Revisione	Data	Oggetto	*Redatto*	*Approvato* *(Direttore)*
E				
D				
C				
B	08/04/2022	Emissione per trasmissione al MIMS	*PG*	*PG*
A	18/03/2022	Prima emissione	*PG*	*PG*

COMUNE DI GENOVA

DIREZIONE MOBILITA' E TRASPORTI

Intervento/Opera:

PEOPLE MOVER - SISTEMA DI COLLEGAMENTO TRA L'AEROPORTO "CRISTOFORO COLOMBO" E IL PARCO TECNOLOGICO DEGLI ERZELLI

Progettazione:

EGGSGROUP
Engineering Solutions

Firmato digitalmente da
PIERGIACOMO GIUPPANI
O = Ordine degli Ingegneri della Provincia di Sondrio

Progettisti:

Ing. P. Giuppani (Progettista generale)

Ing. F. Giuppani — **Ing. M. Cordeschi**

Ing. M. Titton — **Ing. M. Tancon**

Dirigente Unità di Progetto Grandi Infrastrutture:

Ing. Manuela Sciutto

Responsabile Unico del Procedimento:

Ing. Pier Paolo Foglino

Codice Progetto:

2022_001

Codifica documento:

Codice	*Fase*	*Disciplina*	*Tipo*	*Numero*	*Foglio*	*Rev.*
FNY	**PP**	**STR**	**RE**	**01**	**A4**	**B**

Titolo 1:
STRUTTURE DI LINEA

Titolo 2:
RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Titolo 3:

Scala:

Data:
08/04/2022

n° elaborato:

PPSTRRE01

Livello Progettazione	**P.F.T.E.**	**STR**

Codice:	Codice CUP
FNY	**B31B19000120007**

Sommario

1 Introduzione 1
1.1 Premessa 1
2 Descrizione dell'opera 2
3 Caratterizzazione del sito 4
3.1 Azione del vento 4
3.2 Azione sismica 6
4 Modellazione della struttura 10
5 Tratto "Aeroporto-Erzelli FS" 11
5.1 Impalcato tipo 11
5.1.1 Profili utilizzati 12
5.2 Analisi dei carichi sull'impalcato 13
5.2.1 Carico permanente strutturale 13
5.2.2 Carico permanente non strutturale 13
5.2.3 Carico del veicolo 14
5.2.4 Carico dovuto al frenamento/avviamento del veicolo 14
5.2.5 Carico dovuto al serpeggio laterale 15
5.2.6 Carico dovuto alla presenza di folla sulla passerella laterale 15
5.2.7 Carico dovuto al vento 15
5.2.8 Combinazioni di carico 16
5.3 Modelli di calcolo 18
5.3.1 Modello per la statica 18
5.3.2 Modello per la sismica 20
5.4 Analisi dei risultati 22
5.4.1 Risultati ottenuti dai modelli di calcolo 22
5.4.2 Verifica tensionale degli elementi dell'impalcato 26
5.4.3 Verifica di instabilità degli elementi compressi 26
5.4.4 Verifica di deformabilità 27
5.4.5 Calcolo preliminare del numero di pali di fondazione 29
6 Tratto "Erzelli FS-Parco Erzelli" 31
6.1 Impalcato tipo 31
6.1.1 Profili utilizzati per la campata da 45 m 33

6.1.2 Profili utilizzati per la campata da 62 m 34
6.2 Analisi dei carichi sull'impalcato 35
6.2.1 Carico permanente strutturale 35
6.2.2 Carico permanente non strutturale 35
6.2.3 Carico del veicolo 35
6.2.4 Carico dovuto al frenamento/avviamento del veicolo 36
6.2.5 Carico dovuto al serpeggio laterale 36
6.2.6 Carico dovuto alla presenza di folla sulla passerella laterale 36
6.2.7 Carico dovuto al vento 37
6.2.8 Combinazioni di carico 38
6.3 Modelli di calcolo 40
6.3.1 Modello per la statica: campata da 45 m 40
6.3.2 Modello per la statica: campata da 62 m 42
6.3.3 Modello per la sismica 44
6.4 Analisi dei risultati 46
6.4.1 Risultati ottenuti dai modelli di calcolo 46
6.4.2 Verifica tensionale degli elementi dell'impalcato 53
6.4.3 Verifica di instabilità degli elementi compressi 54
6.4.4 Verifica di deformabilità 55
6.4.5 Calcolo preliminare del numero di pali di fondazione 57
7 Considerazioni strutturali sul tratto in galleria/trincea 59

1 Introduzione

1.1 Premessa

L'intervento oggetto di studio riguarda la realizzazione di un people di due funicolari terrestri (FNC): la prima collega la stazione dell'aeroporto "Cristoforo Colombo" con la costruenda stazione denominata Erzelli FS, che funge anche da partenza della funicolare terrestre che conduce alla collina del parco Erzelli in progetto; la seconda, costituita dalla suddetta linea diretta al parco sulla collina Erzelli, e rispetto alle precedenti fasi progettuali si configura parte in viadotto e parte in galleria.

La prima FNC parte dall'aeroporto ad un'altezza dal suolo di 10.9 m (quota piano imbarco) e raggiunge la stazione Erzelli FS a una quota di 13.9m slm. La tratta successiva parte con profilo superiore da quota di circa 25 m, come confermato dalla committenza, per poter sorvolare la viabilità stradale che prevede svincoli e strade pubbliche ad altezze considerevoli.

Nella presente relazione vengono riportate la descrizione sismica del sito, la descrizione tecnica delle strutture e le calcolazioni effettuate per le opere in viadotto.

2 Descrizione dell'opera

L'opera si compone di due funicolari terrestri, di cui la prima collega l'aeroporto "Cristoforo Colombo" con la costruenda stazione "Erzelli FS" e di cui la seconda collega la suddetta stazione con il parco sulla collina del parco Erzelli in progetto.

Il primo tratto dall'Aeroporto alla stazione FS è costituito da n.20 campate (di cui 2 di stazione) di lunghezza massima pari a 30 m e si sviluppa ad un'altezza media di circa 12 m sul p.c.. Il secondo tratto dalla stazione FS al Parco Erzelli percorre, invece, un tracciato in parte in trincea/galleria artificiale (tratto di monte) ed in parte sopraelevato su viadotto, con n. 12 campate di lunghezza compresa tra 30 m e 62 m ed un'altezza massima sul p.c. di circa 26 m, definito in modo da sorvolare la viabilità stradale che prevede svincoli e strade pubbliche ad altezze considerevoli, con un franco minimo di 5.50m.



Figura 1: Tracciato del tratto di funicolare "Aeroporto-Erzelli FS"

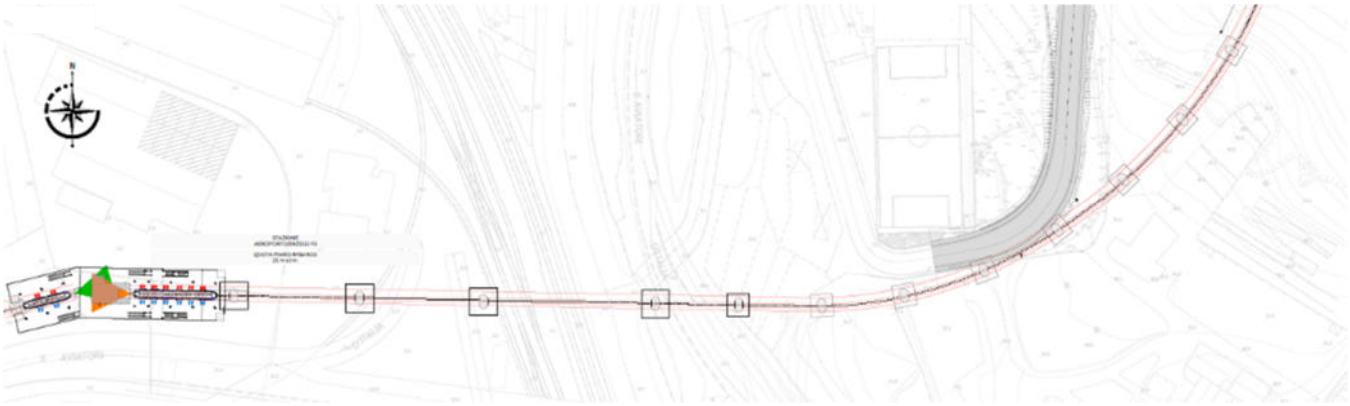


Figura 2: Tracciato soprelevato del tratto di funicolare "Erzelli FS-Campus"



Figura 3: Tracciato in trincea del tratto di funicolare "Erzelli FS-Campus"

Per entrambi i tratti di funicolare terrestre si prevede la realizzazione di impalcati in semplice appoggio realizzati con una struttura reticolare costituita da correnti inferiori e superiori, da aste di controvento laterali e di piano, da montanti verticali e da una piastra di irrigidimento trasversale, collocata in corrispondenza dei montati verticali, ad un interasse fisso pari a 2 m. In seguito, verranno descritti in maniera più approfondita gli impalcati analizzati per i due tratti di funicolare.

Gli impalcati del tratto “Aeroporto-Erzelli FS” e della parte sopraelevata del tratto “Erzelli FS-Campus” poggiano su pile cave in c.a. a sezione variabile, le quali sono solidarizzate al terreno sottostante attraverso la realizzazione di pali di fondazione.

Per quanto riguarda il tratto in galleria la struttura principale è costituita da uno scatolare in c.a., con larghezza diversa in linea e nel tratto di scambio dei veicoli, mentre le modalità di scavo si differenziano in funzione dell’entità del ricoprimento e delle condizioni geologiche.

3 Caratterizzazione del sito

Nel presente paragrafo si riporta la classificazione del sito e la determinazione delle azioni tipiche della zona geografica in questione. Nello specifico, si riporta il calcolo dell'azione del vento e della sismicità dell'area. Per la caratterizzazione geologica del suolo si rimanda alla relazione geologica preliminare in allegato.

3.1 Azione del vento

La pressione del vento viene determinata in accordo con il §3.3 del D.M.17/01/2018.

Secondo quanto espresso nel §3.3.1 e nel §3.3.6 della normativa, il sito ricade in zona 7 e si trova ad un'altitudine s.l.m. inferiore a 1000 m, per cui:

Velocità base di riferimento al livello del mare	$V_{b,0}$	28	m/s
Coefficiente di altitudine	c_a	1	
Velocità base di riferimento alla quota del sito	V_b	28	m/s
Densità dell'aria	ρ	1,25	Kg/m^3
Pressione cinetica di riferimento	q_r	0,49	kN/m^2

Tab. 3.3.I -*Valori dei parametri* $v_{b,0}$, a_0, k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Considerata la posizione dell'area si attribuisce alla stessa una classe di rugosità D e conseguentemente una categoria di esposizione I, per la quale si assumono i parametri indicati nella tabella 3.3.II del D.M.17/01/2018. Considerata inoltre, un'altezza dell'opera sul p.c. pari a quella massima di 26 m, si ottiene un coefficiente di esposizione ce pari a 2,89.

Nel calcolo di quest'ultimo si assume, in accordo con il §3.3.7 della normativa, un coefficiente di topografia c_t pari a 1.

Tab. 3.3.III - *Classi di rugosità del terreno*

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).



Tab. 3.3.II - *Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione*

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

Trattandosi di una struttura reticolare il coefficiente di pressione è calcolato secondo quanto espresso nel §C3.3.8.6 della Circolare 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP., mettendo in relazione la superficie S delimitata dal contorno della trave e la superficie S_p della parte piena della trave. Per le diverse tipologie di impalcato, si ottiene un rapporto $\phi = S_p/S$ compreso tra 0,3 e 0,8, a cui corrisponde un coefficiente di pressione c_p pari a 1,6.

Infine, come espresso nel §3.3.9 del D.M.17/01/2018, il coefficiente dinamico c_d è assunto cautelativamente pari a 1.

Pertanto:

Pressione cinetica di riferimento	q_r	0,49	kN/m^2
Coefficiente di esposizione	c_e	2,89	
Coefficiente di pressione	c_p	1,6	m/s
Coefficiente dinamico	c_d	1	Kg/m^3
Pressione del vento	p	2,26	kN/m^2

3.2 Azione sismica

Per il calcolo dei parametri sismici e degli spettri di risposta da utilizzate nell'analisi si fa riferimento al il foglio di calcolo "Spettri-NTC", scaricabile dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, all'interno del quale si inseriscono dati di input propri della struttura o del sito ove sorge.

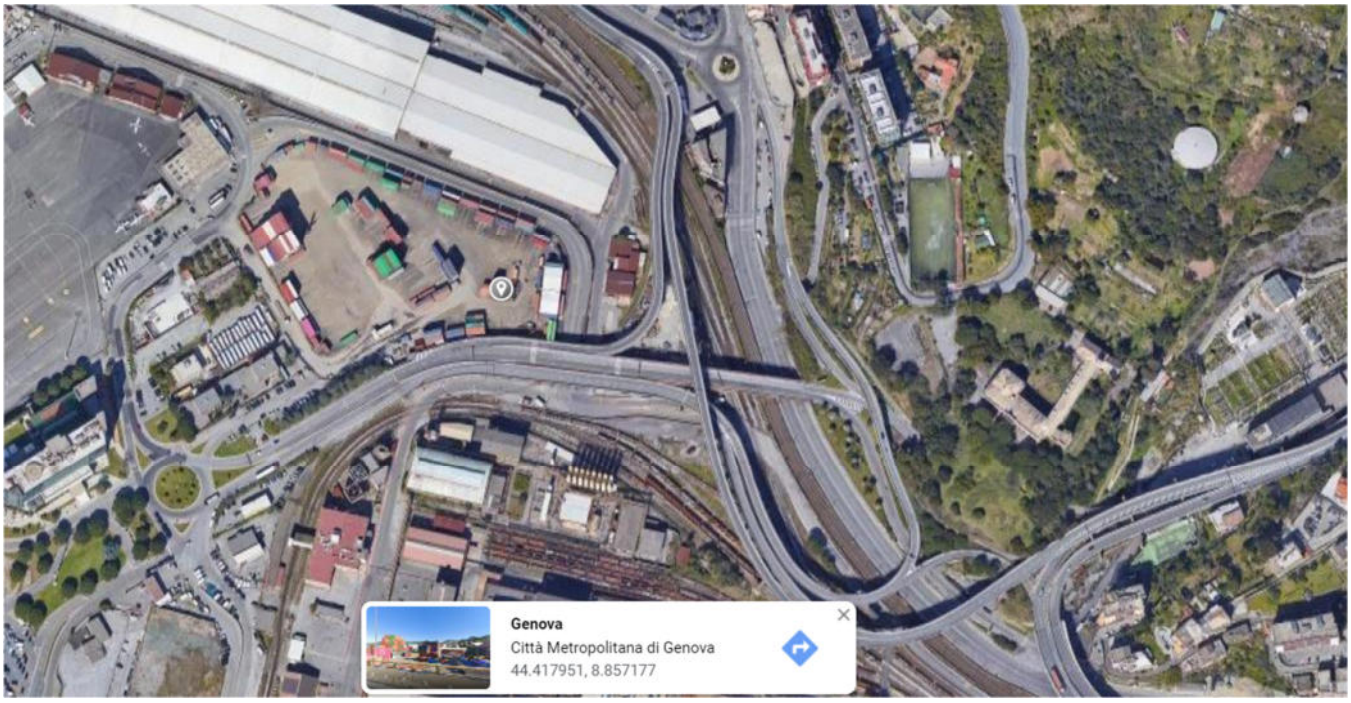


Figura 4: Coordinate geografiche dell'area

In particolare si assumono i seguenti parametri di input:

Vita nominale	V_N	50 anni
Classe d'uso		IV
Coefficiente d'uso	c_u	1,5
Periodo di riferimento	V_R	75 anni
Categoria di sottosuolo		B
Coefficiente di topografia		T1

La categoria di sottosuolo ed il coefficiente di topografia è assunto sulla base delle indagini geologiche svolte sull'area e riportate nella relazione geologica preliminare allegata.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$

Di seguito si riporta il calcolo dei parametri sismici e dello spettro risposta orizzontale e verticale allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), il quale corrisponde ad una probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} del 10%.

