematicamente la più sfavorevole delle due combinazioni indicate.

7.6. Azione sismica

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

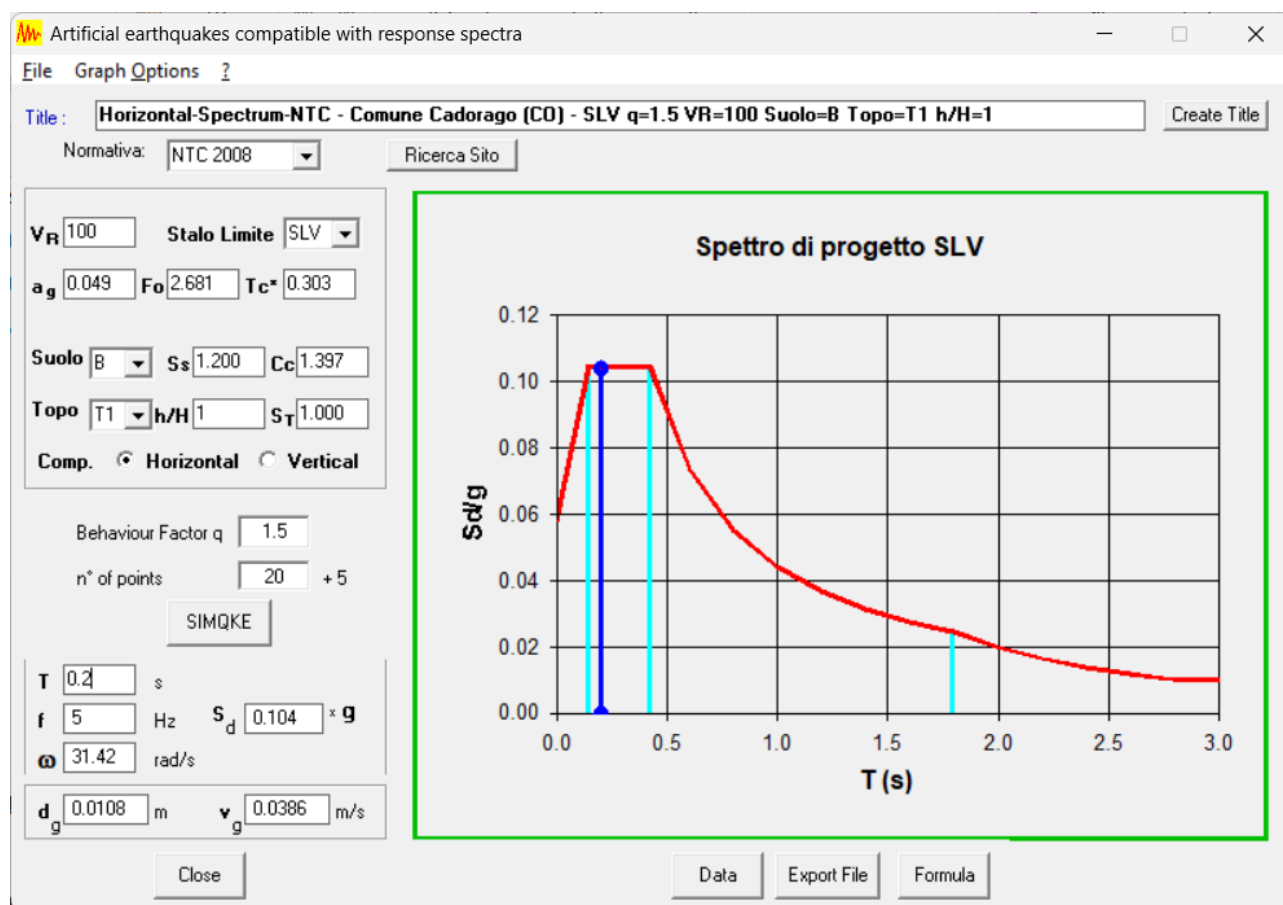
ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

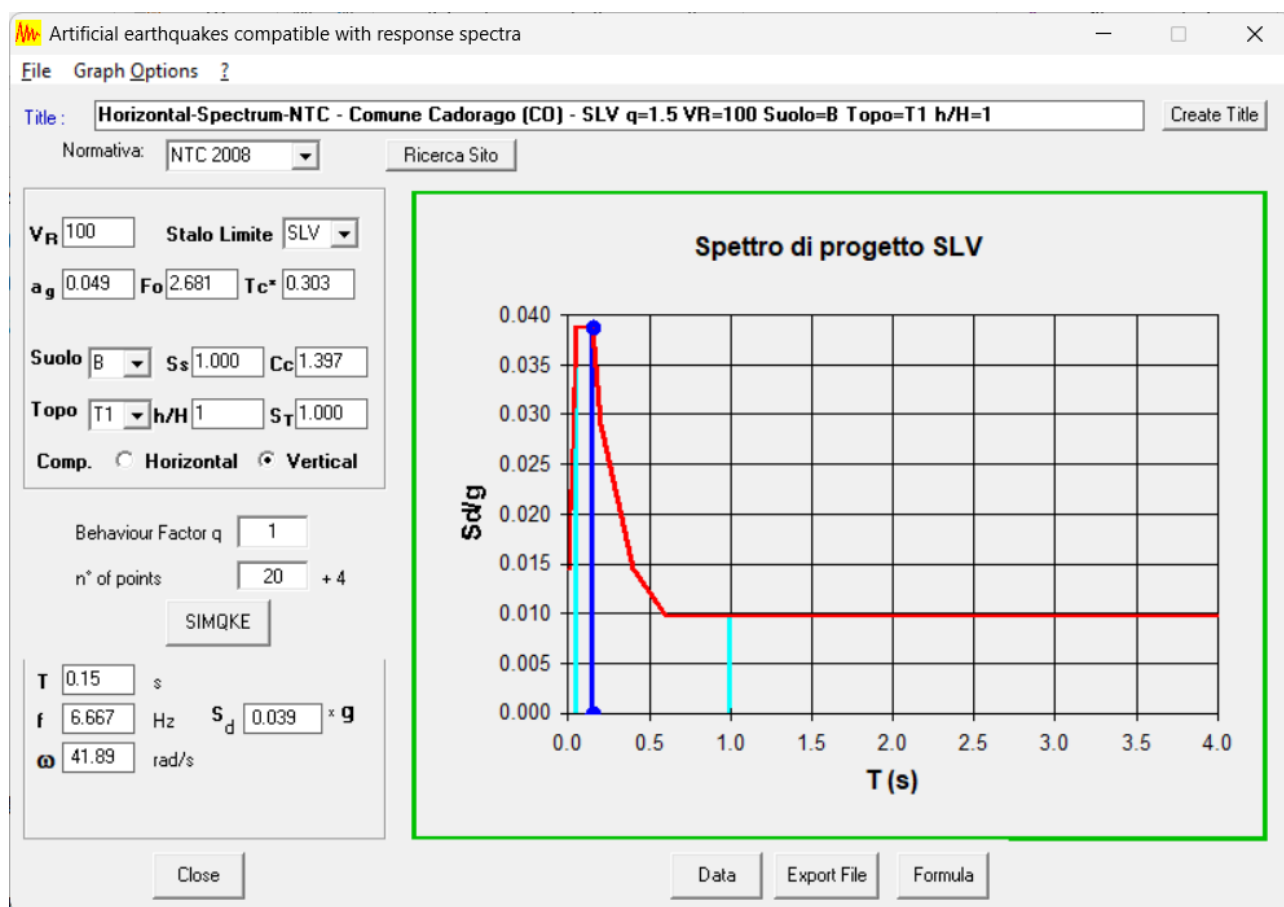
Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Parametri					
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
IV	50.0	2.0	100.0	B	T1

Di seguito lo spettro di progetto SLV associato a $q=1.5$ per le componenti orizzontali e $q=1$ per la componente verticale.





Ai fini del dimensionamento dell'impalcato l'azione sismica non è dimensionante essendo le masse modeste e significativamente inferiori ai carichi da folla compatta.

8. MODELLO DI CALCOLO

Si procede di seguito nella verifica dell'impalcato metallico che è costituito da travi principali e traversi collegati rigidamente tra loro.

Le travi principali sono costituite da travi composte con piattabande in acciaio di spessore pari a 25mm, l'anima è costituita da un piatto sp.10mm costante. Le due travi hanno altezza costante pari ad $h=1120\text{mm}$ sono disposte ad interasse pari ad $i=2.30\text{m}$. La luce misurata sull'asse appoggi è pari a $L=17.22\text{ m}$.

I traversi sono della serie HEA 220 e sono disposti ad interasse $i=2.30\text{m}$.

Per il montaggio degli impalcati si prevede la realizzazione delle travi composte in officina per singoli conci, a ciascuno sono saldati tutti i relativi traversi con "moncherini". I conci vengono saldati in campo creando di fatto la coppia di travi che vengono completate attraverso l'assemblaggio mediante giunti sulle anime e piattabande dei traversi e dei controventi di piano.