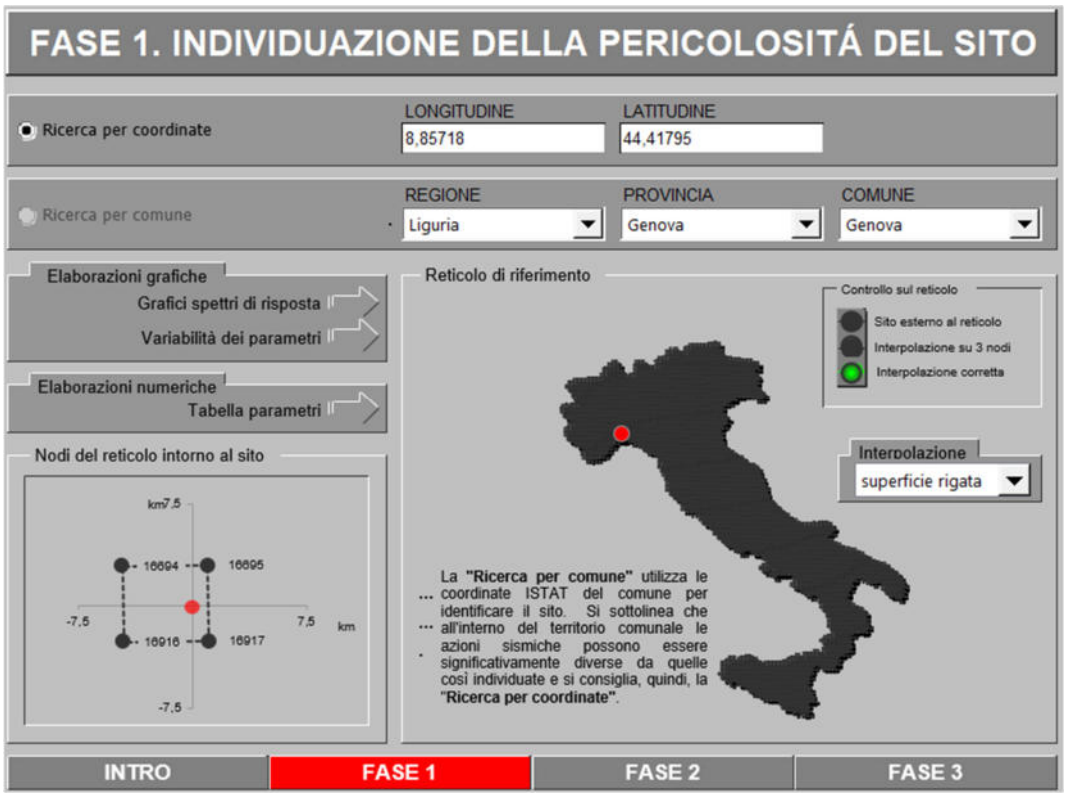


Figura 5: Inserimento delle coordinate dell'area

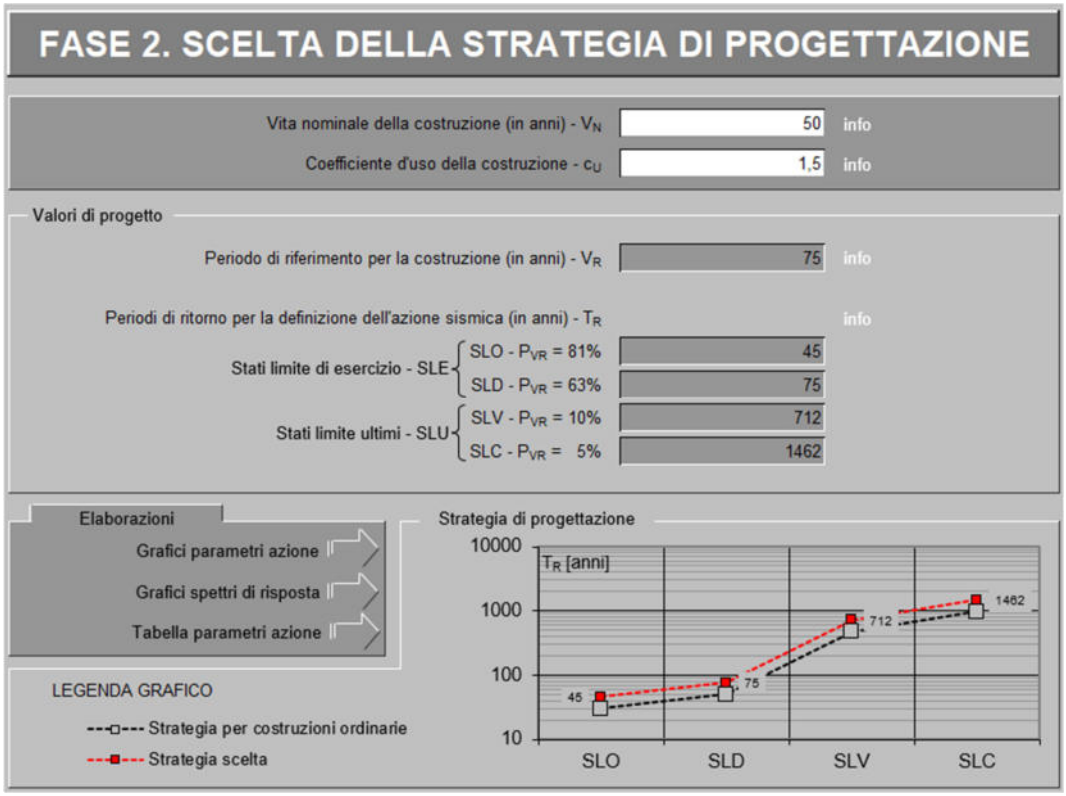


Figura 6: Inserimento della vita nominale e della classe d'uso della costruzione

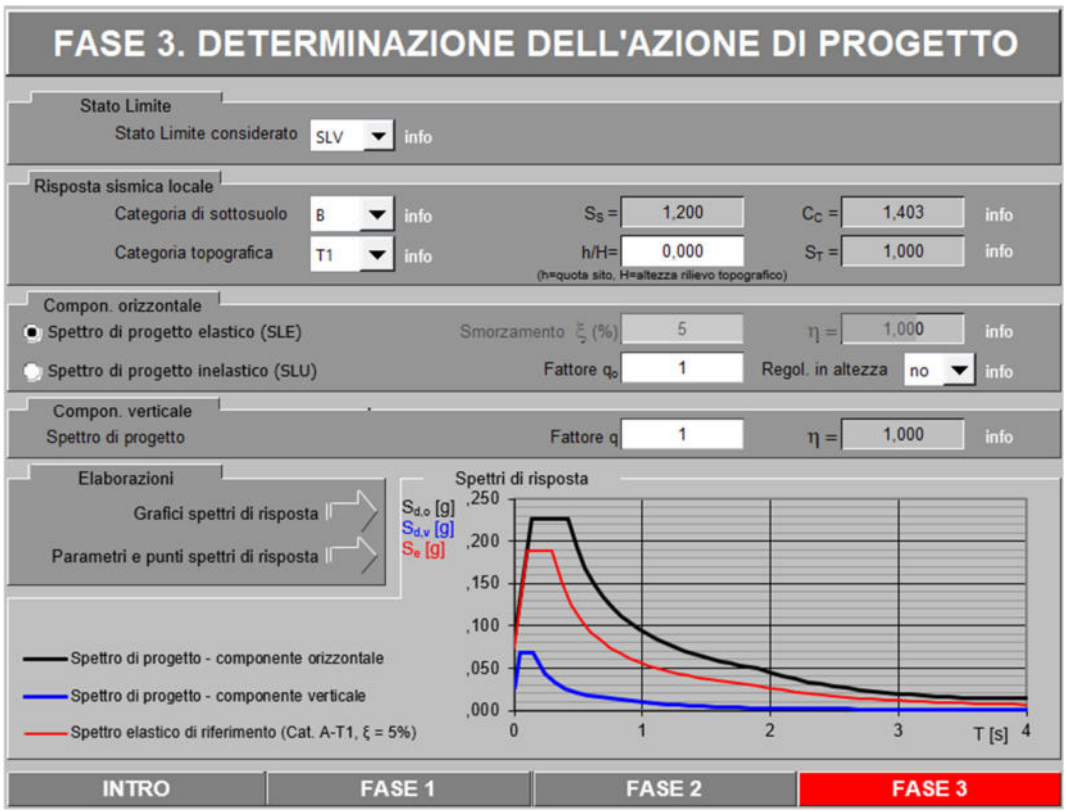


Figura 7: Inserimento delle caratteristiche del sito e dello stato limite considerato

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,074 g
F_o	2,552
T_C^*	0,296 s
S_S	1,200
C_C	1,403
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,139 s
T_C	0,416 s
T_D	1,895 s

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,027 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	0,935
S	1,000
η	1,000

Figura 8: Parametri dipendenti e indipendenti dello spettro orizzontale (a sinistra) e verticale (a destra)

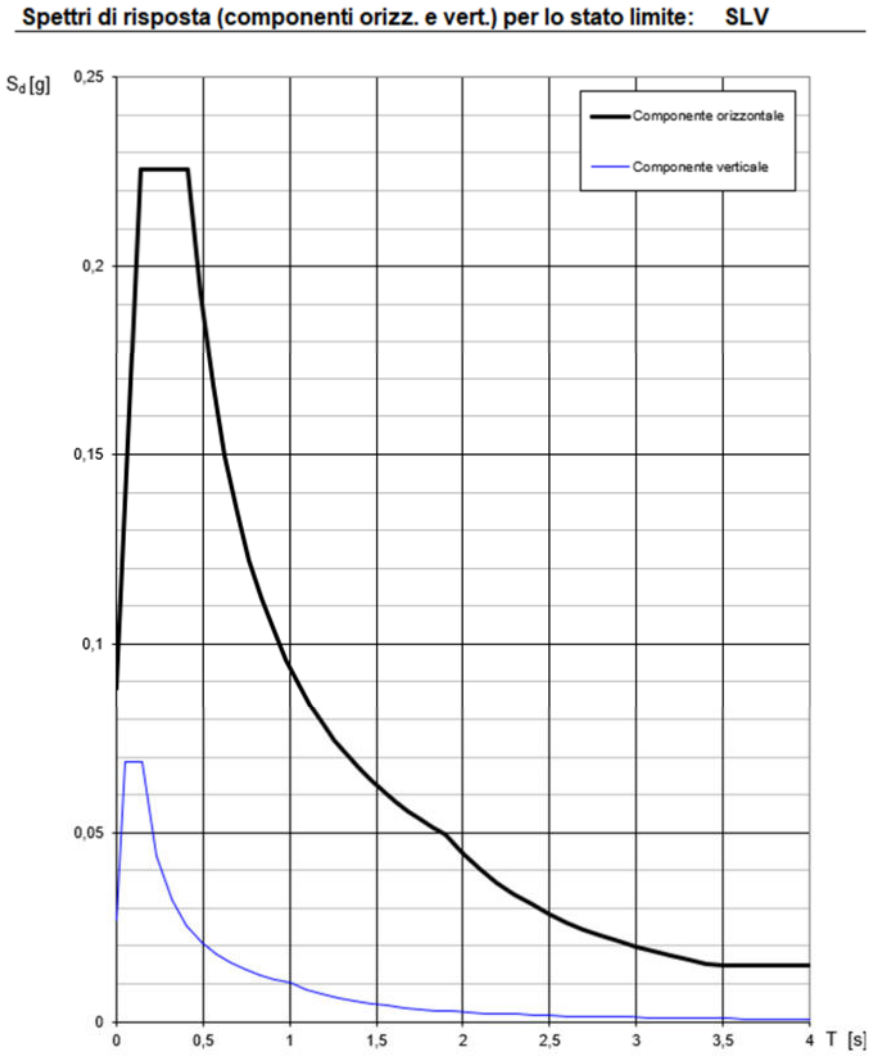


Figura 9: Spettro di risposta orizzontale e verticale allo SLV

4 Modellazione della struttura

La struttura è modellata attraverso il software di calcolo agli elementi finiti “Straus7”, distribuito dalla HSH s.r.l..

Nello specifico, l’impalcato e le pile sono modellati con elementi “beam”, ai quali si affidano le proprietà geometriche e meccaniche tipiche della sezione e del materiale.

Il sistema di appoggio è invece rappresentato da elementi “link Marter-Slave”, opportunamente scelti al fine di affidare al sistema i gradi di libertà desiderati.

Al fine di simulare l’ancoraggio degli appoggi sulla pila sottostante, i suddetti link sono collegati al nodo di testa della pila tramite connessione rigida (“Rigid links”).

Le pile sono poi considerate incastrate alla base.

Il software calcola automaticamente il peso permanente strutturale legato al peso proprio degli elementi, mentre i rimanenti carichi sono inseriti come “Node force” nel caso di carico puntuale, “Distribuited load” nel caso di carico distribuito sulla lunghezza e “Face pressure” nel caso di carico distribuito sulla superficie.

Nel caso del modello sismico, la struttura è modellata come nela caso statico, con la differenza che i carichi di progetto (carichi permanenti non strutturali nello specifico) sono inseriti come “Non structural masses”, alle quali poi viene applicata l’accelerazione gravitazionale.

5 Tratto “Aeroporto-Erzelli FS”

5.1 Impalcato tipo

Di seguito si riporta la descrizione dell’impalcato tipo del tratto di funicolare terrestre che collega l’aeroporto alla stazione Erzelli FS, concentrandosi in particolare sulla campata di 30 m.

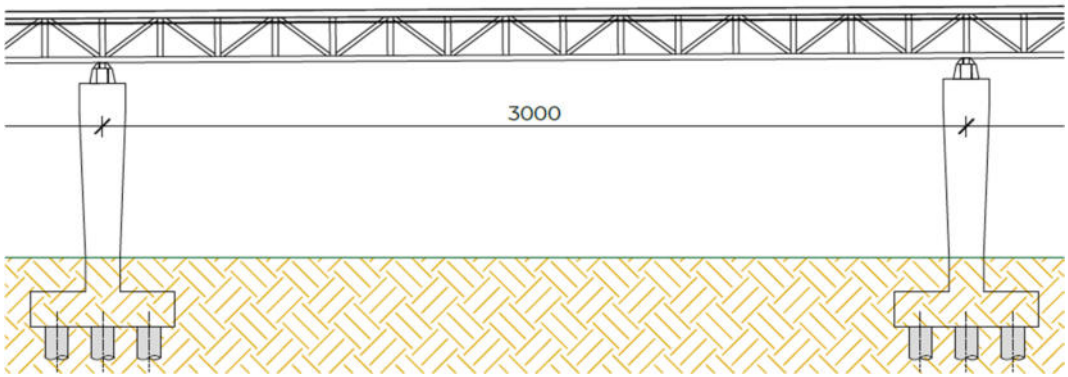


Figura 10: Prospetto campata da 30 m

L’impalcato in questione presenta un’altezza uniforme pari a 1,8 m e una larghezza variabile tra intradosso ed estradosso. Inferiormente presenta una larghezza (interasse tra i correnti inferiori) pari a 2,5 m, mentre superiormente, per garantire la distanza di scartamento, l’impalcato si restringe fino a 1,6 m. L’allargamento inferiore è realizzato al fine di diminuire considerevolmente l’effetto torcente sull’impalcato dovuto all’azione orizzontale del vento, combinato con la ridotta larghezza di impalcato.

I correnti superiori e inferiori sono collegati da montanti verticali posti ad interasse di 2 m e da aste di controvento inclinate. Inoltre si prevede di inserire una controventatura di piano a livello dei correnti inferiori.

In corrispondenza di ciascun montante verticale, si prevede l’inserimento di piastre, dotate di foro di alleggerimento, allo scopo di assorbire gli sforzi trasversali all’impalcato.

Su un lato dell’impalcato viene realizzato uno sbalzo di circa 1,75 m, al di sopra del quale si prevede l’alloggiamento di una passerella di servizio e del corrispondente parapetto. Lo stesso parapetto viene previsto anche nel lato opposto, per offrire un’adeguata protezione ad eventuali operai chiamati a svolgere opere di manutenzione sull’impalcato.

L’impalcato poggia su pile in c.a. cave di altezza variabile a seconda della quota della funicolare e sezione variabile da 346 x 160 in testa a 200 x 120 alla base.

Come espresso nei paragrafi precedenti, il sistema di fondazione è realizzato tramite pali di fondazione che si estendono fino ad una profondità di 25 m.

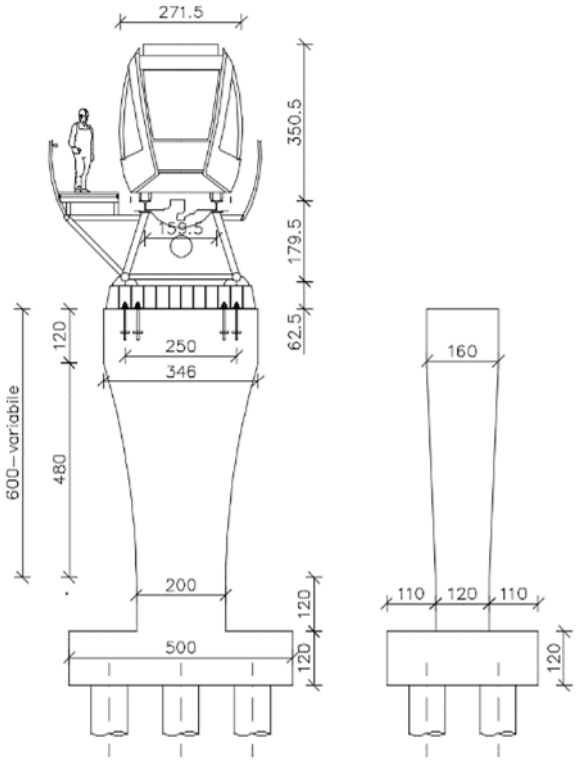


Figura 11: Sezione trasversale della funicolare nel tratto "Aeroporto-Erzelli FS"

5.1.1 Profili utilizzati

Di seguito si riporta la tipologia di profilo prevista per ciascun elemento strutturale che compone l'impalcato, riportandone inoltre le corrispondenti proprietà geometriche e meccaniche.

Elemento	Tipo di profilo	Codice profilo
Corrente superiore	Profilo a I simmetrico	HEB300
Corrente inferiore	Profilo tubolare cavo	CHS ø323.9/12.5
Montante verticale	Profilo tubolare cavo	CHS ø193.7/12.5
Diagonale	Profilo tubolare cavo	CHS ø193.7/12.5
Controventatura di piano	Profilo tubolare cavo	CHS ø193.7/12.5
Traverso inferiore	Profilo tubolare cavo	CHS ø193.7/12.5
Struttura sbalzo laterale	Profilo tubolare cavo	CHS ø193.7/12.5
Struttura passerella di servizio	Profilo tubolare cavo	CHS ø114.3/8

I profili scelti in fase di progettazione e la piastra di irrigidimento trasversale presentano le seguenti proprietà:

HEB	G [kg/m]	h [mm]	b [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	r [mm]	A [cm^2]	I_y [cm^4]	W_{pl} [cm^3]	Classe
300	117	300	300	11	19	27	149,1	25170	1869	1

CHS	G [kg/m]	D [mm]	t [mm]	A [cm^2]	I_y [cm^4]	W_{pl} [cm^3]	Classe
Ø323.9/12.5	96	323,9	12,5	122	14847	1213	1
Ø193.7/12.5	55,9	193,7	12,5	71,2	2934	411	1
Ø114.3/8	21	114,3	8	26,7	379	90,6	1

La piastra di irrigidimento presenta uno spessore pari a 10 mm.

5.2 Analisi dei carichi sull'impalcato

Di seguito si riportano i carichi considerati agenti sull'impalcato nella presente fase preliminare.

5.2.1 Carico permanente strutturale

Tale carico comprende il peso proprio degli elementi strutturali, per i quali è assunta la seguente densità:

Peso per unità di volume dell'acciaio da carpenteria	γ_s	78,5	kN/m^3
Peso per unità di volume del calcestruzzo armato	γ_c	25	kN/m^3

In fase di calcolo, il peso dell'acciaio è maggiorato del 10% per tenere in conto la presenza di saldature ed eventuali dettagli di rinforzo della struttura.

5.2.2 Carico permanente non strutturale

Nel determinare l'entità di tale carico, si considera il peso dei parapetti laterali di sicurezza e della pavimentazione della passerella di servizio, per i quali si assume:

Peso per unità di superficie della pavimentazione antiscivolo	$g_{2,pav}$	0,23	kN/m^2
Peso per unità di lunghezza dei parapetti	$g_{2,par}$	0,5	kN/m

5.2.3 Carico del veicolo

Il tratto "Aeroporto-Erzelli FS" è percorso da un veicolo su gomma, con capienza massima di circa 80 persone, opportunamente vincolato lateralmente al corrente superiore della reticolare e trainato da una fune, collocata al di sotto del veicolo stesso.

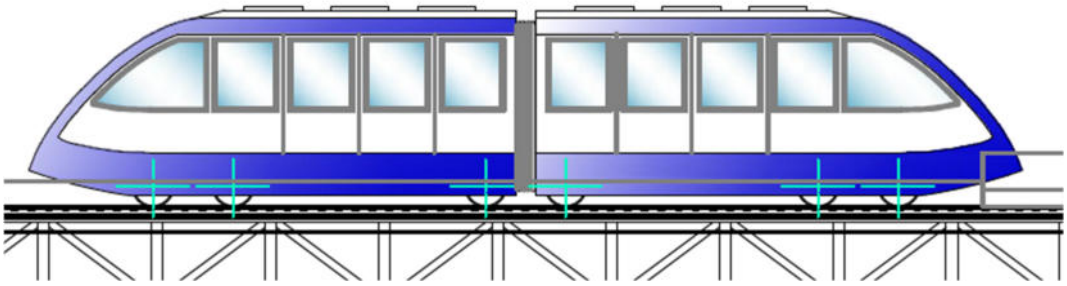


Figura 12: Tipologia di veicolo per il tratto di funicolare "Aeroporto-Erzelli FS"

Per determinare il carico ad esso associato, si fa riferimento ai dati, in termine di peso, forniti dal produttore del veicolo ed alla capacità di carico dello stesso. Tali carichi sono poi maggiorati del 50%, al fine di considerare un eventuale cambio di veicolo o una condizione di carico eccezionale.

Di seguito si riporta il carico verticale associato al veicolo.

Peso del veicolo vuoto	$q_{v,vuoto}$	12500	kg
Capienza massima del veicolo	c_{max}	80	pers.
Peso del veicolo carico	q_v	19000	kg
Peso maggiorato del 50%	$q_{v,(+50\%)}$	28500	kg
Numero di ruote veicolo	n	12	
Carico verticale singola ruota	Q_v	2375 (23,75)	Kg (kN)

Tale carico è applicato come forze concentrata in corrispondenza di ciascuna ruota e posizionato in modo da indurre la condizione più gravosa per l'impalcato.

5.2.4 Carico dovuto al frenamento/avviamento del veicolo

Tale carico è applicato parallelamente all'asse dell'impalcato, in corrispondenza dei correnti superiori ed è calcolato come un'aliquota del carico verticale dovuto al peso del veicolo.

Nello specifico, si considera una forza orizzontale in corrispondenza di ciascuna ruota pari al 15% della forza verticale associata alla medesima ruota.

Pertanto, si ottiene una forza di frenamento/avviamento su ciascuna ruota pari a Q_f = 3,6 kN.

5.2.5 Carico dovuto al serpeggio laterale

Tale carico, applicato ortogonalmente all'asse dell'impalcato in corrispondenza di ciascuna ruota, è anch'esso calcolato come un'aliquota del carico verticale su ciascuna ruota dovuto al peso del veicolo.

Nello specifico si considera il 30% dello sforzo verticale associato, ottenendo pertanto una forza laterale di serpeggio su ciascuna ruota pari a Q_s = 7,2 kN.

5.2.6 Carico dovuto alla presenza di folla sulla passerella laterale

In accordo con il Capitolo 5 del D.M.17/01/2018, si considera la presenza di folla compatta al di sopra della passerella laterale tramite l'applicazione di un carico distribuito su unità di superficie con valore di combinazione pari 2,5 kN/m^2.

Tale carico viene applicato, al di sopra della passerella laterale, per l'intera lunghezza della campata.

5.2.7 Carico dovuto al vento

Per il calcolo di tale azione sull'impalcato, si fa riferimento alla pressione del vento ricavata a partire dalle caratteristiche dell'area di interesse nel paragrafo 3.1 della presente relazione.

Inoltre, si considera la condizione più gravosa, ossia quella di ponte carico. Tale condizione è caratterizzata dalla presenza di un ingombro laterale di altezza pari alla somma dell'altezza dell'impalcato e dell'altezza del veicolo al di sopra dello stesso.

Trattandosi di un impalcato reticolare, si calcola l'effettiva superficie laterale di influenza del vento a partire, in accordo con il §C3.3.8.6 della Circolare 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP., dal rapporto ϕ tra la superficie S delimitata dal contorno della trave e la superficie S_p della parte piena della trave.

Nel calcolo, per semplicità, si considera un singolo campo della reticolare, di altezza pari a 1,8 m e larghezza pari a 2 m.

Superficie delimitata dal contorno della trave	S	3,6	m^2
Superficie della parte piena di trave	S_p	1,77	m^2
Rapporto	ϕ	0,49	
Altezza equivalente dell'impalcato	$h_{i,eq}$	0,88	m
Altezza del veicolo	h_v	3,5	m
Pressione del vento calcolata in 3.1	p	2,26	kN/m^2
Carico del vento su unità di lunghezza	q_w	9,93	kN/m

Tale azione viene schematizzata come carico concentrato in corrispondenza dei montanti e delle piastre di irrigidimento, moltiplicando carico del vento per unità di lunghezza per l'interasse dei suddetti elementi.

Considerato dunque l'interasse di 2 m, si ottiene un carico concentrato in corrispondenza di montanti e piastre, dovuto all'azione del vento pari a Q_w = 19,87 kN.

L'eccentricità tra il baricentro dell'impalcato e la risultante del carico dovuto al vento provoca un'azione torcente per l'impalcato, il quale è schematizzato attraverso un carico distribuito su unità di lunghezza sui correnti inferiori, di ugual modulo ma verso opposto.

Tale carico distribuito è funzione dell'eccentricità del carico e dell'interasse tra i correnti inferiori.

Eccentricità del carico vento	e	1,29	m
Momento torcente dovuto al carico vento	$M_{T,w}$	12,86	kNm/m
Interasse tra i correnti inferiori	i	2,5	m
Carico distribuito su ciascun corrente	$q_{T,w}$	5,14	kN/m

5.2.8 Combinazioni di carico

I suddetti carichi sono combinati in accordo con il §2.5.3 del D.M.17/01/2018. Per quanto riguarda la simultaneità delle azioni da traffico si considerano i gruppi di carico indicati nella tabella 5.2.IV della normativa tecnica.