8.1. Modello di calcolo

Il modello di calcolo prevede l'utilizzo di elementi beam a sezione costante

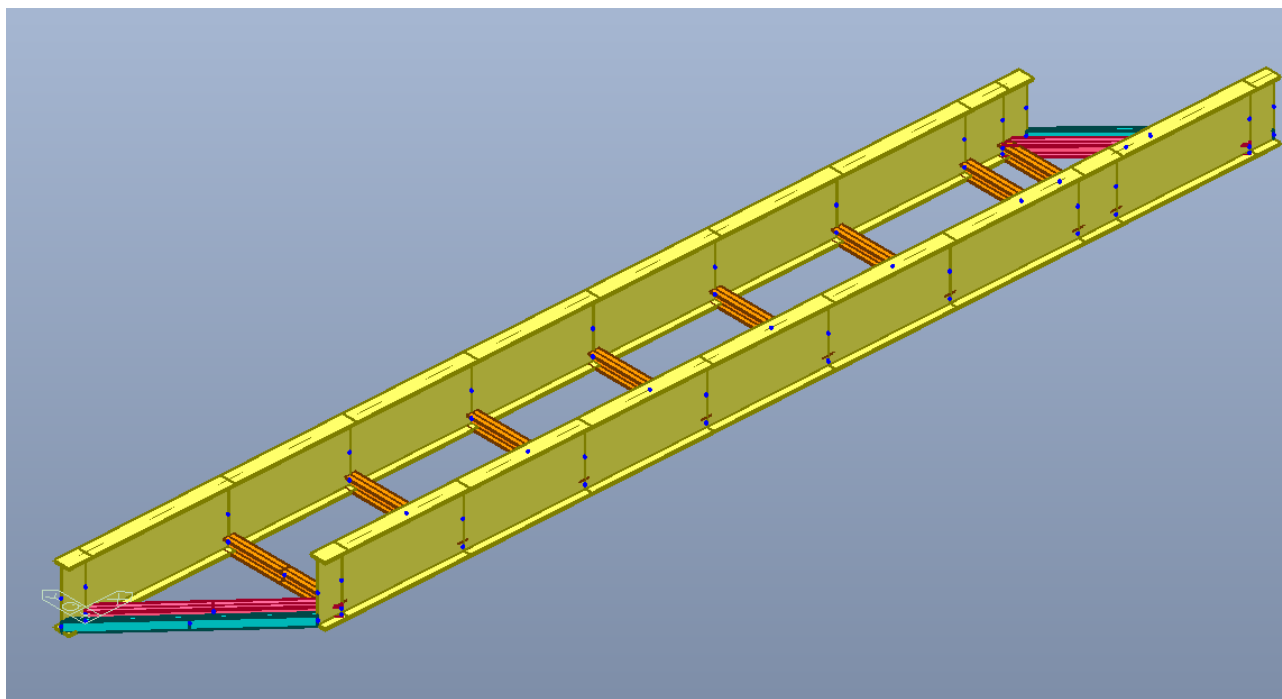


Figura 8-1 Modello di calcolo, vista 3D

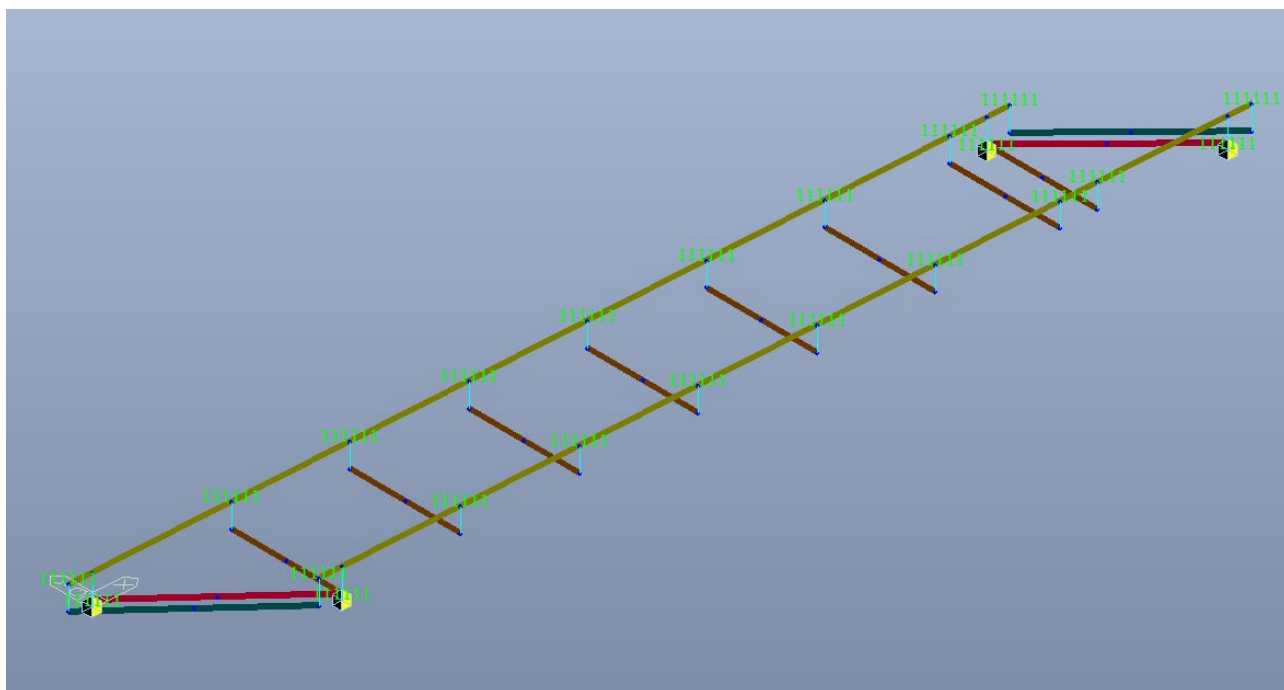


Figura 8-2 Modello di calcolo, unifilare

Nel modello di calcolo l'asse X è preso coincidente con l'asse longitudinale della passerella, mentre l'asse Y è trasversale alla passerella che però ha uno sghembo di 40° ; va da se che l'asse Z è verticale. L'origine degli assi è stato posizionato sull'asse appoggi di una delle travi.

Il modello di calcolo è stato implementato attraverso elementi beam che schematizzano le travi, i suddetti elementi hanno sezione costante.

I traversi sono implementati attraverso elementi beam aventi sezione HEA 220 ed innestati direttamente in prossimità dell'ala inferiore delle travi principali.

Figura 8-3 sezione elementi (beam) travi e traversi

Sono poi tsti introdotti due elementi di bordo UPN180 per dare appoggio al limite della soletta e fissaggio al coprigiunto.

Gli appoggi sono stati implementati mediante n.4 nodi (nodi n.1, 2, 3 e 4) vincolati a terra mediante vincoli elastici con rigidezza orizzontale $K_0=1.61$ kN/mm; altimetricamente i vincoli sono posti a -0.10m dall'intradosso trave modellato, cogliendo di fatto ogni azione orizzontale che nasce per effetto dell'eccentricità tra asse appoggio e asse trave per effetto di azioni verticali che inducono curvatura nella trave.

Node	Type	Fixed	SDx (kN/m)	SDy (kN/m)	SDz (kN/m)	SRx (kN*m/[rad])	SRy (kN*m/[rad])	SRz (kN*m/[rad])	Damping Constant
1	Linear	001000	1610.0000	1610.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00	<input type="checkbox"/>
2	Linear	001000	1610.0000	1610.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00	<input type="checkbox"/>
3	Linear	001000	1610.0000	1610.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00	<input type="checkbox"/>
4	Linear	001000	1610.0000	1610.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00	<input type="checkbox"/>

Tabella 8.1 Caratteristiche vincoli a terra appoggi con rigidezza costante

Si riporta di seguito la numerazione delle aste e dei nodi.

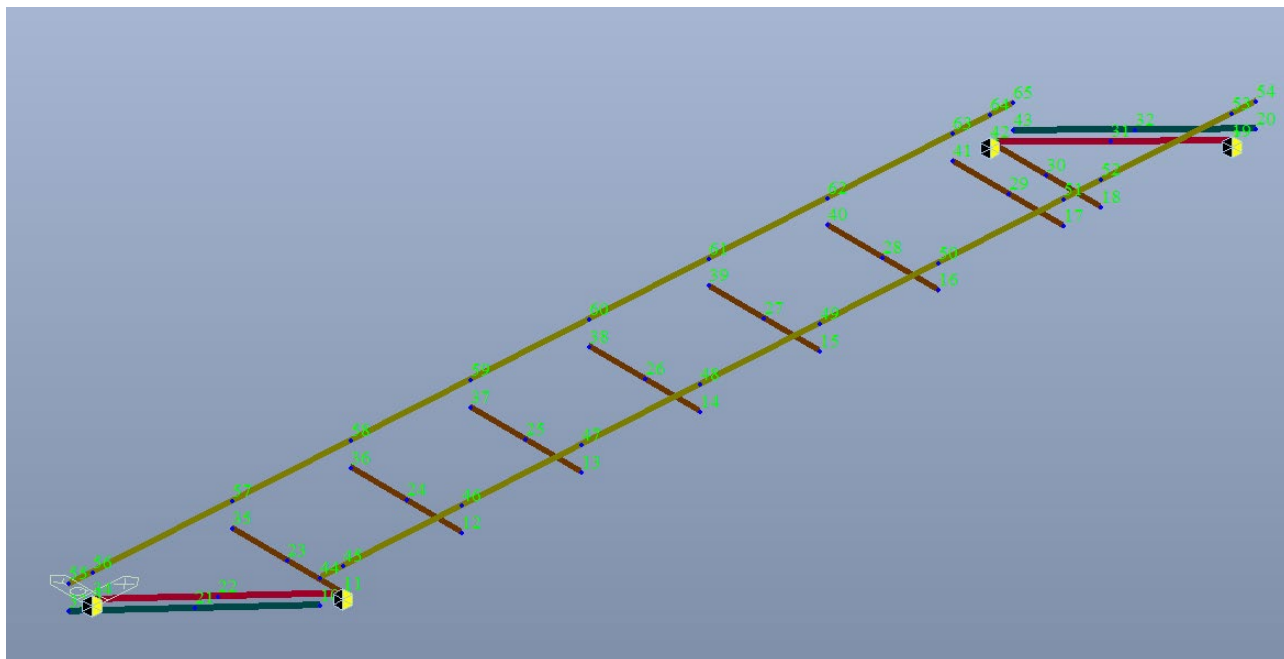


Figura 8-4 Numerazione Nodi

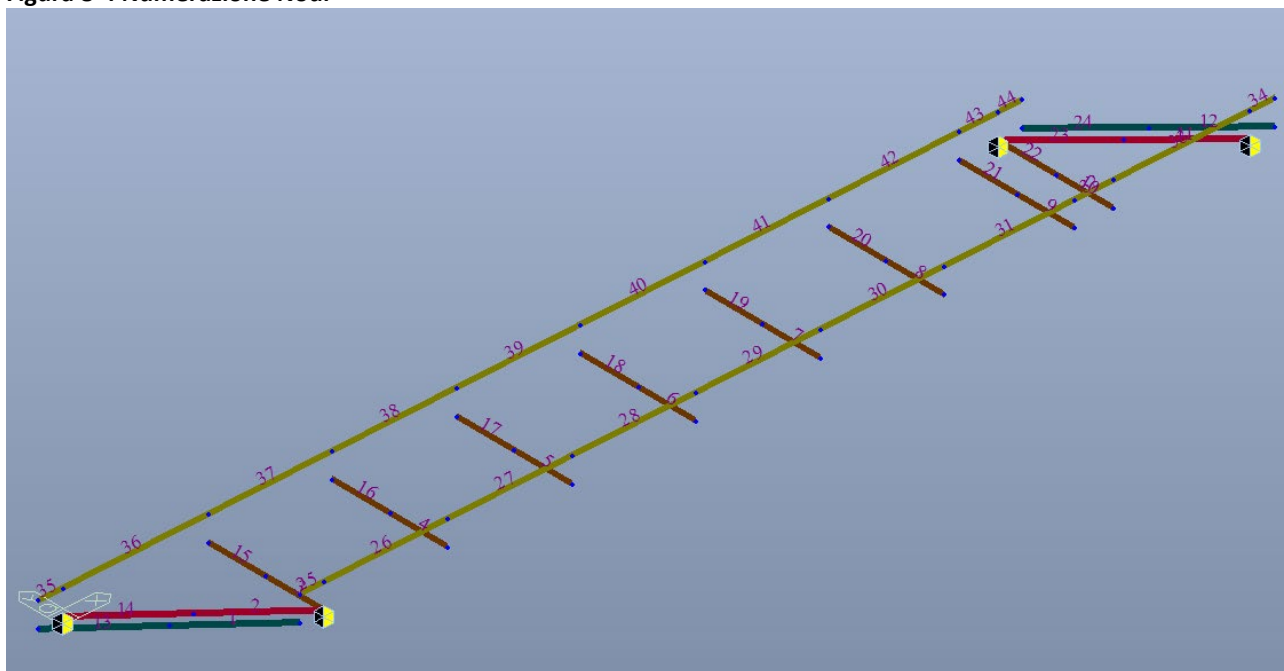


Figura 8-5 Numerazione aste

8.2. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento alle NTC 2018, con riferimento alle ipotesi semplificative effettuate ai punti precedenti, a seconda dell'elemento studiato si alterneranno come dominanti (se presenti) le seguenti azioni variabili:

- variazioni termiche ΔT_k
- carico folla $Q_{k,folia}$
- azione del vento $F_{k,vento}$