Tab. 5.2.IV -*Valutazione dei carichi da traffico*

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
Gruppi di carico	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Per l'assunzione dei coefficienti parziali di sicurezza e dei coefficienti di combinazione, si fa riferimento a quanto contenuto nel §5.2.3.2.1 del D.M.17/01/2018.

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

Coefficiente			EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli sfavorevoli	γG1	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali[2]	favorevoli sfavorevoli	γG2	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Ballast[3]	favorevoli sfavorevoli	γB	0,90 1,50	1,00 1,50	1,00 1,30
Azioni variabili da traffico[4]	favorevoli sfavorevoli	γQ	0,00 1,45	0,00 1,45	0,00 1,25
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γQi	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Precompressione	favorevole sfavorevole	γP	0,90 1,00[5]	1,00 1,00[6]	1,00 1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole sfavorevole	γCesd	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

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.

5.3 Modelli di calcolo

Di seguito sono riportati i modelli FEM realizzati per il calcolo della struttura della funicolare nel tratto “Aeroporto-Erzelli FS”.

5.3.1 Modello per la statica

Per l’analisi degli effetti dovuti ai carichi di esercizio, si modella esclusivamente l’impalcato (sovrastruttura).

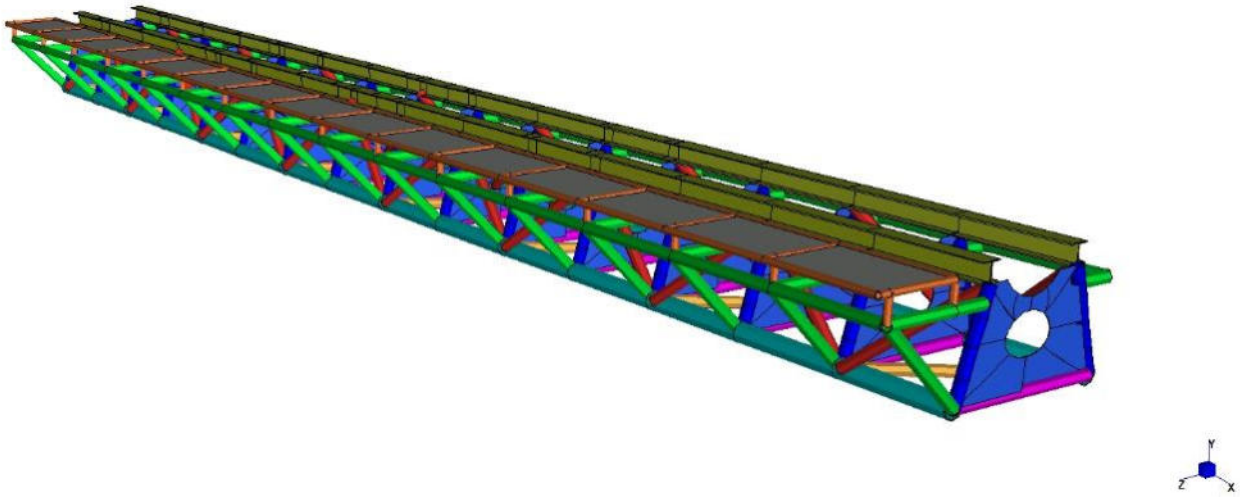


Figura 13: Modello FEM per la statica (vista prospettica “lato sbalzo”)

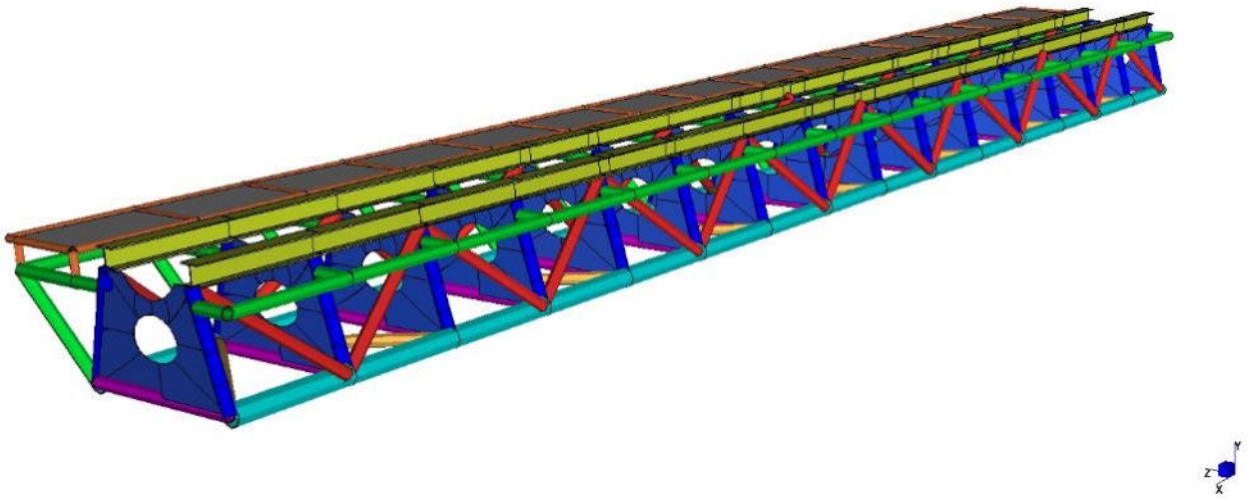


Figura 14: Modello FEM per la statica (vista prospettica “lato solo parapetto”)

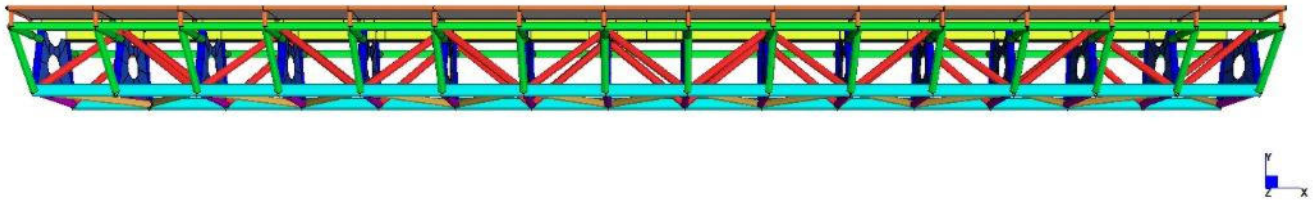


Figura 15: Modello FEM per la statica (vista laterale "lato sbalzo")

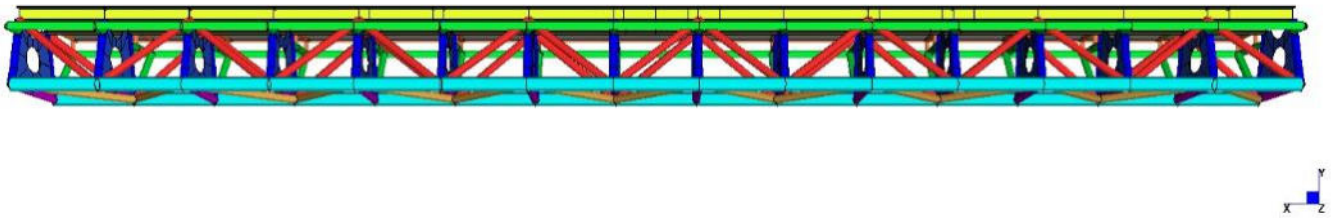


Figura 16: Modello FEM per la statica (vista laterale "lato solo parapetto")

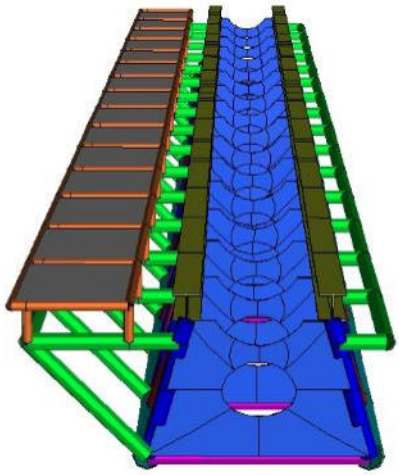


Figura 17: Modello FEM per la statica (vista frontale)

5.3.2 Modello per la sismica

Per valutare gli effetti dell'azione sismica sulla struttura, si modellano anche le pile in calcestruzzo armato. Inoltre, per valutare correttamente l'effetto sulla pila in esame, si modellano entrambi gli impalcati afferenti sulla stessa.

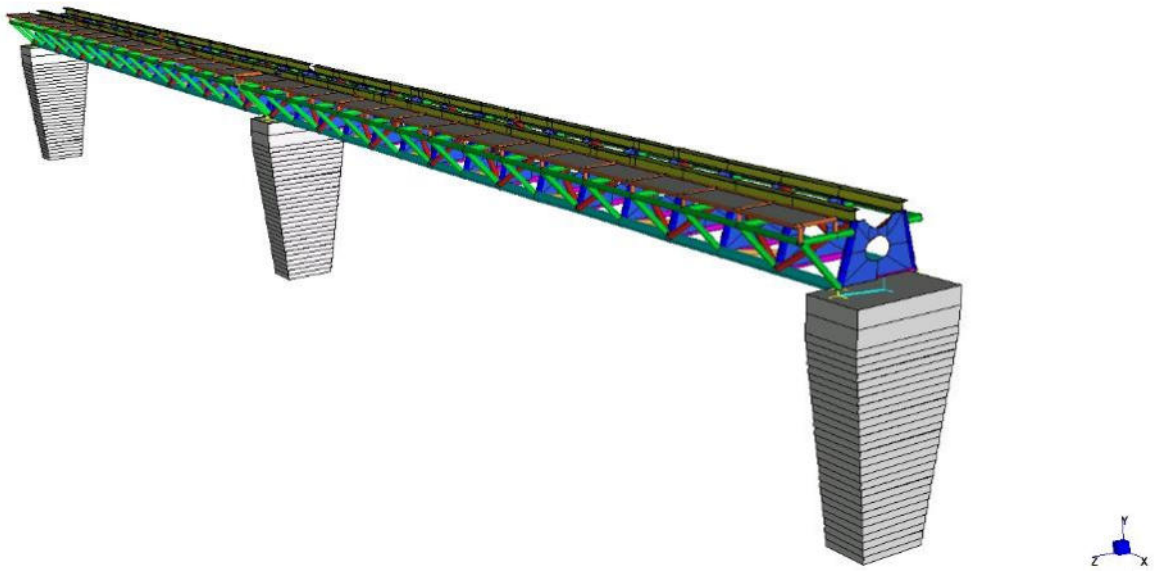


Figura 18: Modello FEM per la sismica (vista prospettica "lato sbalzo")

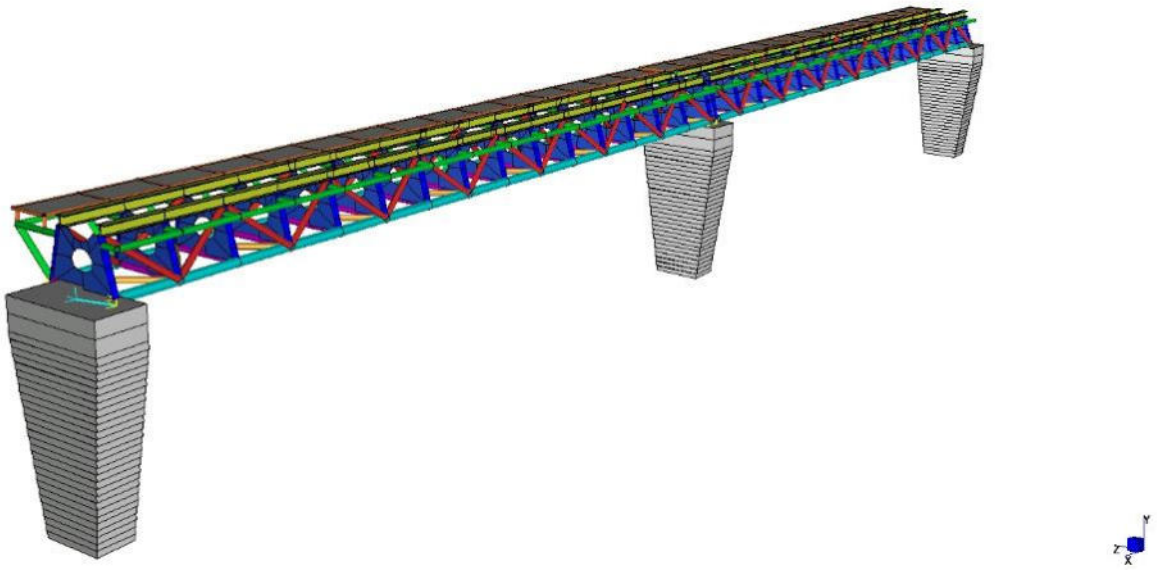


Figura 19: Modello FEM per la sismica (vista prospettica "lato solo parapetto")

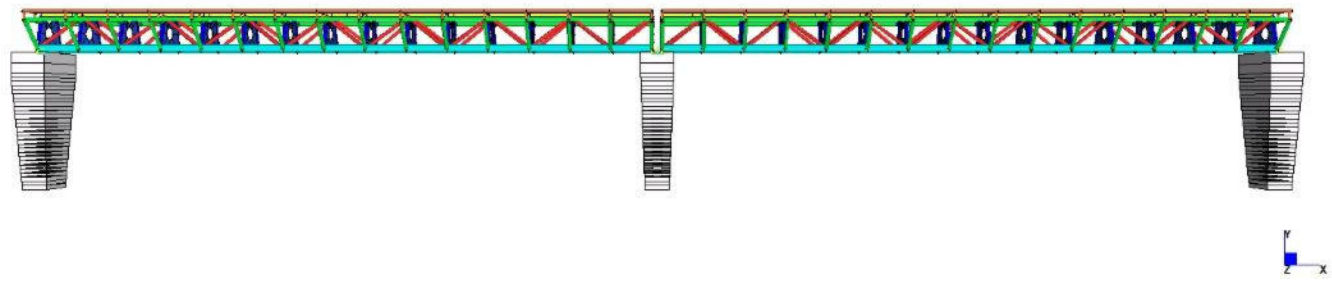


Figura 20: Modello FEM per la sismica (vista laterale "lato sbalzo")

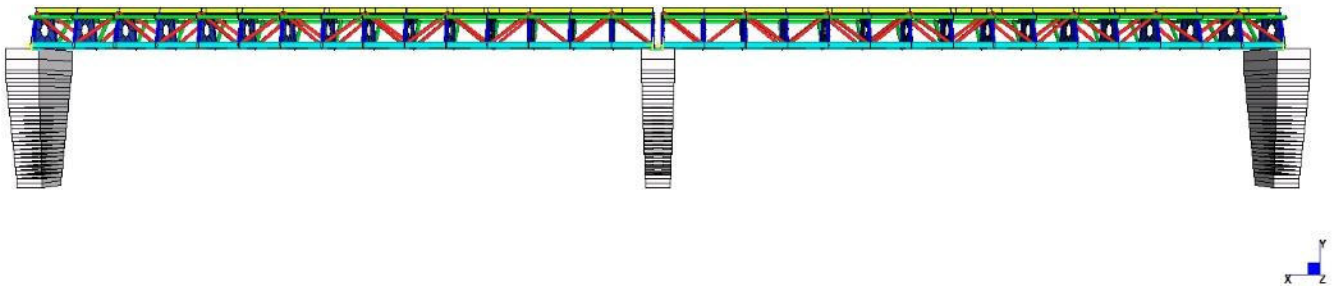


Figura 21: Modello FEM per la sismica (vista laterale "lato solo parapetto")

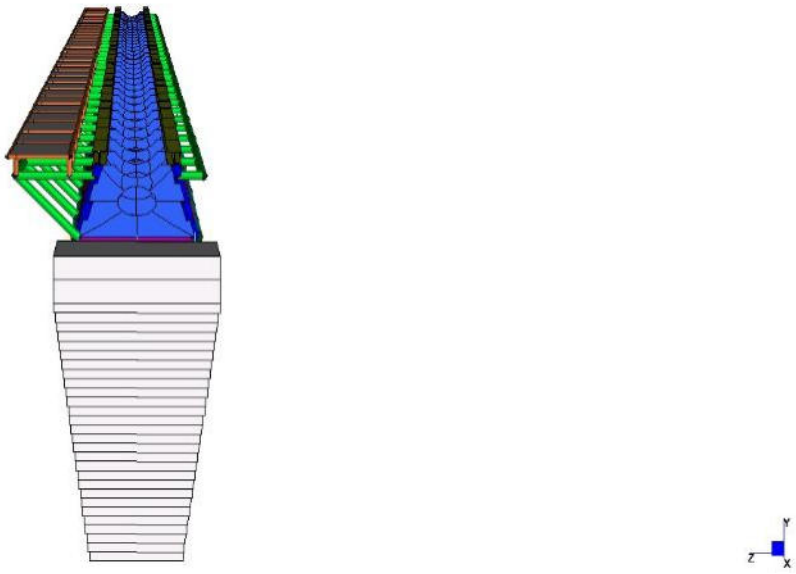


Figura 22: Modello FEM per la sismica (vista frontale)

5.4 Analisi dei risultati

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi preliminare sugli elementi e le corrispondenti verifiche.

5.4.1 Risultati ottenuti dai modelli di calcolo

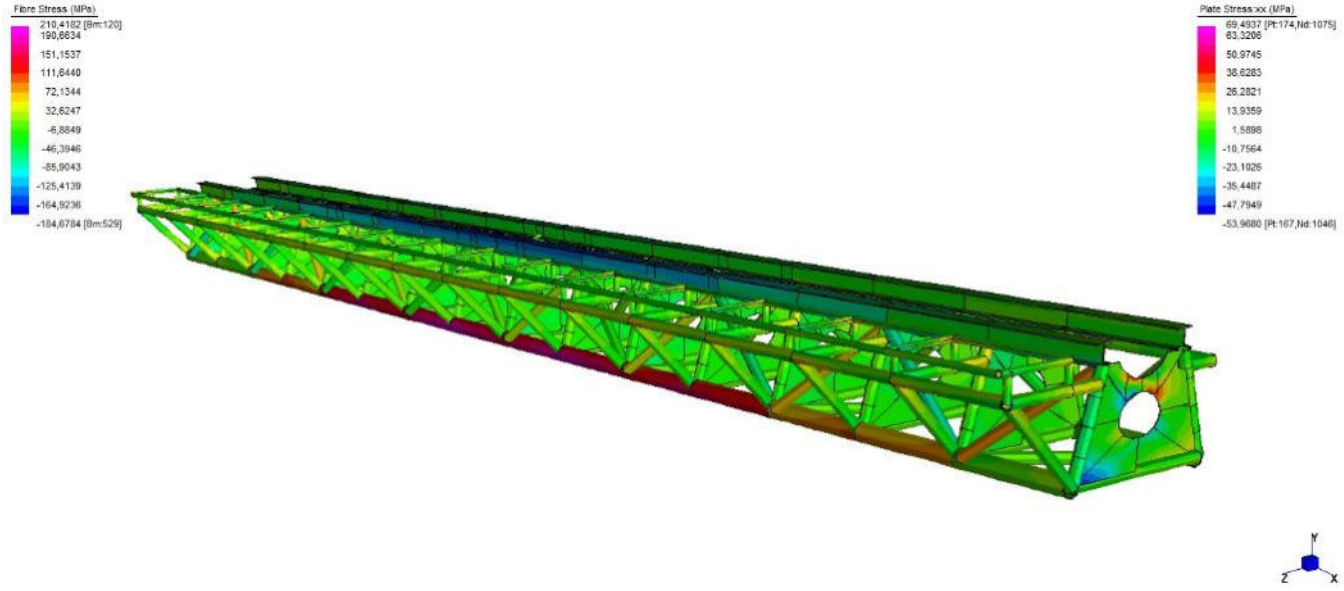


Figura 23: Massima tensione allo SLU sugli elementi dell'impalcato

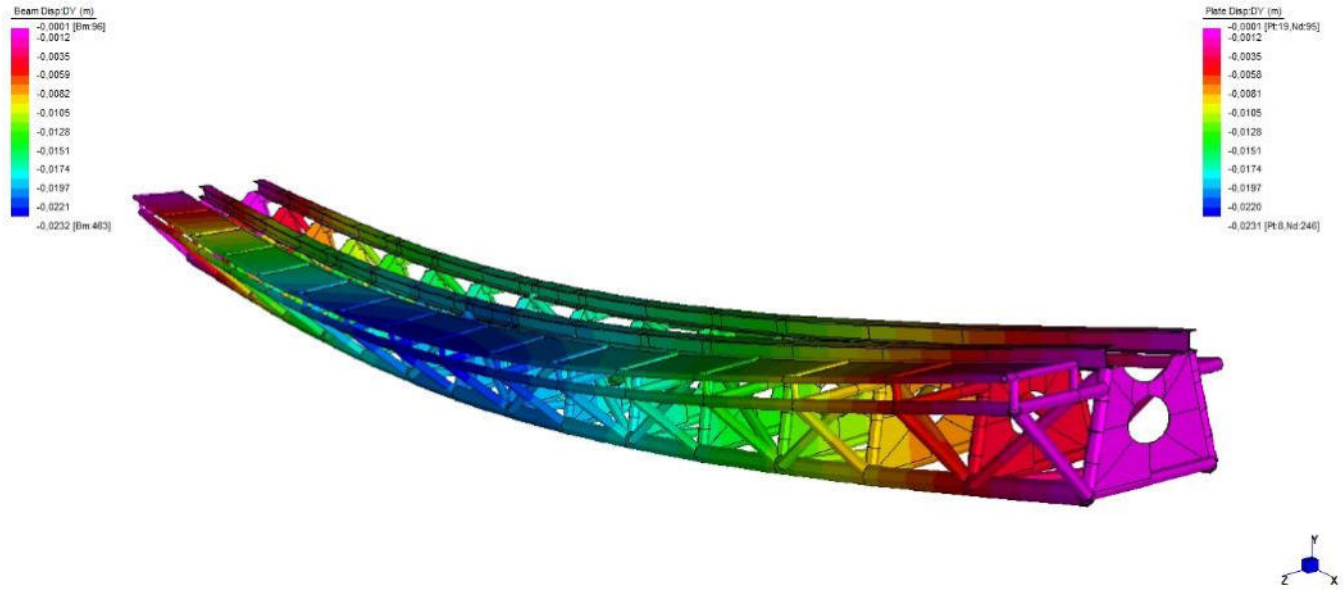


Figura 24: Deformazione dell'impalcato sotto l'effetto dei carichi permanenti

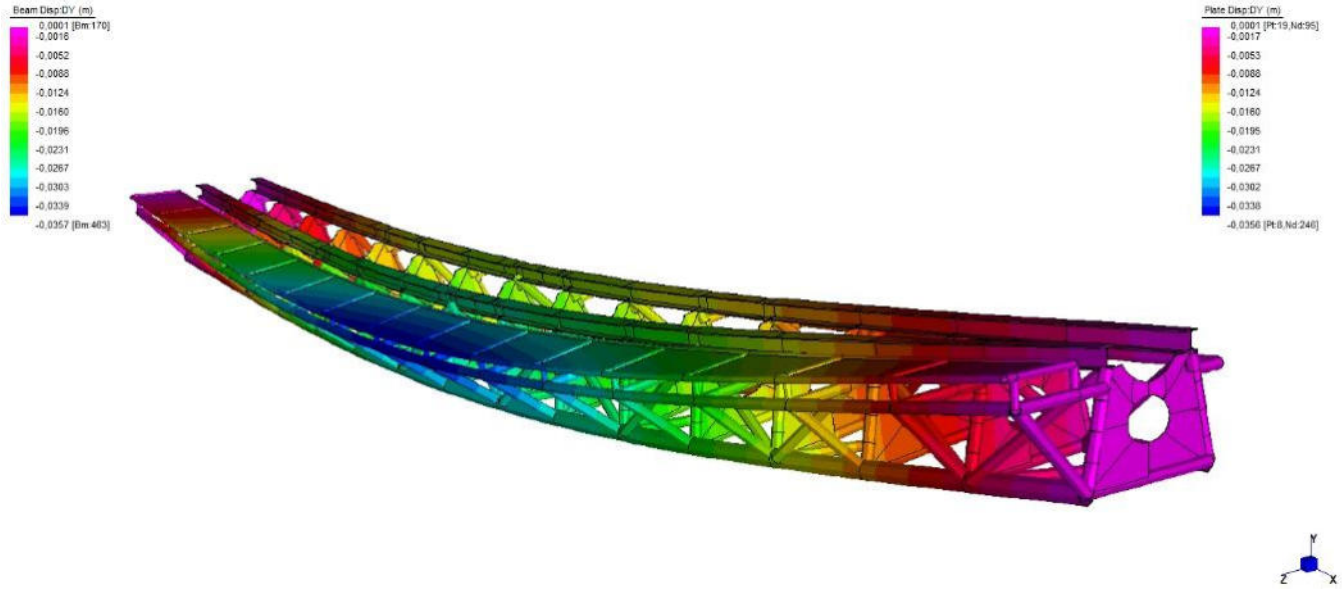


Figura 25: Deformazione dell'impalcato sotto l'effetto dei carichi variabili da traffico

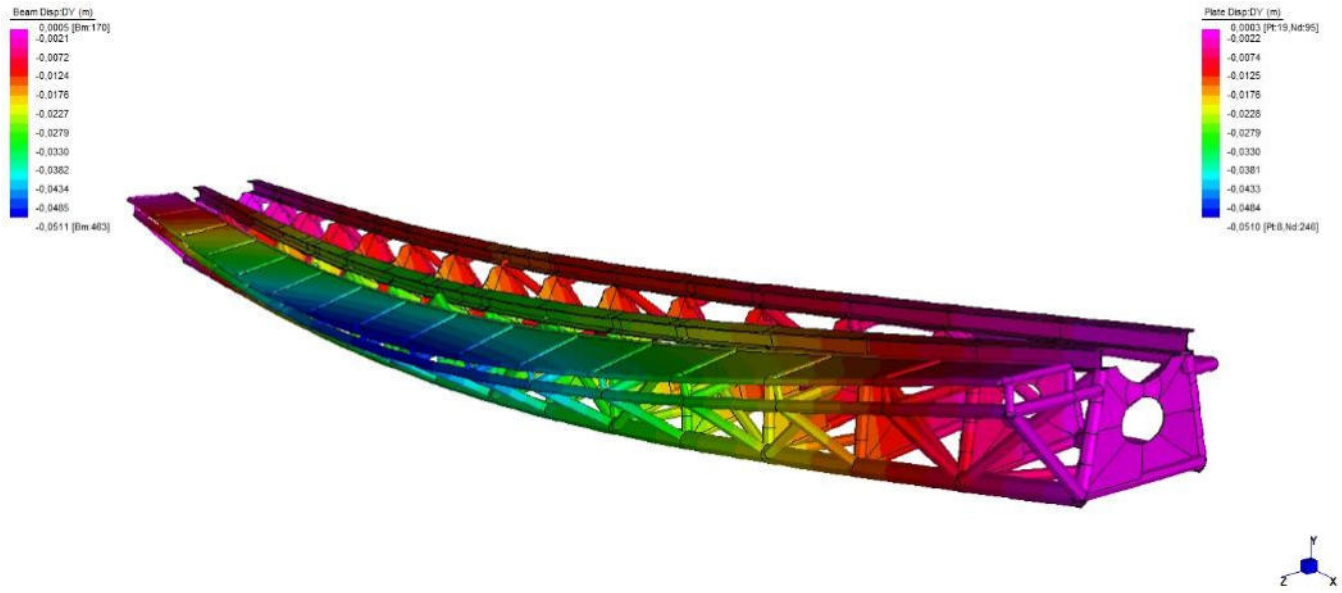


Figura 26: Deformazione dell'impalcato sotto l'effetto dei carichi variabili da traffico combinati con il vento