I parametri di scelta delle NTC2018 sono i seguenti:

γ_{G1} 1.00 - 1.35 coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio

γ_{G2} 0 - 1.35 coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente

γ_{Qk} 0 - 1.35 coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico/folla

$\gamma_{\Delta T_k}$ 0 - 1.50 coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica

$\gamma_{F_{k,vento}}$ 0 - 1.50 coefficiente moltiplicativo per i carichi vento

Condizione di carico	Ψ_0 (SLU, SLE,rara)	Ψ_1 (SLE,freq)	Ψ_2 (SLE,q.perm)
Folla	-	0.75	-
Vento	0.6	0.2	-
Termica	0.6	0.6	0.5

le combinazioni di carico implementate nel modello FEM risultano pertanto:

combinazione	g1k-modello	g1k-man (so	g2k-perm	q5k-folla (SX)Y+			q5k-folla(DX)Y-			qvk-vento(Y+)			qt-Termica		
	γ_i	γ_i	γ_i	γ_i	Ψ_i	$\gamma_i\Psi_i$	γ_i	Ψ_i	$\gamma_i\Psi_i$	γ_i	Ψ_i	$\gamma_i\Psi_i$	γ_i	Ψ_i	$\gamma_i\Psi_i$
SLE, q.perm-0	1	1	1	0		0.00	0		0.00	0		0.00	0		0.00
SLE,freq.-1	1	1	1	1	0.75	0.75	1	0.75	0.75	1	0	0.00	1	0.5	0.60
SLE,freq.-2	1	1	1	1	0.75	0.75	0	0	0.00	1	0	0.00	1	0.5	0.60
SLE,freq.-3	1	1	1	1	0	0.00	1	0	0.00	1	0.2	0.20	1	0.5	0.60
SLE,freq.-4	1	1	1	1	0	0.00	1	0	0.00	1	0	0.00	1	0.5	0.50
SLE,rara-1	1	1	1	1	1	1.00	1	1	1.00	1	0.6	0.60	1	0.6	0.60
SLE,rara-2	1	1	1	1	1	1.00	0	0	0.00	1	0.6	0.60	1	0.6	0.60
SLE,rara-3	1	1	1	1	0	0.00	1	0	0.00	1	1	1.00	1	0.6	0.60
SLE,rara-4	1	1	1	1	0	0.00	1	0	0.00	1	0.6	0.60	1	1	1.00
SLU(folla)-1	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1	1.35	1.5	0.6	0.90	1.5	0.6	0.90
SLU(folla)-2	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	0	0	0.00	1.5	0.6	0.90	1.5	0.6	0.90
SLU (vento carico)-3	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0.00	1.35	0	0.00	1.5	1	1.50	1.5	0.6	0.90
SLU(vento scarico)-4	1	1	1	1.35	0	0.00	1.35	0	0.00	1.5	1	1.50	1.5	0.6	0.90
SLU (termica)-5	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0.00	1.35	0	0.00	1.5	0.6	0.90	1.5	1	1.50

Tabella 8.2 combinazione dei carichi implementate nel modello di calcolo

8.3. Modi di vibrare passerella

Di seguito si riportano i principali modi di vibrare della passerella.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	13.0842	2.0824	0.4802	0.0000e+00								
	2	15.6863	2.4966	0.4006	0.0000e+00								
	3	22.4677	3.5758	0.2797	0.0000e+00								
	4	34.8460	5.5459	0.1803	2.8110e-92								
	5	42.6227	6.7836	0.1474	1.7777e-81								
	6	47.6919	7.5904	0.1317	5.4180e-75								
	7	49.8511	7.9341	0.1260	7.7198e-73								
	8	56.3484	8.9681	0.1115	1.8857e-66								
	9	60.2012	9.5813	0.1044	5.6536e-63								
	10	79.2415	12.6117	0.0793	1.0384e-50								
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	0.0011	0.0011	93.4352	93.4352	0.0000	0.0000	0.2004	0.2004	0.0045	0.0045	0.0001	0.0001
	2	99.9882	99.9892	0.0017	93.4369	0.0000	0.0000	0.0000	0.2004	0.0003	0.0048	0.0000	0.0001
	3	0.0000	99.9893	0.0000	93.4370	0.0301	0.0301	0.0137	0.2140	0.0001	0.0049	96.9773	96.9774
	4	0.0027	99.9919	6.4256	99.8626	0.0138	0.0439	1.8815	2.0955	0.0385	0.0434	0.0017	96.9791
	5	0.0000	99.9919	0.0007	99.8633	65.8274	65.8713	0.2473	2.3428	0.0089	0.0522	0.1059	97.0851
	6	0.0001	99.9920	0.0060	99.8693	0.4927	66.3640	0.0007	2.3436	0.0000	0.0522	2.0328	99.1178
	7	0.0002	99.9922	0.0096	99.8789	0.2230	66.5869	64.3687	66.7122	5.0118	5.0640	0.0000	99.1178
	8	0.0046	99.9968	0.0689	99.9478	0.0262	66.6132	0.0113	66.7236	0.0044	5.0684	0.4131	99.5310
	9	0.0017	99.9986	0.0193	99.9671	0.0730	66.6862	0.0010	66.7246	0.0028	5.0713	0.4351	99.9660
	10	0.0000	99.9986	0.0001	99.9672	0.0007	66.6869	0.0057	66.7303	0.0094	5.0806	0.0103	99.9763

Tabella 8.3 Modi di vibrare modello di calcolo passerella

Si evince che il primo modo di vibrare è associato ad una deformazione puramente trasversale (dir. Y globale) della passerella; analogamente il secondo modo è puramente traslazionale longitudinale (dir. X globale). I suddetti modi sono infatti governati dalla rigidità degli appoggi.

Il terzo modo è rotazionale (intorno all'asse Z) e quindi sempre legato deformabilità del sistema di appoggi.

Il quinto modo è verticale legato alla deformazione della passerella (dir.Z globale).

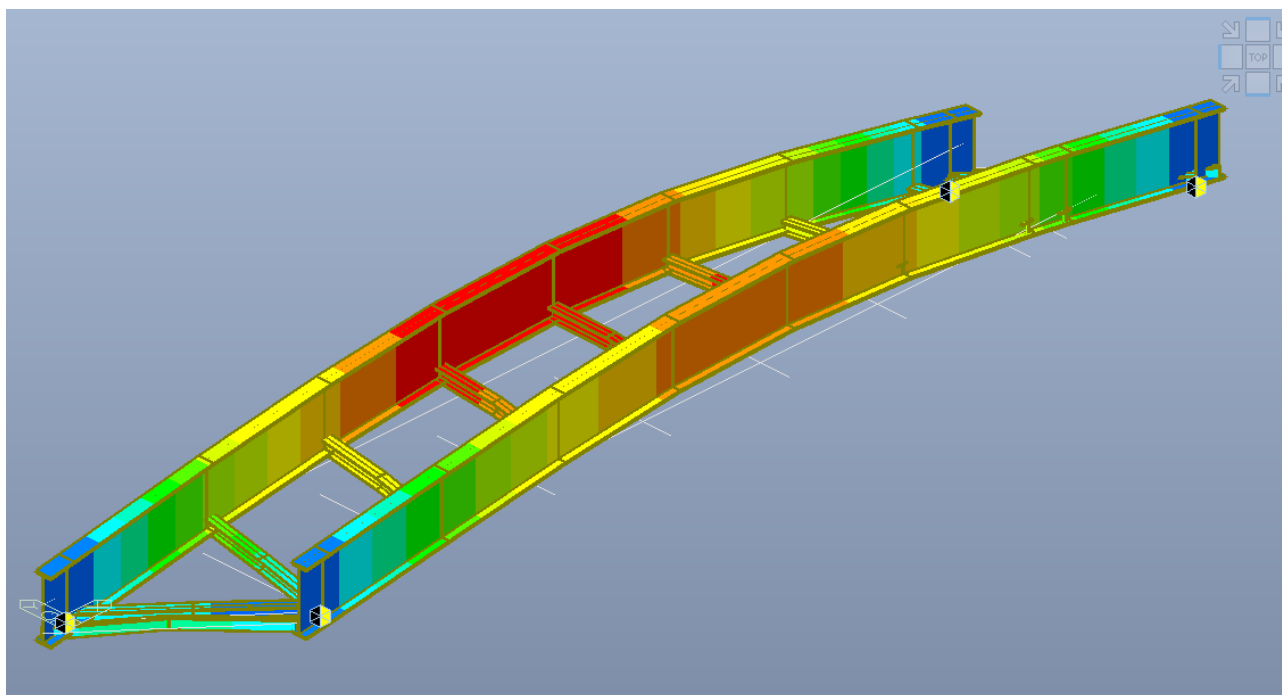


Figura 8-6 Modo di vibrare n.5

8.4. Verifica vibrazioni e Metodo Sétra

Le Norme Tecniche, per i ponti stradali e pedonali, non prevedono verifiche specifiche nei confronti delle vibrazioni, a differenza di quanto previsto per gli edifici (cap.4.2.4.2.3) e per i ponti ferroviari (cap.5.2.3.2.2.1). La Circolare NTC2018 non individua dei criteri di ammissibilità ma suggerisce di appoggiarsi a normative e procedure consolidate per la definizione degli opportuni livelli di confort, limitandosi ad individuare dei range di sollecitazione per forzanti usuali per ponti pedonali. Si segnala infatti che generalmente i ponti pedonali riscontrano, per il miglior sfruttamento delle risorse dei materiali, tipiche frequenze vibrazionali appartenenti ai suddetti range di eccitazione; in alcuni casi il confort è stato intaccato, mentre in altre situazioni non si è avuto riscontro.

a) Natural frequencies

The condition most to be avoided is a coincidence of average walking rate with a natural frequency. Figure 1.1 shows an assembly of data from different parts of the world for 67 footbridges. Also shown is the band of walking rates expected from 95% of the pedestrian population.

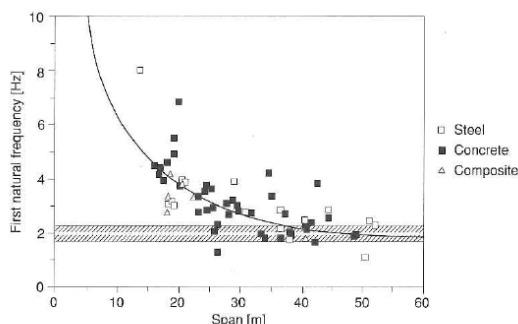


Figure 1.1: Footbridge fundamental frequency as a function of span

Figura 8-7 Stralcio “Practical guidelines Vibration problems in structures”: frequenze proprie passerelle

Come si evince dal grafico sopra riportato la frequenza intorno ai 2 Hz, interessata dal tipico range di frequenza della camminata umana, è praticamente inevitabile per passerelle di luce superiore ai 40 m mentre per luce $L=20\text{m}$ (come nel caso specifico) è in generale possibile portarsi intorno ai 4Hz. Nel caso specifico la frequenza verticale, maggiormente impegnata dalle azioni verticali è addirittura intorno ai 6 Hz il che sottintende la possibilità di un’ulteriore ottimizzazione.