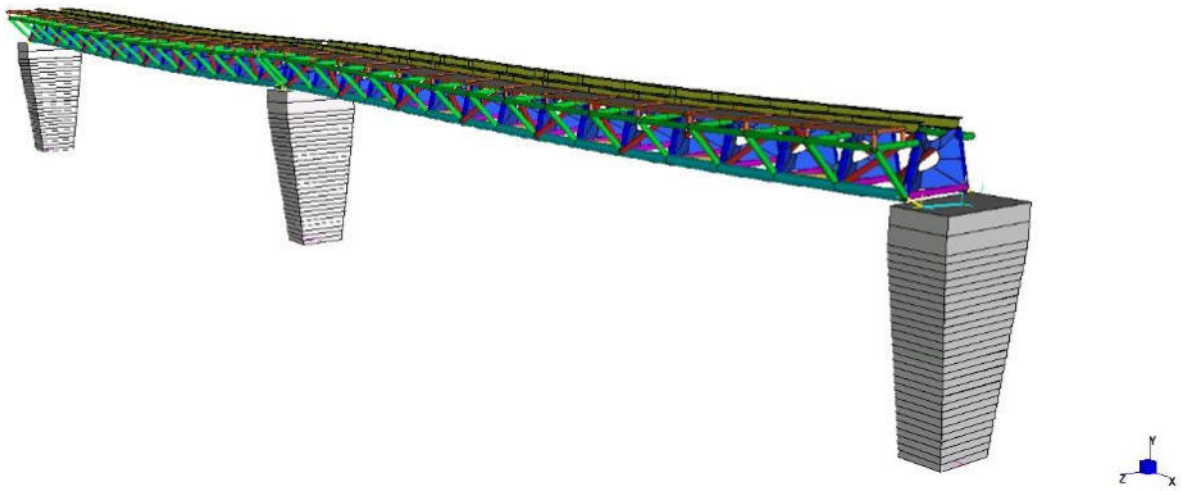


Figura 27: Modo di vibrare principale in direzione longitudinale

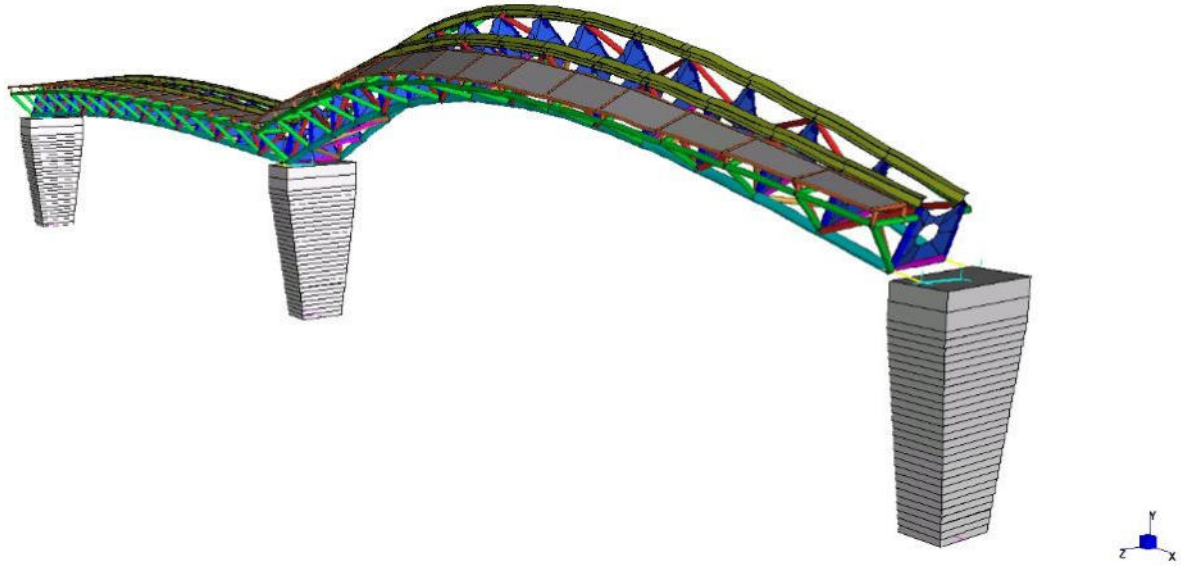


Figura 28: Modo di vibrare principale in direzione verticale

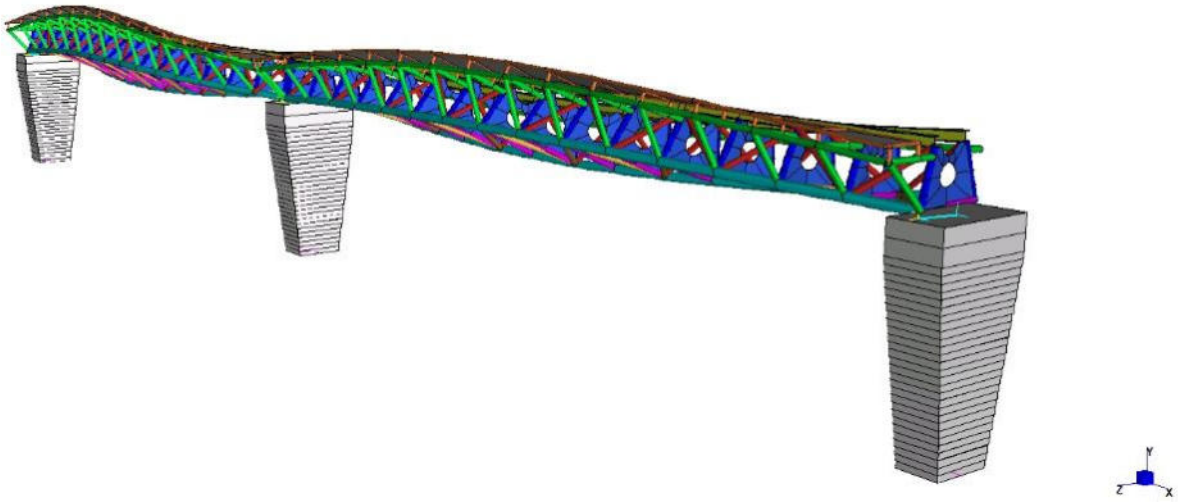


Figura 29: Modo di vibrare principale in direzione trasversale

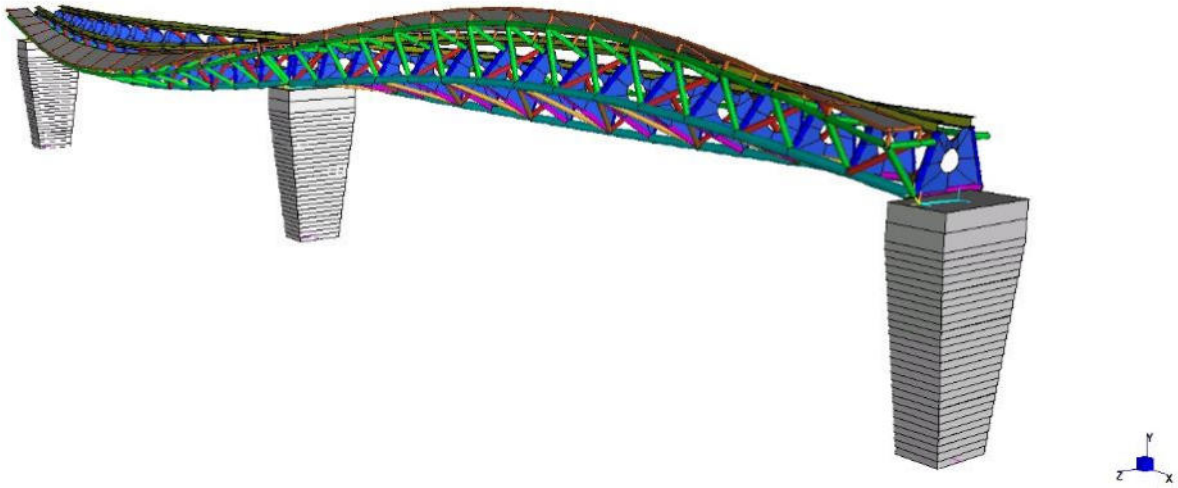


Figura 30: Modo di vibrare torsionale principale

5.4.2 Verifica tensionale degli elementi dell'impalcato

Di seguito si riportano i valori di tensioni ottenute dal modello di calcolo per la combinazione allo SLU più gravosa, per i diversi elementi che costituiscono l'impalcato.

Tale tensione viene confrontata con quella massima ammissibile dal materiale, calcolata come $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0}$.

Elemento	Tensione da modello [MPa]	Tensione ammissibile [MPa]	IS	Check
Corrente superiore	184,7	338,1	0,55	OK
Corrente inferiore	210,4	338,1	0,62	OK
Montante verticale	125,2	338,1	0,37	OK
Aste diagonali	80	338,1	0,24	OK
Traverso tubolare	52,1	338,1	0,15	OK
Controventatura di piano	27,3	338,1	0,08	OK
Struttura sbalzo	115,3	338,1	0,34	OK
Struttura passerella	120,6	338,1	0,36	OK
Piastra di irrigidimento	69,5	338,1	0,21	OK

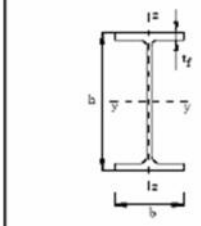
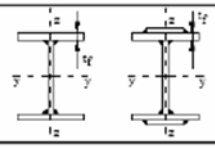
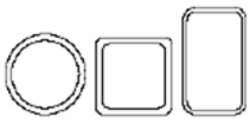
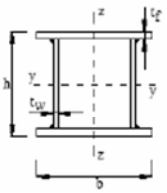
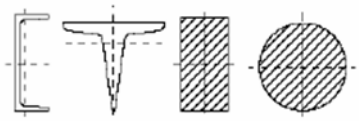
I valori delle tensioni sono riportati in valore assoluto.

5.4.3 Verifica di instabilità degli elementi compressi

Tale verifica viene svolta in accordo con il §4.2.4.1.3.1 del D.M.17/01/2018, considerando lo sforzo assiale di compressione sugli elementi, derivante dalla combinazione allo SLU più gravosa per l'elemento stesso.

Elem.	L_i [m]	N_{cr} [kN]	λ	Curva di instabilità	α	ϕ	χ	N_{Ed} [kN]	$N_{b,Rd}$ [kN]	IS	Check
Corr. sup.	2	130419	0,20	b	0,34	0,52	1	1937,8	5038,4	0,38	OK
Aste diag.	2,58	9351,9	0,53	c	0,49	0,72	0,83	569,2	1994	0,29	OK
Montante	1,63	22888	0,33	c	0,49	0,59	0,93	357,7	2245	0,15	OK
Str. sbalzo	2	15203	0,41	c	0,49	0,63	0,89	323,6	2150,2	0,15	OK
Contr. piano	3,2	5938,5	0,65	c	0,49	0,82	0,75	173,6	1814,8	0,1	OK

Tab. 4.2.VIII - *Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi*

Sezione trasversale		Limiti		Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità S235, S275, S355, S420	Curva di instabilità S460
Sezioni laminate		h/b > 1.2	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a b	a_0 a_0
			40 mm < $t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		h/b ≤ 1.2	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d d	c c
Sezioni ad I saldate			$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c
			$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d
Sezioni cave			Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a_0
			Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c
Sezioni scatolari saldate			In generale	qualunque	b	b
			saldature "spesse": $a>0.5t_f$; $b/t_f<30$; $h/t_w<30$	qualunque	c	c
Sezioni piene, ad U e T				qualunque	c	c
Sezioni ad L				qualunque	b	b

Curva di instabilità	a_0	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

5.4.4 Verifica di deformabilità

Tale verifica è svolta in accordo con quanto specificato nelle specifiche tecniche RFI, in cui si fissa il valore massimo della freccia a L/600, dove L è la lunghezza della campata. Tuttavia, sempre secondo quanto espresso all'interno delle suddette specifiche, al fine di garantire il comfort dei passeggeri durante la marcia del veicolo, si fissa il valore massimo della freccia, sotto l'effetto dei carichi verticali derivanti dal transito del veicolo, a L/1000.

Tale valore è scelto considerando che la velocità di progetto del veicolo è inferiore al valore di 160 km/h.

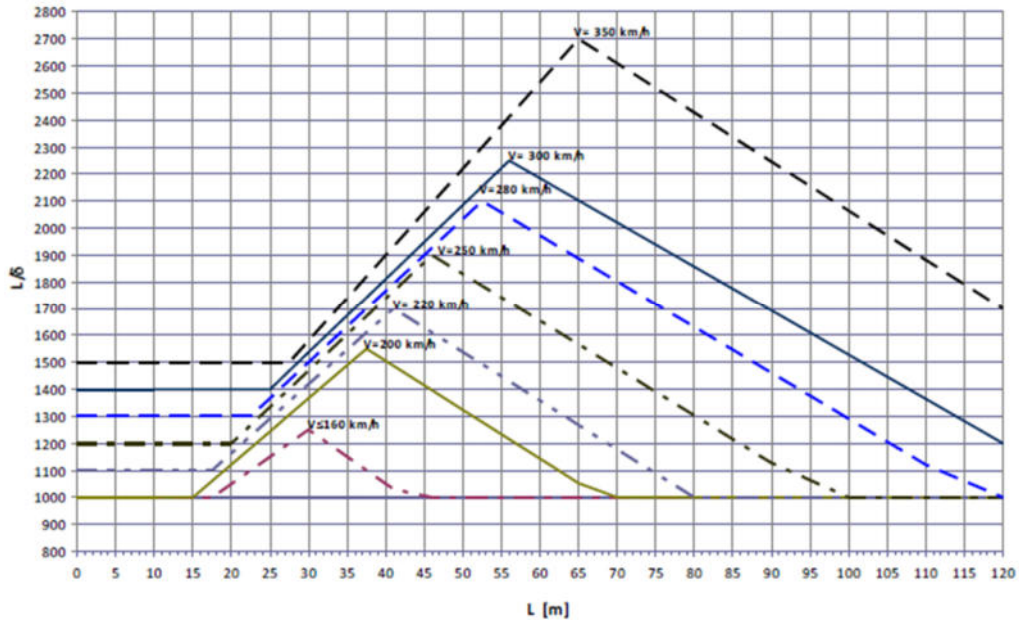


Figura 31: Grafico per la determinazione della massima freccia verticale per garantire il comfort dei passeggeri

La deformazione è misurata in corrispondenza dei correnti superiori, al di sopra dei quali poggia e si ancora il veicolo.

Di seguito si riportano i valori di abbassamento per le diverse tipologie di carico e si riporta inoltre la verifica per quanto riguarda i soli carichi da traffico.

Freccia sotto l'effetto dei carichi permanenti	δ_g	19,8	mm	L/1515	
Freccia sotto l'effetto dei carichi da traffico	δ_q	25,5	mm	L/1176	OK
Freccia sotto l'effetto dei carichi da traffico e del vento	δ_{q+w}	31	mm	L/997	

5.4.5 Calcolo preliminare del numero di pali di fondazione

Per il calcolo preliminare del numero di pali di fondazione, si prende in considerazione una delle pile alle quali afferiscono le due campate da 30 m.

		SLU	SLV1	SLV2
Momento flettente in direzione x	[kNm]	*-2654	-686,6	-103,1
Momento flettente in direzione z	[kNm]	0	-353,5	949,3
Sforzo assiale (dir. y)	[kN]	-2226,5	-963,1	-884,1

*Il valore di tale momento flettente è calcolato considerando l'azione trasversale del vento.