Facendo riferimento alla procedura Sètra “Technical guide footbridges” ed al CEB-FIP bulletin 32 “Guidelines for the design of footbridges” sono state implementate le verifiche tenendo conto che il suddetto metodo è sostanzialmente funzionale ad individuare dei valori di accelerazione associabili ad un confort su dei livelli di accettabilità del pedone.

- *Maximum comfort*: Accelerations undergone by the structure are practically imperceptible to the users
- *Average comfort*: Accelerations undergone by the structure are merely perceptible to the users.
- *Minimum comfort*: under loading configurations that seldom occur, accelerations undergone by the structure are perceived by the users, but do not become intolerable

Il livello di comfort raggiunto viene valutato facendo riferimento all'accelerazione subita dalla struttura, determinata mediante calcolo, utilizzando diversi casi di carico dinamico. Data la natura soggettiva del concetto di comfort, è stato giudicato preferibile ragionare termini di intervalli piuttosto che soglie.

Acceleration ranges	0	0.5	1	2.5
Range 1	Max			
Range 2		Mean		
Range 3			Min	
Range 4				

Table 2.1: Acceleration ranges (in m/s^2) for vertical vibrations

Acceleration ranges	0	0.1	0.15	0.3	0.8
Range 1	Max				
Range 2		Mean			
Range 3			Min		
Range 4					

Table 2.2: Acceleration ranges (in m/s^2) for horizontal vibrations

The acceleration is limited in any case to 0.10 m/s^2 to avoid "lock-in" effect

La procedura di analisi è dei seguito riportata nello schema presente nella norma stessa.

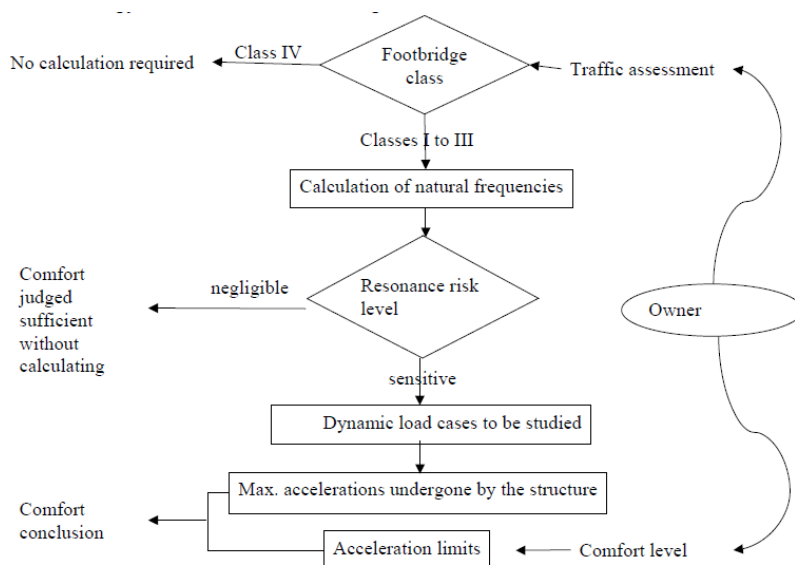


Figure 2.1: Methodology organisation chart

A monte dell'applicazione del suddetto schema è prevista la classificazione della passerella in ragione della funzionalità della stessa, con particolare riferimento al livello di "traffico" che la stessa deve sopportare.

Footbridge class makes it possible to determine the level of traffic it can bear:

Class IV: seldom used footbridge, built to link sparsely populated areas or to ensure continuity of the pedestrian footpath in motorway or express lane areas.

Class III: footbridge for standard use, that may occasionally be crossed by large groups of people but that will never be loaded throughout its bearing area.




Class II: urban footbridge linking up populated areas, subjected to heavy traffic and that may occasionally be loaded throughout its bearing area.

Class I: urban footbridge linking up high pedestrian density areas (for instance, nearby presence of a rail or underground station) or that is frequently used by dense crowds (demonstrations, tourists, etc.), subjected to very heavy traffic.

L'opera specifica appartiene alla **Classe III** "passerella ad uso standard, che può essere occasionalmente attraversata da gruppi numerosi di persone ma che non verrà mai caricato in tutta la sua area portante." il che, come si vedrà nel seguito, **non implica necessità di verifica del confort secondo il metodo Sétra qualora non si ricada nel Range di frequenza 1.**

Ai soli fini di dare il concetto di classe anche con un'immagine dell'affollamento associato alla Classe III del metodo Sétra che prevede 0.5 pedoni/mq, si riporta di seguito un'immagine rappresentativa dell'affollamento sulle passerelle stralciata dal Final Report "Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges" (SYNPEX) progetto finanziato dalla Commissione Europea.

Table 1. Traffic classes

Traffic Class	Density d (P = Person)	Description	Characteristics
TC 1	group of 15 P; $d=15P/bl$	Very weak traffic	15 single persons (b=width of deck; l=length of deck)
TC 2	$d= 0.2 P/m^2$	Weak traffic: 	Comfortable and free walking, Overtaking is possible, Single pedestrians can freely choose pace
TC 3	$d= 0.5 P/m^2$	Dense traffic: 	Significantly dense traffic, Unrestricted walking, Overtaking can intermittently inhibit.
TC 4	$d= 1.0 P/m^2$	Very dense traffic: 	Freedom of movement is restricted. Uncomfortable situation, obstructed walking, Overtaking is no longer possible.
TC 5	$d= 1.5 P/m^2$	Exceptional dense traffic	Very dense traffic and unpleasant walking. Crowding begins, one can no longer freely choose pace.

In entrambe le direzioni verticale e orizzontale, ci sono quattro gamme di frequenza, corrispondenti a diminuzione del rischio di risonanza:

Range 1: massimo rischio di risonanza.

Range 2: rischio medio di risonanza.

Range 3: basso rischio di risonanza per situazioni di carico standard.

Range 4: rischio di risonanza trascurabile.

Frequency	0	1	1.7	2.1	2.6	5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Table 2.3: Frequency ranges (Hz) of the vertical and longitudinal vibrations

Frequency	0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Table 2.4: Frequency ranges (Hz) of the transverse horizontal vibrations

A seconda della classe della passerella e dei Range entro i quali si trovano le sue frequenze naturali, è necessario eseguire dei calcoli dinamici della struttura per tutto o parte di un insieme dei 3 casi di carico:

Caso 1: folla sparsa e densa

Caso 2: folla molto fitta

Caso 3: complemento per una folla uniformemente distribuita (effetto 2a armonica)

Di seguito è riportata la tabella esplicativa che individua la tipologia di carico da utilizzare nelle analisi in ragione della Classe della passerella. In prima battuta si evidenzia che per Classe III non sono necessarie analisi se i Range di frequenza sono 2 o 3.

		Load cases to select for acceleration checks		
Traffic	Class	Natural frequency range		
		1	2	3
Sparse	III	Case1	Nil	Nil
Dense	II		Case 1	Case 3
Very dense	I	Case 2	Case 2	Case 3

Case No. 1: Sparse and dense crowd

Case No. 3: Crowd complement (2nd harmonic)

Case No. 2: Very dense crowd

Table 2.5: Verifications – load case under consideration:

Entrando nello specifico della passerella in oggetto dalla tabella seguente si può inquadrare la tipologia di analisi da eseguire.

Modi propri di vibrare	Passerella L=17m Classe III
Trasversale	f1=2.08 Hz Range3
Longitudinale	f2=2.50 Hz Range 2
Verticale	f3=6.78 Hz Range 4

Se ne deduce, che non ricadendo mai nel Range 1 di frequenze non sono necessarie ulteriori verifiche.

service d'Études
techniques
des routes
et autoroutes

october 2006

Technical guide

Footbridges

Assessment of vibrational behaviour of footbridges
under pedestrian loading

Per tutti i parametri di calcolo vedasi indicazioni esplicitate nelle Linee guida
Ip. Implementata soluzione analitica per semplice appoggio e prima armonica

Opera: Passerella L=63m																																	
Riscontro calcolo analitico frequenze proprie	Vert	Oriz.Trasv.	Oriz.Long.																														
frequenza naturale 1 [Hz]=	1.406	0.886	1.380																														
frequenza naturale 2 [Hz]=	5.623	3.545																															
Inerzia J [m^4]=	0.17	0.07																															
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> <p>Modulo elastico E [MPa]= 210000</p> <p>Caratteristiche principali passerella:</p> <p>L bridge [m]= 62.3</p> <p>B bridge [m]= 3.1</p> <p>S [mq]= 193</p> <p>linear density ρ [kg/m]= 2884.7</p> <p>Definizione delle azioni di carico:</p> <p>Classe III</p> <p>densità persone d [n./mq]= 0.5</p> <p>n. persone N= 96.6</p> <p>massa persone [kg]= 6890 (70 kg/pers)</p> <p>linear density ρpers. [kg/m]= 110.6</p> <p>densità tot [kg/m]= 2995</p> </div> <div> <p>Frequency</p> <table border="1" style="font-size: 8px;"> <tr><td>0</td><td>1</td><td>1.7</td><td>2.1</td><td>2.6</td><td>5</td></tr> <tr><td>Range 1</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>Range 2</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>Range 3</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>Range 4</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> </table> <p>Table 2.3: Frequency ranges (Hz) of the vertical and longitudinal vibrations</p> </div> </div>				0	1	1.7	2.1	2.6	5	Range 1						Range 2						Range 3						Range 4					
0	1	1.7	2.1	2.6	5																												
Range 1																																	
Range 2																																	
Range 3																																	
Range 4																																	
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> <p>ψ 1</p> <p>smorzamento ξ 0.40%</p> <p>Neq=10.8(ξ/N)^0.5= 0.07</p> </div> <div> <p>Struttura in Acciaio</p> </div> </div>																																	
	Vert	Oriz.Trasv.	Oriz.Long.																														
Forzante (carico) a mq (t=0) [N/mq]		1.22																															
F(t=0)=F0 [N/m]		3.8																															
a [m/s^2]=		0.20																															
Confort:	Medio																																

Type of value	Literal expression
Natural pulsations	$\omega_n = \frac{n^2 \pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho S}}$
Natural frequencies	$f_n = \frac{n^2 \pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho S}}$
Maximum deflection	$v_{max} = \frac{1}{2\xi_n} \frac{1}{n^4} \frac{4FL^4}{EI\pi^2}$
Maximum moment	$M_{max} = \frac{1}{2\xi_n} \frac{1}{n^2} \frac{4FL^2}{\pi^2}$
Maximum shear force	$V_{max} = \frac{1}{2\xi_n} \frac{1}{n} \frac{4FL}{\pi^2}$
Maximum acceleration	$Acceleration_{max} = \frac{1}{2\xi_n} \frac{4F}{\pi \rho S}$

Frequency

0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5
Range 1					
Range 2					
Range 3					
Range 4					

Table 2.4: Frequency ranges (Hz) of the transverse horizontal vibrations

Classe	pedestrian/mq
I	1
II	0.8
III	0.5

Range 1	Max
Range 2	Mean
Range 3	Min
Range 4	

Acceleration ranges

0	0.5	1	2.5
Range 1			
Range 2			
Range 3			
Range 4			

Table 2.1: Acceleration ranges (in m/s^2) for vertical vibrations

Range 1	Max
Range 2	Mean
Range 3	Min
Range 4	

Acceleration ranges

0	0.1	0.15	0.3	0.8
Range 1				
Range 2				
Range 3				
Range 4				

Table 2.2: Acceleration ranges (in m/s^2) for horizontal vibrations

The acceleration is limited in any case to 0.10 m/s^2 to avoid "lock-in" effect

Confort medio (Average comfort): Le accelerazioni subite dalla struttura sono solo percettibili dagli utenti.

9. RISULTATI E VERIFICHE PASSERELLA

9.1. Principali risultati di calcolo

Si riportano di seguito i diagrammi di sollecitazione massima per le combinazioni SLU e SLE rara

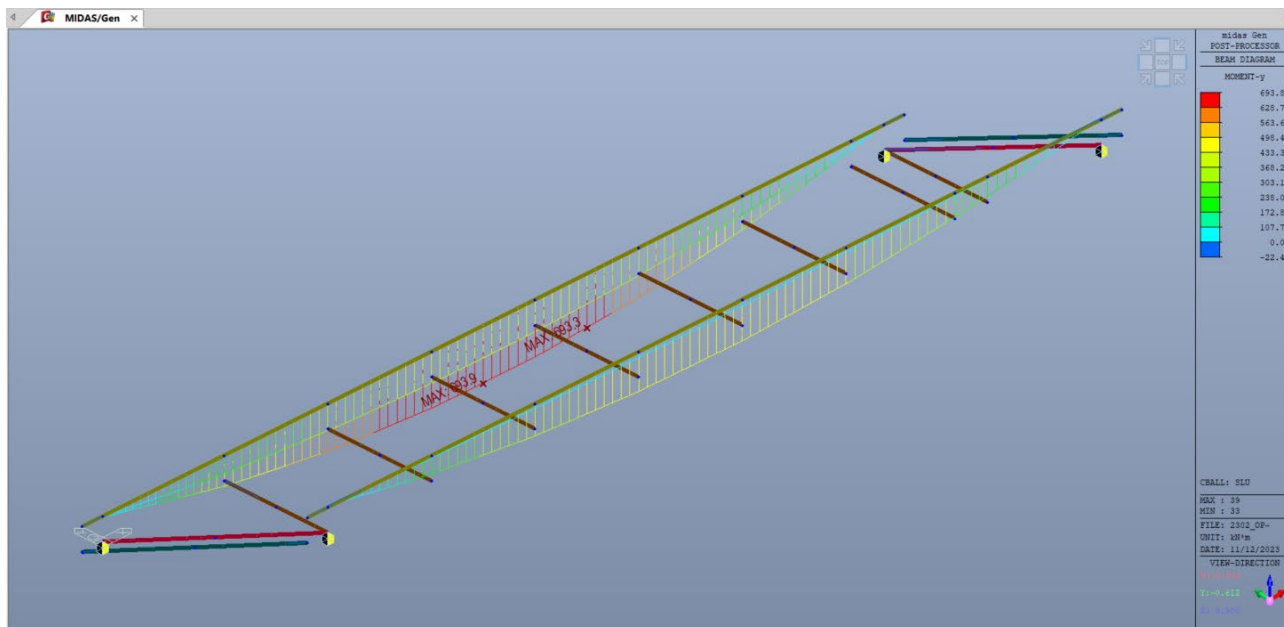


Figura 9-1 massima sollecitazione flettente My SLU

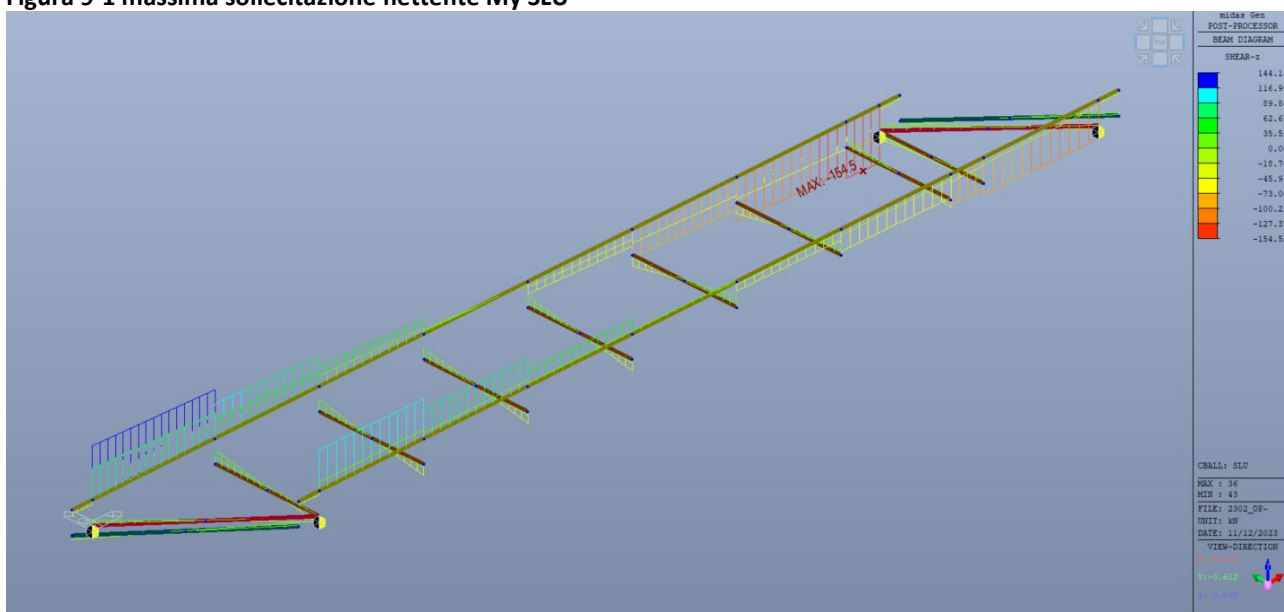


Figura 9-2 massima sollecitazione tagliante Fz SLU

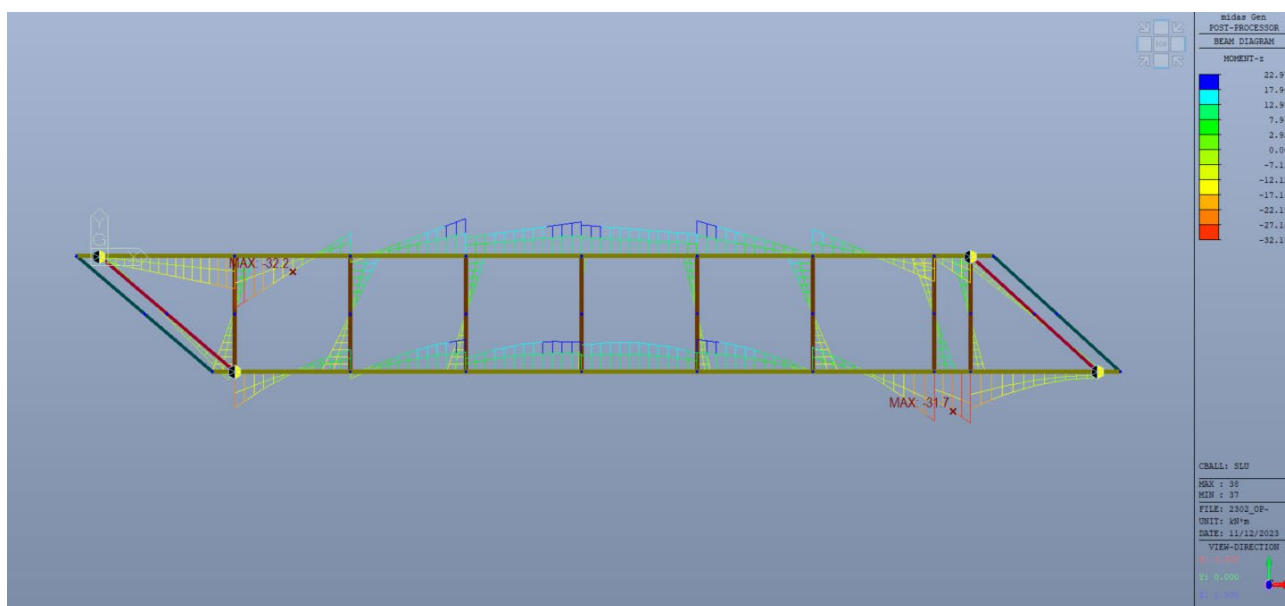


Figura 9-3 massima sollecitazione flettente M_z SLU

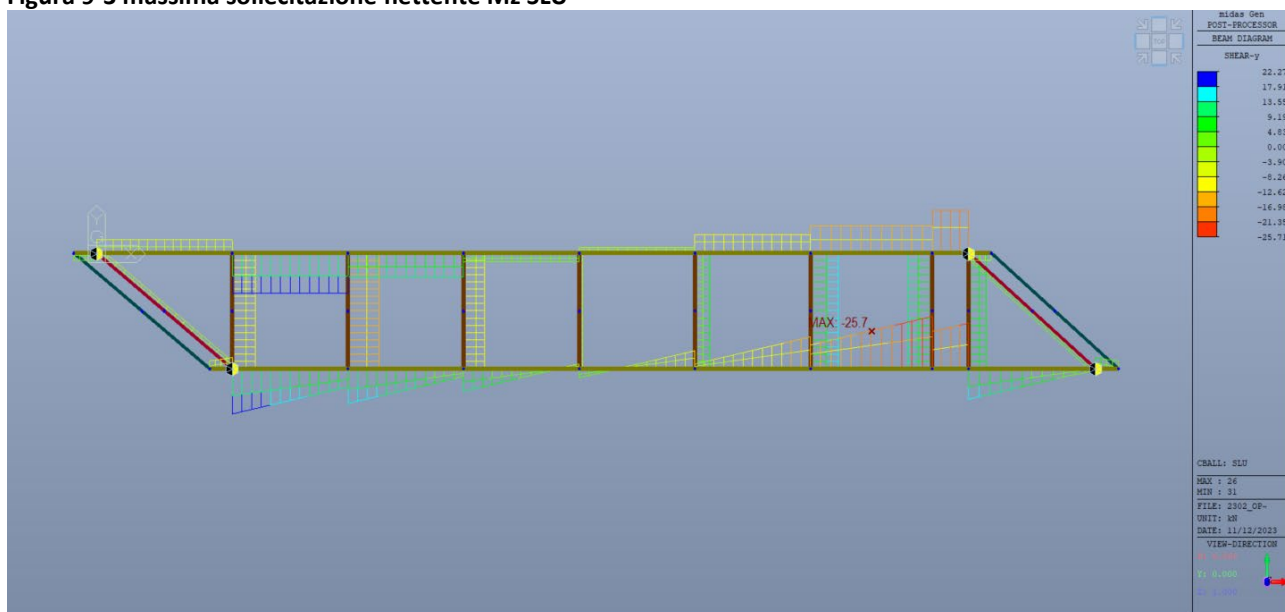


Figura 9-4 massima sollecitazione tagliante F_y SLU

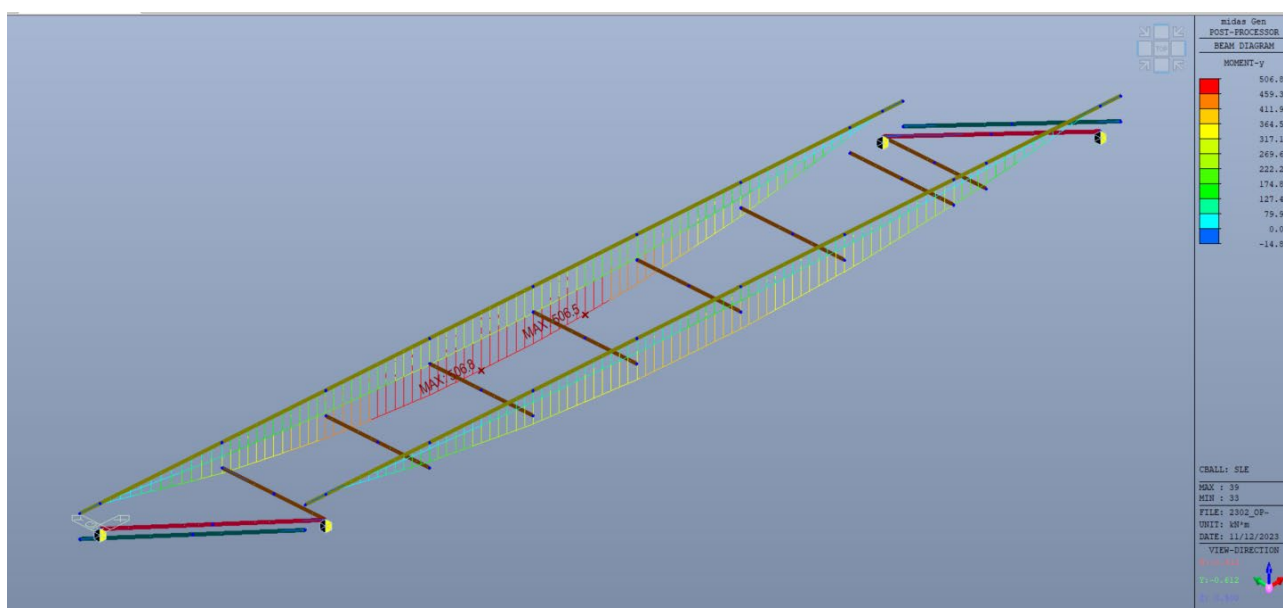


Figura 9-5 massima sollecitazione flettente My SLE

9.2. Verifiche trave principale

Relativamente alla verifica delle sezioni principali della trave principale si riporta il report delle verifiche di resistenza a flessione e taglio eseguite dal SW in automatico:

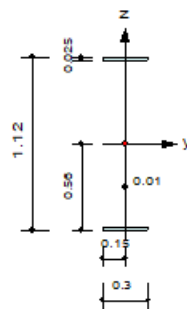
midas Gen - Steel Code Checking [Eurocode3:05]														Gen 2023	
=====															
*.PROJECT :															
*.UNIT SYSTEM : kN, m															
=====															
[Eurocode3:05] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.															
=====															
MEMB	SECT	Section													
CHK	COM	SHR	Material	Fy	LCB	Len	Ly	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed
						Lu	Lz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd
	38	1	Trave			2.30000	2.30000	1.00	34.4748	689.322	689.322	14.0971	6.68814	51.2365	-0.0003
OK	0.27	0.04	S355	355000	7	2.30000	2.30000	1.00	8689.05	0.00000	3283.08	253.772	2927.99	1178.10	-0.00920

Tabella 9.1 Travi principali: sollecitazioni e resistenze per sezioni maggiormente sfruttate

Di seguito si riporta la verifica mediante SW Midas Gen

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 38
Material S355 (No:1)
($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name Trave (No:1)
(Built-up Section).
Member Length : 2.30000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = 34.4748$ (LCB: 7, POS:I)
Bending Moments $M_y = 689.322$, $M_z = 14.0971$
End Moments $M_{yi} = 689.322$, $M_{yj} = 585.406$ (for L_y)
 $M_{zi} = 14.0971$, $M_{zj} = -1.2856$ (for L_z)
Shear Forces $F_{yy} = 11.6758$ (LCB: 10, POS:1/2)
 $F_{zz} = 51.2365$ (LCB: 7, POS:J)

Depth	1.12000	Web Thick	0.01000
Top F Width	0.30000	Top F Thick	0.02500
Bot.F Width	0.30000	Bot.F Thick	0.02500
Area	0.02570	Asz	0.01120
Qyb	0.55374	Qzb	0.01125
Iyy	0.00552	Izz	0.00011
Ybar	0.15000	Zbar	0.50000
Wely	0.00985	Welz	0.00075
ry	0.45337	rz	0.00519

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 2.30000$, $L_z = 2.30000$, $L_b = 2.30000$
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

$KL/r = 38.2 < 200.0$ (Memb:33, LCB: 7)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 34.47/8689.05 = 0.004 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 689.32/3283.08 = 0.210 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 14.097/253.772 = 0.056 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{byN} = N_{Ed}/(A_{eff}f_y/\gamma_{M0})$, $R_{byM} = (M_{Edy} + N_{Ed}e_{Ny})/M_{y,Rd} + (M_{Edz} + N_{Ed}e_{Nz})/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \max[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.269 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.004 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.043 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0092 > 0.0003$ (Memb:39, LCB: 3, POS: 1.1m, Dir-Z)..... O.K

9.3. Verifiche trasversi

Relativamente alla verifica delle sezioni principali della trave principale si riporta il report delle verifiche di resistenza a flessione e taglio eseguite dal SW in automatico:

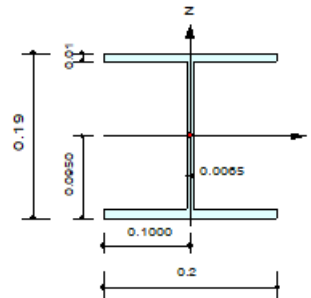
midas Gen - Steel Code Checking [Eurocode3:05]										Gen 2023						
=====																
*.PROJECT :																
*.UNIT SYSTEM : kN, m																
=====																
[Eurocode3:05] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.																
=====																
CHK	MEMB	SECT	Section			Len	Ly	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR	Material	Fy	LCB	Lu	Lz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
=====																
	4	2	TV-Intermedio, HEA200			1.15000	1.15000	1.00	-8.2336	3.69077	3.69077	-17.720	-15.355	-9.2158	-	-0.0003
OK	0.31	0.09	S355	355000	10	1.15000	1.15000	1.00	1818.95	0.00000	145.381	68.2261	834.477	352.335	-	0.00460
=====																
	23	3	TV-Testata, HEA200			1.70886	1.70886	1.00	41.1802	-12.304	-12.304	-5.5331	2.30001	11.6614	-	-0.0004
OK	0.19	0.05	S355	355000	9	1.70886	1.70886	1.00	1818.95	0.00000	145.381	68.2261	834.477	352.335	-	0.00710
=====																

Tabella 9.2 Travi principali: sollecitazioni e resistenze per sezioni maggiormente sfruttate

Di seguito si riporta la verifica mediante SW Midas Gen

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 4
Material S355 (No:1)
($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name TV-Intermedio (No:2)
(Rolled : HEA200).
Member Length : 1.15000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -8.2336$ (LCB: 10, POS:I)
Bending Moments $M_y = 3.69077$, $M_z = -17.720$
End Moments $M_{yi} = 3.69077$, $M_{yj} = 8.98956$ (for Lb)
 $M_{yi} = 3.69077$, $M_{yj} = 8.98956$ (for Ly)
 $M_{zi} = -17.720$, $M_{zj} = -0.0614$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = -15.366$ (LCB: 9, POS:1/2)
 $F_{zz} = -30.522$ (LCB: 7, POS:I)

Depth	0.19000	Web Thick	0.00550
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01000
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01000
Area	0.00538	Asz	0.00123
Qyb	0.03130	Qzb	0.00500
Iyy	0.00004	Izz	0.00001
Ybar	0.10000	Zbar	0.00500
Wely	0.00039	Welz	0.00013
ry	0.08280	rz	0.04980

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 1.15000$, $L_z = 1.15000$, $L_b = 1.15000$
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

$KL/r = 23.1 < 200.0$ (Memb:4, LCB: 10)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 8.23/1818.95 = 0.005 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 3.691/145.381 = 0.025 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 17.720/68.2261 = 0.260 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{cLT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{cLT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.306 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.018 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.087 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0046 > 0.0003$ (Memb:3, LCB: 3, POS: 0.6m, Dir-Z)..... O.K

9.4. Deformata e Monta delle travi

La definizione della monta da dare in officina alle travi è stata determinata calcolando la deformata dei carichi permanenti +25% del sovraccarico variabile dovuto alla folla ed al vento (coeff. partecipazione 0.6). Si è poi scelto di dare una monta in officina (mediante il taglio delle lamiere di giunzione dei conci) maggiore, al fine di avere una conformazione in esercizio (indicata in tabella come “deformata a riposo”) comunque convessa e tale da poter assorbire anche il 100% delle azioni variabili.

Si adotta una monta in mezzeria di 100mm

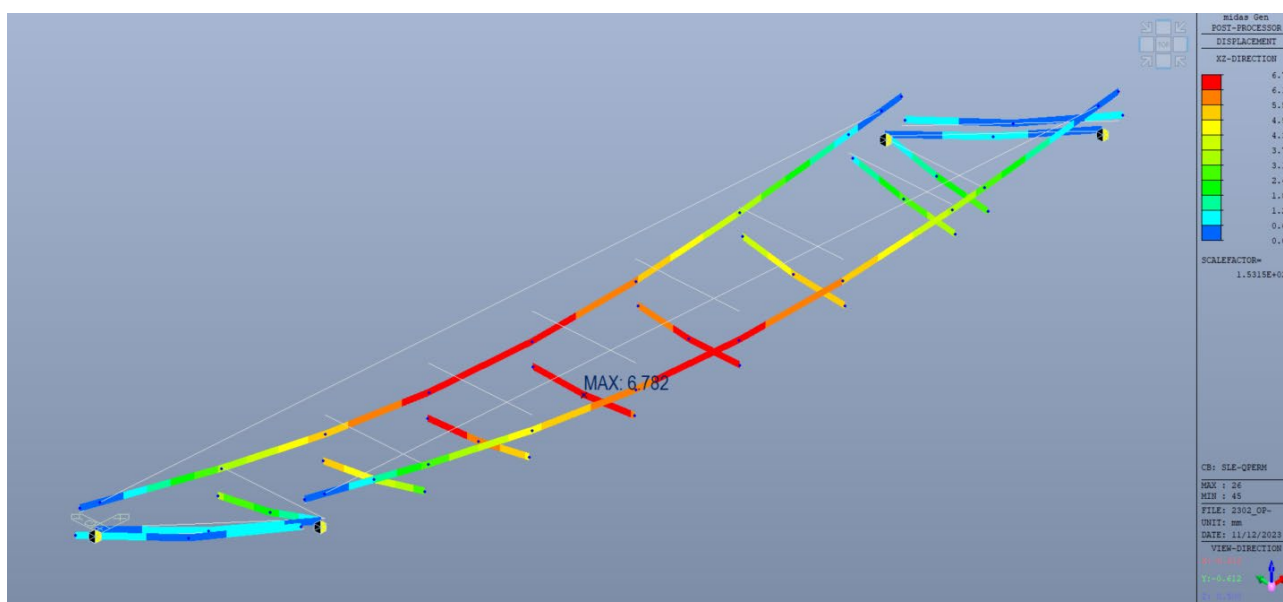


Figura 9-6 Deformazione per pesi proprio e permanenti (g1k+g2k)