I valori dei parametri del terreno sono ricavati dalla relazione geologica preliminare in allegato.

Si prevede la realizzazione di n.4 pali di fondazione di lunghezza pari a 15 m, diametro pari a 80 cm e interasse pari a 3,2 m (4 volte il diametro del singolo palo).

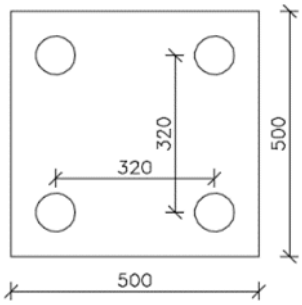


Figura 32: disposizione dei pali di fondazione

In maniera conservativa si considera una sola verticale di indagine indagata.

Di seguito si riporta il calcolo della capacità del singolo palo e la corrispondente verifica.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE: COMBINAZIONE A1+M1+R3																
Strato	da (m)	a (m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	σ'ᵢ (kPa)	σ'ᶠ (kPa)	σ'media (kPa)	D (m)	k	ϕ (°)	α	Cu (kPa)	tan(ϕ)	N_q	$Q_{lim,p}$ (kN)	$Q_{lim,l}$ (kN)
1	0,00	4,00	20,00	10,00	0,00	40,00	20,00	0,80	0,40	31,00	0,51	98,00	0,60	0,00	0,00	48,30
2	4,00	10,00	21,00	11,00	40,00	106,00	73,00	0,80	0,40	32,00	0,00	0,00	0,62	0,00	0,00	275,01
3	10,00	15,00	20,00	10,00	106,00	156,00	131,00	0,80	0,60	31,00	0,40	150,00	0,60	20,60	1614,51	593,18

Figura 33: Calcolo della capacità portante del palo

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE: COMPRESSIONE			
Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante			
Numero di verticali di indagine indagate	n	1,00	-
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	ξ_{s4}	1,70	-
Capacità portante alla punta	$Q_{lim,p}$	1614,51	kN
Capacità portante alla punta caratteristica	$Q_{lim,p,ck}$	949,71	kN
Fattore di sicurezza per resistenza alla base (R3)	$\gamma_{R,b}$	1,35	
Capacità portante per attrito laterale	$Q_{lim,l}$	916,49	kN
Capacità portante per attrito laterale caratteristica	$Q_{lim,l,ck}$	539,11	kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,15	
Capacità portante alla punta di progetto	$Q_{lim,p,Rd}$	703,49	kN
Capacità portante per attrito laterale di progetto	$Q_{lim,l,Rd}$	468,79	kN
Fattore di sicurezza per resistenza combinata (R3)	$\gamma_{R,p+l}$	1,30	
Capacità portante totale di progetto	$Q_{lim,Rd}$	1145,25	kN
Valore dello sforzo di compressione (A1)	N_{Ed}	-971,30	kN
Verifica di capacità portante palo compresso	FS_c	0,85	-
VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE: TRAZIONE			
Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante			
Numero di verticali di indagine indagate	n	1,00	-
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	ξ_{s4}	1,70	-
Capacità portante per attrito laterale	$Q_{lim,l}$	916,49	kN
Capacità portante per attrito laterale caratteristica	$Q_{lim,l,ck}$	539,11	kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,15	
Capacità portante per attrito laterale di progetto	$Q_{lim,l,Rd}$	468,79	kN
Valore dello sforzo di trazione (A1)	N_{Ed}	0,00	kN
Verifica di capacità portante palo compresso	FS_t	0,00	-

Figura 34: Verifica dei pali di fondazione

6 Tratto “Erzelli FS-Parco Erzelli”

6.1 Impalcato tipo

Di seguito si riporta la descrizione dell’impalcato tipo del tratto di funicolare terrestre che collega la stazione Erzelli FS al su parco Erzelli, concentrandosi in particolare sulle campate di 45 m e 62m.

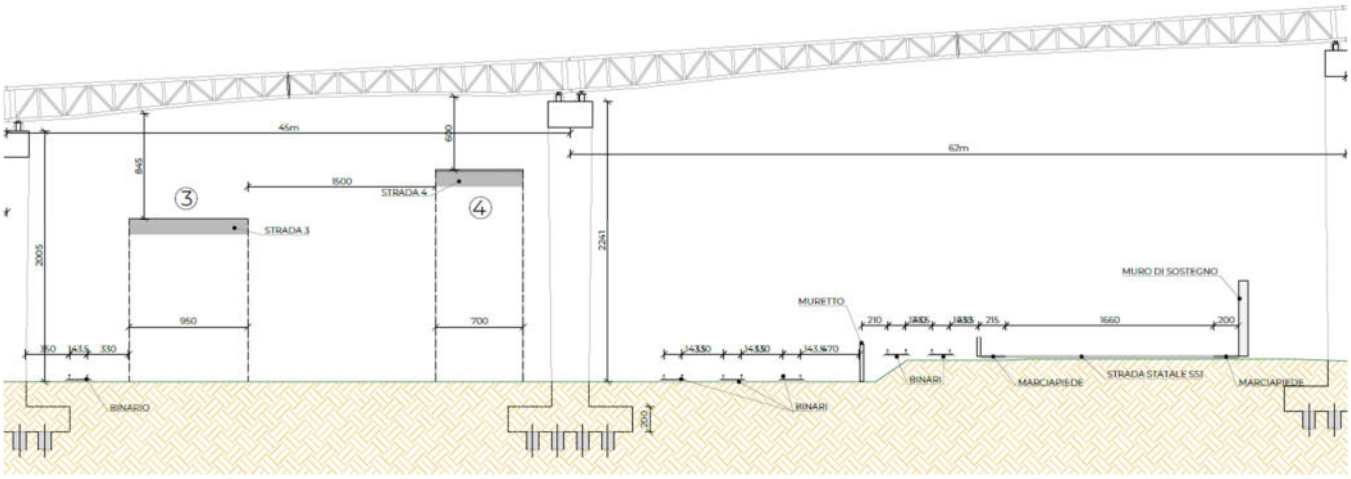


Figura 35: Prospetto campata da 45 m e 62 m

Gli impalcati in questione presentano un’altezza variabile da 3,2 m in appoggio a 2,5 m in campata e una larghezza variabile tra intradosso ed estradosso. Inferiormente presentano una larghezza (interasse tra i correnti inferiori) pari a 3 m, mentre superiormente, per garantire la distanza di scartamento, gli impalcati si restringono fino a 1,4 m. L’allargamento inferiore è realizzato al fine di diminuire considerevolmente l’effetto torcente sull’impalcato dovuto all’azione orizzontale del vento, combinato con la ridotta larghezza di impalcato.

I correnti superiori e inferiori sono collegati da montanti verticali posti ad interasse di 2 m e da aste di controvento inclinate. Inoltre si prevede di inserire una controventatura di piano a livello dei correnti inferiori e dei correnti superiori, al fine di garantire il comportamento scatolare degli impalcati.

In corrispondenza di ciascun montante verticale, si prevede l’inserimento di piastre, dotate di foro di alleggerimento, allo scopo di assorbire gli sforzi trasversali all’impalcato.

Su un lato dell’impalcato viene realizzato uno sbalzo di circa 1,75 m, al di sopra del quale si prevede l’alloggiamento di una passerella di servizio e del corrispondente parapetto. Lo stesso parapetto viene previsto anche nel lato opposto, per offrire un’adeguata protezione ad eventuali operai chiamati a svolgere opere di manutenzione sull’impalcato.

L'impalcato poggia su pile in c.a. cave di altezza variabile a seconda della quota della funicolare e sezione variabile da 600 x 350 in testa a 450 x 300 alla base.

Come espresso nei paragrafi precedenti, il sistema di fondazione è realizzato tramite pali di fondazione che si estendono fino ad una profondità di 25 m.

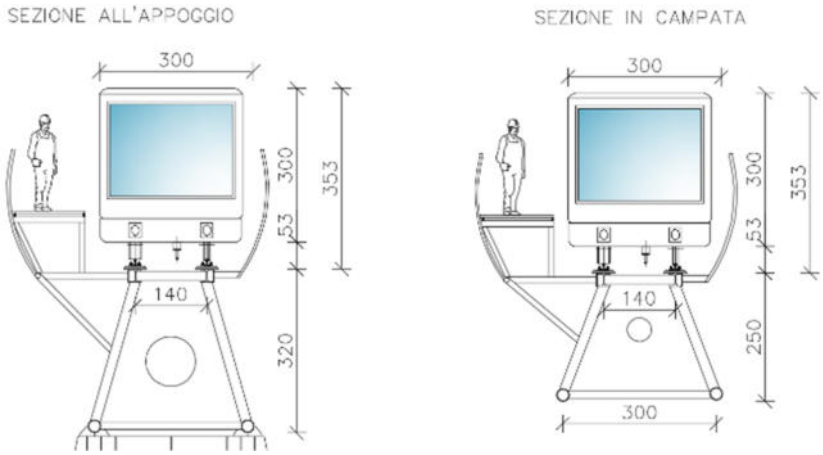


Figura 36: Sezioni trasversali delle campate da 45 m e 62 m

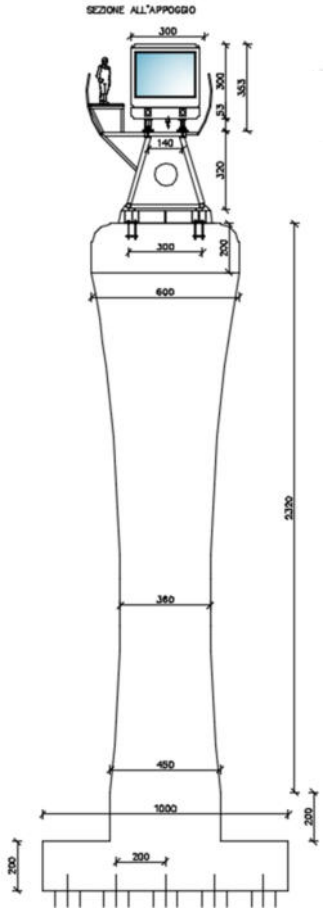


Figura 37: Sezione trasversale dell'impalcato in appoggio (con pila)

6.1.1 Profili utilizzati per la campata da 45 m

Di seguito si riporta la tipologia di profilo prevista per ciascun elemento strutturale che compone l'impalcato da 45 m, riportandone inoltre le corrispondenti proprietà geometriche e meccaniche.

Elemento	Tipo di profilo	Codice profilo
Corrente superiore	Profilo a I simmetrico	HEB400
Corrente inferiore	Profilo tubolare cavo	CHS ø406.4/20
Montante verticale	Profilo tubolare cavo	CHS ø273/10
Diagonale	Profilo tubolare cavo	CHS ø273/10
Controventatura di piano	Profilo tubolare cavo	CHS ø273/10
Traverso inferiore	Profilo tubolare cavo	CHS ø273/10
Struttura sbalzo laterale	Profilo tubolare cavo	CHS ø273/10
Struttura passerella di servizio	Profilo tubolare cavo	CHS ø114.3/8

I profili scelti in fase di progettazione e la piastra di irrigidimento trasversale presentano le seguenti proprietà:

HEB	G [kg/m]	h [mm]	b [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	r [mm]	A [cm^2]	I_y [cm^4]	W_{pl} [cm^3]	Classe
400	155	400	300	13,5	24	27	197,8	57680	3232	1

CHS	G [kg/m]	D [mm]	t [mm]	A [cm^2]	I_y [cm^4]	W_{pl} [cm^3]	Classe
Ø406.4/20	191	406,4	20	243	45432	2989	1
Ø273/10	64,9	273	10,0	82,6	7154	692	1
Ø114.3/8	21	114,3	8	26,7	379	90,6	1

La piastra di irrigidimento presenta uno spessore pari a 10 mm.

6.1.2 Profili utilizzati per la campata da 62 m

Di seguito si riporta la tipologia di profilo prevista per ciascun elemento strutturale che compone l'impalcato da 45 m, riportandone inoltre le corrispondenti proprietà geometriche e meccaniche.

Elemento	Tipo di profilo	Codice profilo
Corrente superiore	Profilo a I simmetrico	HEM360
Corrente inferiore	Profilo tubolare cavo	CHS ø508/30
Montante verticale	Profilo tubolare cavo	CHS ø273/12.5
Diagonale	Profilo tubolare cavo	CHS ø273/12.5
Controventatura di piano	Profilo tubolare cavo	CHS ø273/12.5
Traverso inferiore	Profilo tubolare cavo	CHS ø273/12.5
Struttura sbalzo laterale	Profilo tubolare cavo	CHS ø273/12.5
Struttura passerella di servizio	Profilo tubolare cavo	CHS ø114.3/8

I profili scelti in fase di progettazione e la piastra di irrigidimento trasversale presentano le seguenti proprietà:

HEM	G [kg/m]	h [mm]	b [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	r [mm]	A [cm^2]	I_y [cm^4]	W_{pl} [cm^3]	Classe
360	250	395	308	21	40	27	318,8	84870	4989	1

CHS	G [kg/m]	D [mm]	t [mm]	A [cm^2]	I_y [cm^4]	W_{pl} [cm^3]	Classe
Ø508/30	354	508	30	451	129173	6864	1
Ø273/12.5	80,3	273	12,5	102	8697	849	1
Ø114.3/8	21	114,3	8	26,7	379	90,6	1

La piastra di irrigidimento presenta uno spessore pari a 10 mm.

6.2 Analisi dei carichi sull'impalcato

Di seguito si riportano i carichi considerati agenti sull'impalcato nella presente fase preliminare.

6.2.1 Carico permanente strutturale

Tale carico comprende il peso proprio degli elementi strutturali, per i quali è assunta la seguente densità:

Peso per unità di volume dell'acciaio da carpenteria	γ_s	78,5	kN/m^3
Peso per unità di volume del calcestruzzo armato	γ_c	25	kN/m^3

In fase di calcolo, il peso dell'acciaio è maggiorato del 10% per tenere in conto la presenza di saldature ed eventuali dettagli di rinforzo della struttura.