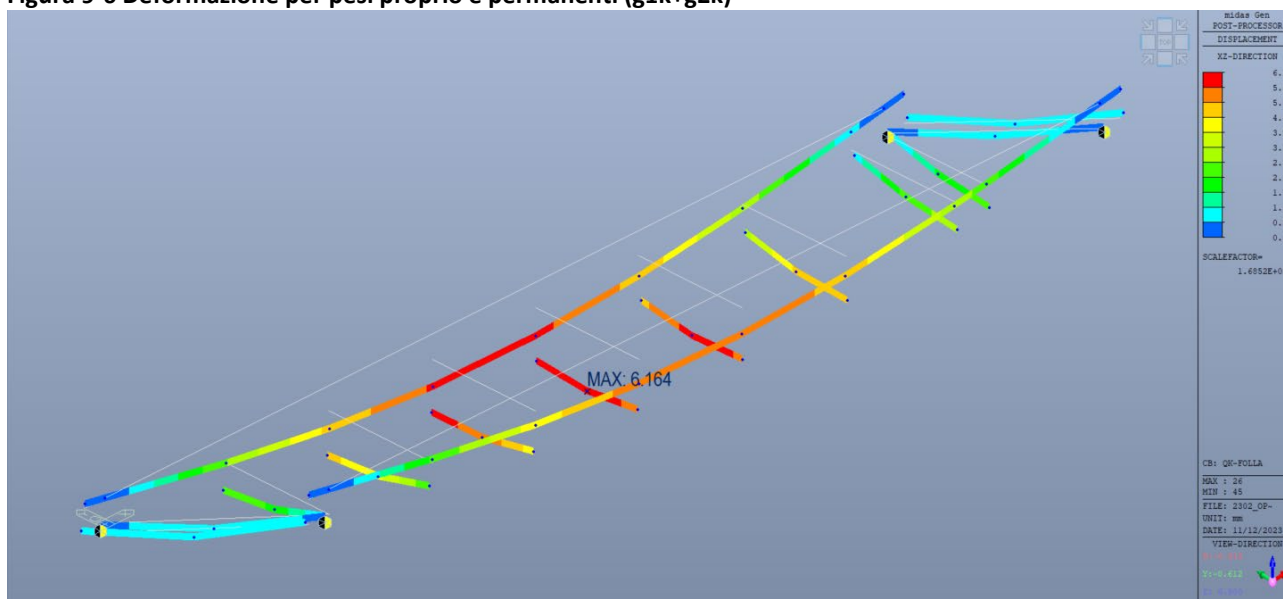


Figura 9-7 Deformazione per folla (qk,folla)

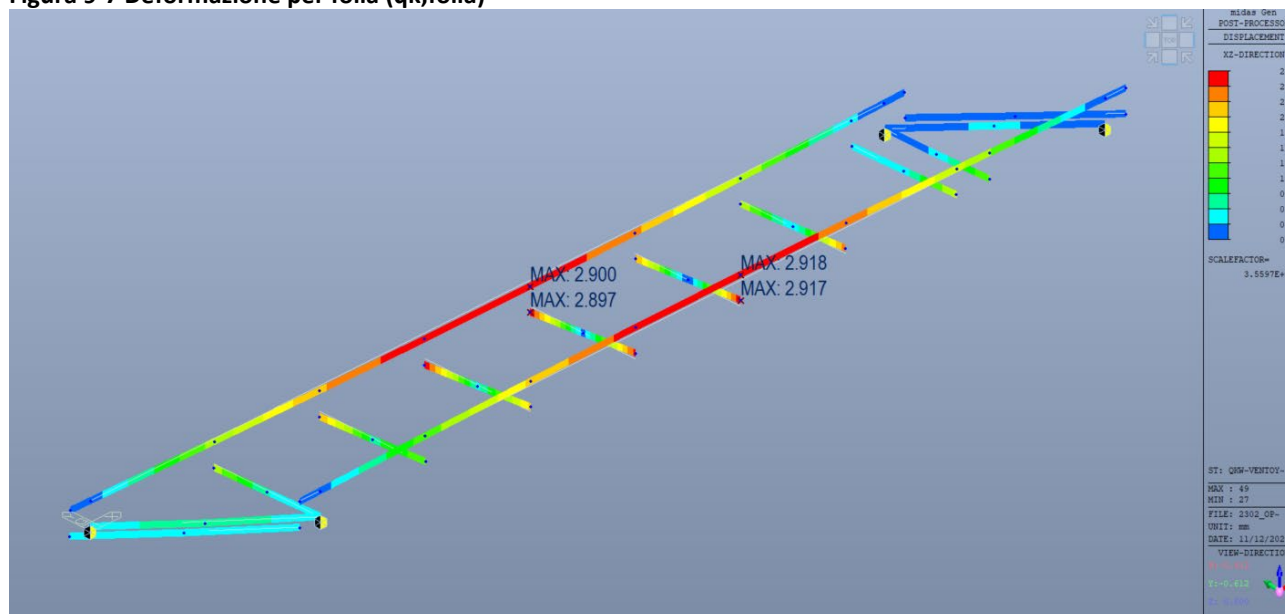


Figura 9-8 Deformazione per vento (qk,w)

Come si evince la freccia massima risulta:

- Solo variabili folla+0.6vento $f_{(q5k+0.6qk,vennto)}=8\text{mm} < L/300=57\text{ mm} \Rightarrow$ Verificato (limite per solai in genere)
- Deformata max $f_{(g1k+g2k+qk-monta)}=17-100=-83\text{mm} < L/250=69\text{ mm} \Rightarrow$ Verificato (limite sulla deformata massima), tenendo presente che così come progettato la deformazione è negativa restando in opera un residuo della monta imposta in fase costruttiva.
- Solo variabili folla $f_{(folla)}=6\text{mm} < L/500=34\text{ mm} \Rightarrow$ Verificato (limite tipico ponti)

10. SOLETTA

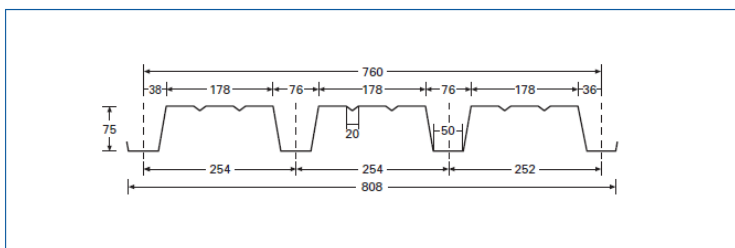
Si prevede l'utilizzo di una lamiera grecata autoportante in fase di getto, con sola funzione di cassero a perdere, in acciaio zincato del tipo **A75/P760 HI-Bond**, posizionata rovesciata per garantire copriferro alle armature, **H=7.5+5.5=13cm** **sp.8/10mm** armata superiormente con rete elettrosaldata **φ8/15x15** e inferiormente con **2φ8/nervatura** corrente.

Le singole lastre disposte lungo lo sviluppo della passerella devono essere posate con affiancamento longitudinale da realizzarsi in corrispondenza dei traversi. La lamiera grecata sarà chiodata ai profili

metallici al fine di evitare lo scorrimento relativo tra la soletta e la carpenteria metallica, senza aver funzione collaborante per i traversi. Si prevede pertanto:

- Connettore a piolo in acciaio zincato, diametro 12 mm H=105mm con testa, ribattuto a freddo ad una piastra di ancoraggio 38 x 54 mm di spessore 4 mm, fissato alla struttura in acciaio mediante due chiodi. Da utilizzarsi in corrispondenza di n.7 nervature/traverso (vedi elab. grafici).

TIPO A 75/P 760
TYPE A 75/P 760



Caratteristiche della lamiera - Properties of the trapezoidal sheets - Caracteristiques du profil - Blecheigenschaften

	mm	Spessore - Thickness - Epaisseur - Stärke				
		0,60	0,70	0,80	1,00	1,20
Peso - Weight - Poids - Gewicht	kg/m	5,75	6,70	7,66	9,58	11,49
Peso - Weight - Poids - Gewicht	kg/m ²	7,56	8,82	10,08	12,60	15,12
Compressione sup. - Top compression						
J _t	cm ² /m	81,22	98,17	115,35	148,09	178,92
W _i	cm ² /m	17,55	20,38	23,63	30,15	36,59
W _s	cm ² /m	25,03	31,10	37,47	50,86	63,40
Compressione inf. - Bottom compression						
W _i	cm ² /m	14,73	18,26	21,93	29,59	37,21
W _s	cm ² /m	30,05	35,65	41,69	53,45	65,15

Figura 10-1 Tabella caratteristiche lamiera HI-Bond A75/760

Come si evince la lamiera ha tutte le caratteristiche per essere utilizzata da entrambi i lati come di fatto è stata utilizzata e viene utilizzata in opere similari.

10.1. Verifica in fase definitiva

Si procede ad una verifica analitica, considerando la lamiera non collaborante e affidando la trazione all'armatura inferiore prevista a progetto.

10.1.1. Verifica per folla compatta

La verifica allo SLU prevede le seguenti sollecitazioni massime allo SLU:

peso proprio getto $g_{1k} = [(0.178 + 202) / 2 \times 0.075 / 0.254 + 0.05] \times 25 = 2.67 \text{ kN/mq}$

peso proprio lamiera $g_{1k}=0.11$ kN/mq

permanete portato $g_{2k}=0.50$ kN/mq

sovraccarico folla $q_k=5.00$ kN/mq

carico allo SLU $q_{SLU}=1.35 \times g_{1k} + 1.5 \times g_{2k} + 1.35 \times q_k = 11.28$ kN/mq

considerando le sollecitazioni massime per uno schema di calcolo in continuità su più appoggi si ha:

$M_{Ed}(+) = qL^2/10 = 8.53$ kNm/m massima azione flessionale positiva in campata

$M_{Ed}(-) = qL^2/8 = 10.66$ kNm/m massima azione flessionale in continuità

$V_{Ed} = 0.67qL = 20.78$ kN/m massima azione tagliante

Posto $L=2.75$ m pari al massimo interasse tra gli appoggi della lamiera

La resistenza a flessione della sezione tipica di larghezza $b=1.00$ m, senza considerare la lamiera collaborante, risulta:

- $M_{Rd}(+) = 14.53$ kNm/m $> M_{Ed}(+)$ verifica soddisfatta
- $M_{Rd}(-) = 16.46$ kNm/m $> M_{Ed}(-)$ verifica soddisfatta

The image displays two side-by-side screenshots of the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Both windows show the same data but with different calculated values for the design moment M_{Rd} .

Left Window:

- Titolo:** A75 (rovescia)
- N° figure elementari:** 2
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	sup [cm]	b inf [cm]	h [cm]
1	100	100	5.5
2	80.31	70.08	7.5
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3.33	2.5
2	3.93	9
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- P.to applicazione N:** Centro
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + Metodo n
- Materiali:** B450C, C32/40
- Calcoli:** $\sigma_c = -18.13$ N/mm², $\sigma_s = 391.3$ N/mm², $\epsilon_s = 3.5$ ‰, $\epsilon_c = 10.53$ ‰, $\epsilon_{s,adm} = 1.957$ ‰, $\epsilon_{c,adm} = 2.114$ ‰, $\tau_{co} = 0.7333$, $\tau_{c1} = 2.114$
- M_{Rd}:** -16.46 kN m

Right Window:

- Titolo:** A75 (rovescia)
- N° figure elementari:** 2
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	sup [cm]	b inf [cm]	h [cm]
1	100	100	5.5
2	80.31	70.08	7.5
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3.33	2.5
2	3.93	9
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- P.to applicazione N:** Centro
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + Metodo n
- Materiali:** B450C, C32/40
- Calcoli:** $\sigma_c = -18.13$ N/mm², $\sigma_s = 391.3$ N/mm², $\epsilon_s = 3.5$ ‰, $\epsilon_c = 14.6$ ‰, $\epsilon_{s,adm} = 1.957$ ‰, $\epsilon_{c,adm} = 2.114$ ‰, $\tau_{co} = 0.7333$, $\tau_{c1} = 2.114$
- M_{Rd}:** 14.53 kN m

La resistenza a taglio porge:

4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

R_{ck} [MPa] =	40	f_{ck} [MPa] =	33.2
γ_c =	1.5	f_{ctk} [MPa] =	2.17
α_{cc} =	0.85	f_{cd} [MPa] =	18.81
f_{yk} [MPa] =	450	f_{ctd} [MPa] =	1.45
γ_s =	1.15	f_{yd} [MPa] =	391.30

Condizione di verifica

H [mm] =	130	Altezza della sezione
d [mm] =	100	Altezza utile della sezione
b_w [mm] =	701	Larghezza della membratura resistente a taglio
k =	$2.0000 = 1 + (200/d)^{0.5}$ con ≤ 2	
A_{sl} [mmq] =	393.7	$2\phi 8/0.254$ Armatura longitudinale in trazione
ρ_l =	0.0056 $A_{sl}/(b_w d) \leq 0.02$	
v_{min} =	0.5704 $= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$	
V_R [kN] =	44.60	Resistenza di calcolo
$V_{R,min}$ [kN] =	39.97	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15g_c)b_w d$
V_R [kN] =	44.60	Resistenza di progetto
V_{Sdu} [kN] =	20.78	Sollecitazione di progetto SLU

Verificato

11. AZIONI SUGLI APPOGGI

Di seguito sono riportate le massime sollecitazioni agenti sugli appoggi per le singole condizioni di carico e quindi le massime sollecitazioni nelle combinazioni di carico SLE, SLU e SLV implementate manualmente con fogli elettronici.

Azioni vincolari	1	1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	4
componente:	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
g1k-SW	0.4	0.0	21.1	-0.3	0.0	20.6	0.3	0.0	20.6	-0.4	0.0	21.5
g1k-man	0.5	0.1	37.2	-0.5	0.1	28.0	0.5	-0.1	28.7	-0.5	-0.1	36.5
g2k-parapett	0.1	0.0	4.5	-0.1	0.0	4.5	0.1	0.0	4.6	-0.1	0.0	4.6
g2k-perImp	0.1	0.0	6.6	-0.1	0.0	5.0	0.1	0.0	5.1	-0.1	0.0	6.5
qkf-follaSX(Y+)	0.3	-0.1	16.7	-0.2	0.3	12.4	0.7	0.1	38.4	-0.7	-0.3	48.7
qkf-follaDX(Y-)	0.7	0.3	49.7	-0.6	-0.1	37.5	0.2	-0.3	12.7	-0.3	0.1	16.3
qkw-VentoY+	-0.9	-15.9	-27.2	0.3	-19.7	-26.9	0.9	-14.0	24.8	-0.3	-20.4	29.6
DT,Nk(+)	3.6	-0.6	-0.1	-4.3	-0.3	0.1	4.3	0.3	0.1	-3.6	0.5	-0.1
DT,Nk(-)	-2.5	0.4	0.1	3.0	0.2	-0.1	-3.0	-0.2	-0.1	2.5	-0.3	0.1
DT,Mk(+)	-0.7	0.0	-0.1	0.7	0.0	0.1	-0.7	0.0	0.1	0.7	0.0	-0.1
DT,Mk(-)	0.8	0.0	0.1	-0.8	0.0	-0.1	0.8	0.0	-0.1	-0.9	0.0	0.1

Tabella 11.1 Reazioni vincolari casi di carico elementari

Le azioni sismiche sono calcolate in base alla rigidità orizzontale degli appoggi, andando quindi sullo spettro di progetto allo SL corrispondente (si è adottato $q=1$) e ricavando quindi l'accelerazione $S_d(T)$ di progetto. L'azione verticale è calcolata in base al modo verticale principale.

Impalcato					Impalcato	Long. (X)	Trasv. (Y)
N_{app}	2	(n. appoggi spalle)			SLE q. perm. FZ [kN]=	256	256
k_{1eq}	1.61 kN/mm				T (s)=	0.400	
N_{app}	2	(n. appoggi pile)			$S_{d,oriz}$ (SLV) [g]=	0.156	0.156
k_{1eq}	1.61 kN/mm				$F_{sis,XeY}$ [kN]=	39.9	39.9
K_{eq}	6.44 kN/mm				T (s)=	0.147	
M	256 kN	massa SIS passerella			$S_{d,vert}$ (SLV) [g]=	0.039	
T	0.400 sec				$F_{sis,Z}$ [kN]=	10.0	
q=	1						

Nodo:		1			2			3			4		
componente:		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Folla	SLU (max)	2.7	-13.7	158.9	-1.6	-17.3	121.7	4.1	-13.0	171.0	-2.4	-18.9	207.8
	SLU (min)	1.3	-13.7	158.7	-2.9	-17.3	121.5	2.7	-13.0	170.9	-3.8	-18.9	207.6
Vento	SLU (max)	0.9	-23.6	53.0	-0.3	-29.3	38.2	3.4	-21.1	116.9	-1.3	-30.9	137.7
	SLU (min)	-0.5	-23.6	52.9	-1.6	-29.4	38.0	2.1	-21.1	116.7	-2.7	-30.9	137.6
Vento	SLU (max)	0.3	-23.6	17.6	0.2	-29.4	8.4	2.9	-21.1	86.6	-0.7	-30.8	102.5
	SLU (min)	-1.1	-23.7	17.4	-1.1	-29.4	8.2	1.5	-21.1	86.4	-2.1	-30.8	102.3
Termica	SLU (max)	1.9	-14.0	69.4	-0.1	-17.5	54.4	3.4	-12.7	102.0	-0.7	-18.6	120.0
	SLU (min)	-0.4	-14.1	69.2	-2.2	-17.6	54.1	1.1	-12.8	101.8	-3.0	-18.7	119.8
SISMA	SLV (X+0.3Y+0.3Z)	11.0	3.2	70.2	9.0	3.1	58.8	11.0	2.9	59.7	8.9	2.8	69.8
	SLV (0.3X+Y+0.3Z)	4.1	10.2	70.2	2.0	10.1	58.8	4.0	9.8	59.7	1.9	9.8	69.8
max		11	10	159	9	10	122	11	10	171	9	10	208
min		-1	-24	17	-3	-29	8	1	-21	60	-4	-31	70

Nodo:		1			2			3			4		
componente:		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Folla	SLE (max)	2.0	-9.1	119.5	-1.3	-11.5	91.9	2.9	-8.7	125.0	-1.8	-12.6	151.9
	SLE (min)	1.0	-9.1	119.4	-2.1	-11.5	91.8	2.0	-8.7	124.9	-2.7	-12.7	151.8
Vento	SLE (max)	0.7	-15.7	42.3	-0.3	-19.5	31.3	2.4	-14.1	83.8	-1.0	-20.6	98.7
	SLE (min)	-0.2	-15.7	42.2	-1.2	-19.6	31.2	1.5	-14.1	83.7	-1.9	-20.6	98.6
Vento	SLE (max)	0.5	-15.7	31.1	-0.1	-19.6	21.8	2.2	-14.1	74.1	-0.8	-20.6	87.6
	SLE (min)	-0.4	-15.7	31.0	-1.0	-19.6	21.7	1.3	-14.1	74.0	-1.7	-20.6	87.5
Termica	SLE (max)	1.3	-9.3	46.6	0.0	-11.7	37.1	2.3	-8.5	68.8	-0.5	-12.4	80.4
	SLE (min)	-0.3	-9.4	46.4	-1.5	-11.7	36.9	0.8	-8.5	68.6	-2.0	-12.4	80.2
max		2	-9	120	0	-12	92	3	-8	125	0	-12	152
min		0	-16	31	-2	-20	22	1	-14	69	-3	-21	80

Tabella 11.2 Reazioni combinazioni di carico

Passerella di scavalco, appoggio in neoprene rigidità $k=1.61 \text{ kN/mm}$:

Appoggio costituito da un nucleo centrale in elastomero armato, comprendente nella parte superiore una piastra in acciaio di supporto al perno centrale; una piastra d'acciaio vulcanizzata inferiormente al nucleo, facente da supporto per due o più zanche d'ancoraggio inferiori.

Combinazione:	SLE			SLU			SLV		
Componente:	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.
Azioni max:	5	25	155	10	30	210	12	12	70

Tabella 11.3 Massime azioni sugli appoggi

Il dimensionamento degli appoggi è stato eseguito pensando ad appoggi in neoprene armato con rigidità $k=1.61 \text{ kN/mm}$, si è fatto riferimento ad un appoggio commerciale tipo EF HIGHT 50-15 Fip o similare in grado di soddisfare le verifiche.

EF
NORMAL

	CARICO VERTICALE NOMINALE	MASSIMA FORZA ORIZZONTALE	DEFORMAZIONE EQUIVALENTE A F_{xy}	RIGIDEZZA ORIZZONTALE	RIGIDEZZA VERTICALE	NUMERO STRATI IN ELASTOMERO	SPESORE STRATI IN ELASTOMERO
SIGLA	F_{zd} kN	F_{xy} kN	v_{eq} mm	K_o kN/mm	K_v kN/mm	n n	t_f mm
EF 25-2	250	20	20,7	0,96	99	3	7
EF 50-3	500	30	18,7	1,61	264	3	7

NUMERO LAMIERINI IN ACCIAIO	SPESORE LAMIERINI IN ACCIAIO	DIMENSIONI NUCLEO IN ELASTOMERO ARMATO	DIMENSIONI IN PIANTA PIASTRA INFERIORE IN ACCIAIO	DIAMETRO PERNO	SPORGENZA PERNO	ZANCHE INFERIORI	INTERASSE TRASVERSALE ZANCHE	ALTEZZA TOTALE APPOGGIO	PESO APPOGGIO INCLUSI/ANCORAGGI
t_s n	t_s mm	$a \times b$ mm	$X \times Y$ mm	F_{pe} mm	h_p mm	n_{zan} n tipo	i mm	H_{tot} mm	W kg
2	2	150 x 150	170 x 240	55	15	2 1	195	55	9
2	2	150 x 250	170 x 340	55	15	2 1	295	55	14

Di seguito l'escursione massima appoggi attesa:

Combinazione:	SLE		SLV	
Componente:	dX (mm)	dY (mm)	dX (mm)	dY (mm)
	Long.	Trasv.	Long.	Trasv.
Escursione:	4	10	8	8

Tabella 11.4 Massime escursione appoggi

Gli appoggi devono garantire, per propria costruzione, l'isolamento elettrico secondo le istruzioni RFI.