6.2.2 Carico permanente non strutturale

Nel determinare l'entità di tale carico, si considera il peso dei parapetti laterali di sicurezza, delle rotaie e della pavimentazione della passerella di servizio, per i quali si assume:

Peso per unità di superficie della pavimentazione antiscivolo	$g_{2,pav}$	0,23	kN/m^2
Peso per unità di lunghezza dei parapetti	$g_{2,par}$	0,5	kN/m
Peso rotaia 50 UNI	$g_{2,rot}$	0,5	kN/m

6.2.3 Carico del veicolo

Il tratto "Erzelli FS-Campus" è percorso da un veicolo su rotaia (installata al di sopra del corrente superiore), con capienza massima di circa 300 persone, e trainato da una fune, collocata al di sotto del veicolo stesso.

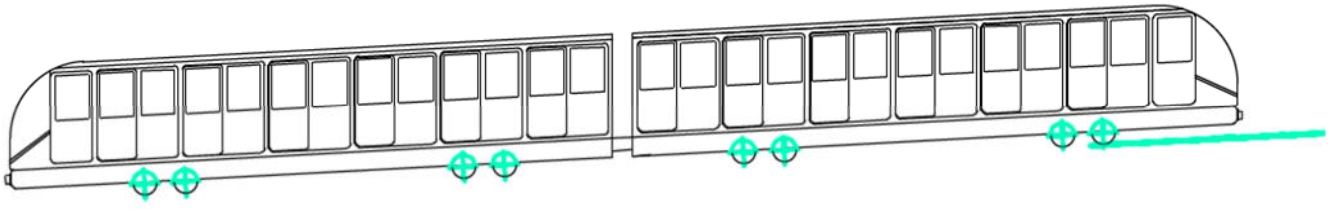


Figura 38: Tipologia di veicolo per il tratto di funicolare "Erzelli FS_Campus"

Per determinare il carico ad esso associato, si fa riferimento ai dati, in termine di peso, forniti dal produttore del veicolo ed alla capacità di carico dello stesso.

Tali carichi sono poi maggiorati del 50%, al fine di considerare un eventuale cambio di veicolo o una condizione di carico eccezionale.

Di seguito si riporta il carico verticale associato al veicolo.

Peso del veicolo vuoto	$q_{v,vuoto}$	20000	kg
Capienza massima del veicolo	c_{max}	300	pers.
Peso del veicolo carico	q_v	44000	kg
Peso maggiorato del 50%	$q_{v,(+50\%)}$	66000	kg
Numero di ruote veicolo	n	16	
Carico verticale singola ruota	Q_v	4125 (41,25)	Kg (kN)

Tale carico è applicato come forze concentrata in corrispondenza di ciascuna ruota e posizionato in modo da indurre la condizione più gravosa per l'impalcato.

6.2.4 Carico dovuto al frenamento/avviamento del veicolo

Tale carico è applicato parallelamente all'asse dell'impalcato, in corrispondenza dei correnti superiori ed è calcolato come un'aliquota del carico verticale dovuto al peso del veicolo.

Nello specifico, si considera una forza orizzontale in corrispondenza di ciascuna ruota pari al 15% della forza verticale associata alla medesima ruota.

Pertanto, si ottiene una forza di frenamento/avviamento su ciascuna ruota pari a Q_f = 6,2 kN.

6.2.5 Carico dovuto al serpeggio laterale

Tale carico, applicato ortogonalmente all'asse dell'impalcato in corrispondenza di ciascuna ruota, è anch'esso calcolato come un'aliquota del carico verticale su ciascuna ruota dovuto al peso del veicolo.

Nello specifico si considera il 30% dello sforzo verticale associato, ottenendo pertanto una forza laterale di serpeggio su ciascuna ruota pari a Q_s = 12,4 kN.

6.2.6 Carico dovuto alla presenza di folla sulla passerella laterale

In accordo con il Capitolo 5 del D.M.17/01/2018, si considera la presenza di folla compatta al di sopra della passerella laterale tramite l'applicazione di un carico distribuito su unità di superficie con valore di combinazione pari 2,5 kN/m^2.

Tale carico viene applicato, al di sopra della passerella laterale, per l'intera lunghezza della campata.

6.2.7 Carico dovuto al vento

Per il calcolo di tale azione sull'impalcato, si fa riferimento alla pressione del vento ricavata a partire dalle caratteristiche dell'area di interesse nel paragrafo 3.1 della presente relazione.

Inoltre, si considera la condizione più gravosa, ossia quella di ponte carico. Tale condizione è caratterizzata dalla presenza di un ingombro laterale di altezza pari alla somma dell'altezza dell'impalcato e dell'altezza del veicolo al di sopra dello stesso.

Trattandosi di un impalcato reticolare, si calcola l'effettiva superficie laterale di influenza del vento a partire, in accordo con il §C3.3.8.6 della Circolare 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP., dal rapporto ϕ tra la superficie S delimitata dal contorno della trave e la superficie S_p della parte piena della trave.

Nel calcolo, per semplicità, si considera un singolo campo della reticolare, di altezza media pari a 2,85 m e larghezza pari a 2 m.

Superficie delimitata dal contorno della trave	S	5,7	m^2
Superficie della parte piena della trave	S_p	2,74	m^2
Rapporto	ϕ	0,48	
Altezza equivalente dell'impalcato	$h_{i,eq}$	1,37	m
Altezza del veicolo	h_v	3,5	m
Pressione del vento calcolata in 3.1	p	2,26	kN/m^2
Carico del vento su unità di lunghezza	q_w	11,05	kN/m

Tale azione viene schematizzata come carico concentrato in corrispondenza dei montanti e delle piastre di irrigidimento, moltiplicando carico del vento per unità di lunghezza per l'interasse dei suddetti elementi.

Considerato dunque l'interasse di 2 m, si ottiene un carico concentrato in corrispondenza di montanti e piastre, dovuto all'azione del vento pari a Q_w = 22,09 kN.

L'eccentricità tra il baricentro dell'impalcato e la risultante del carico dovuto al vento provoca un'azione torcente per l'impalcato, il quale è schematizzato attraverso un carico distribuito su unità di lunghezza sui correnti inferiori, di ugual modulo ma verso opposto.

Tale carico distribuito è funzione dell'eccentricità del carico e dell'interasse tra i correnti inferiori.

Eccentricità del carico vento	e	1,01	m
Momento torcente dovuto al carico vento	$M_{T,w}$	11,18	kNm/m

Interasse tra i correnti inferiori	i	3	m
Carico distribuito su ciascun corrente	$q_{T,w}$	3,73	kN/m

6.2.8 Combinazioni di carico

I suddetti carichi sono combinati in accordo con il §2.5.3 del D.M.17/01/2018. Per quanto riguarda la simultaneità delle azioni da traffico si considerano i gruppi di carico indicati nella tabella 5.2.IV della normativa tecnica.

Tab. 5.2.IV -*Valutazione dei carichi da traffico*

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
Gruppi di carico	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Per l'assunzione dei coefficienti parziali di sicurezza e dei coefficienti di combinazione, si fa riferimento a quanto contenuto nel §5.2.3.2.1 del D.M.17/01/2018.

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

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.

6.3 Modelli di calcolo

Di seguito sono riportati i modelli FEM realizzati per il calcolo della struttura della funicolare nel tratto “Erzelli FS_Campus”.

6.3.1 Modello per la statica: campata da 45 m

Per l’analisi degli effetti dovuti ai carichi di esercizio, si modella esclusivamente l’impalcato (sovrastruttura).

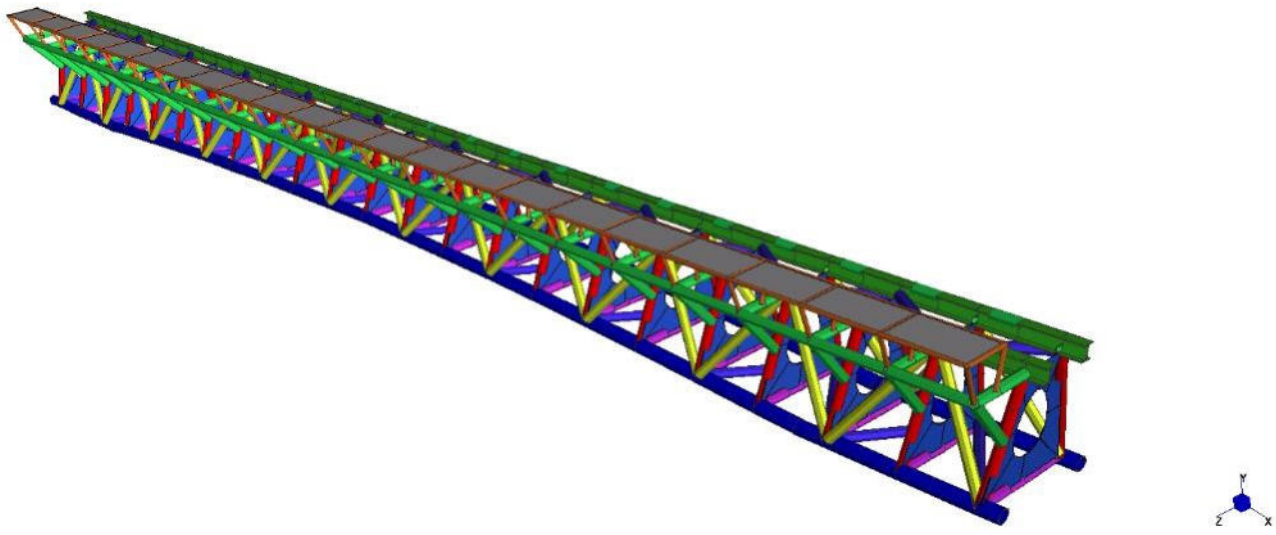


Figura 39: Modello FEM per la statica (vista prospettica “lato sbalzo”)

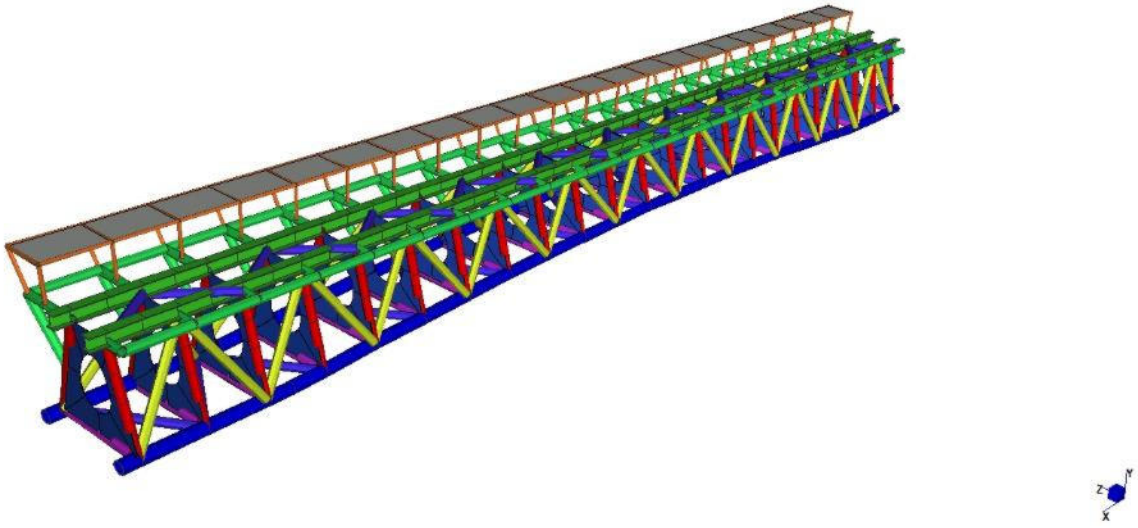


Figura 40: Modello FEM per la statica (vista prospettica “lato solo parapetto”)

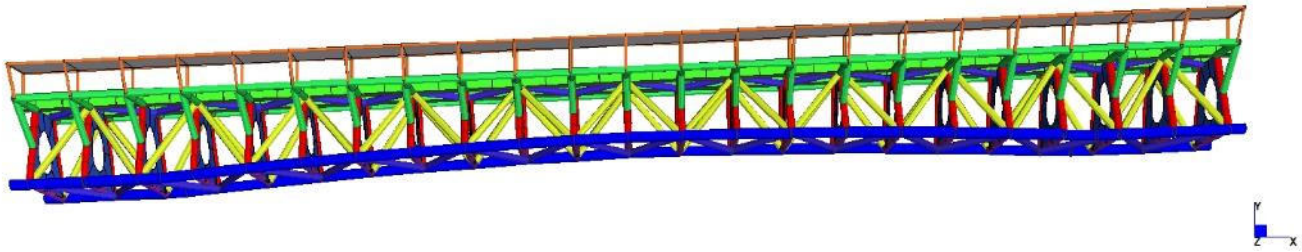


Figura 41: Modello FEM per la statica (vista laterale "lato sbalzo")

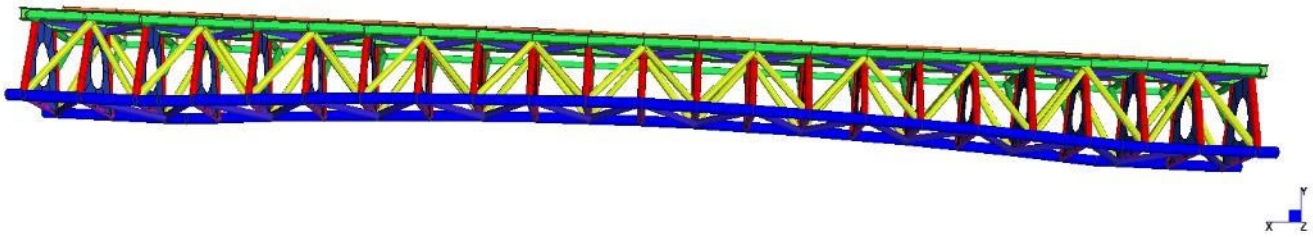


Figura 42: Modello FEM per la statica (vista laterale "lato solo parapetto")

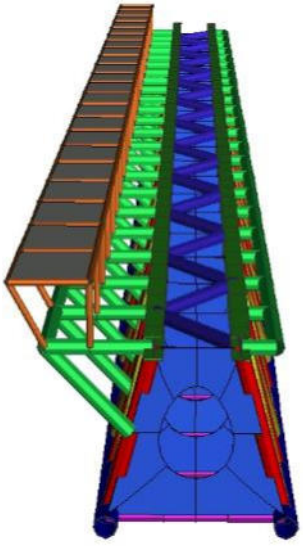


Figura 43: Modello FEM per la statica (vista frontale)

6.3.2 Modello per la statica: campata da 62 m

Per l'analisi degli effetti dovuti ai carichi di esercizio, si modella esclusivamente l'impalcato (sovrastruttura).

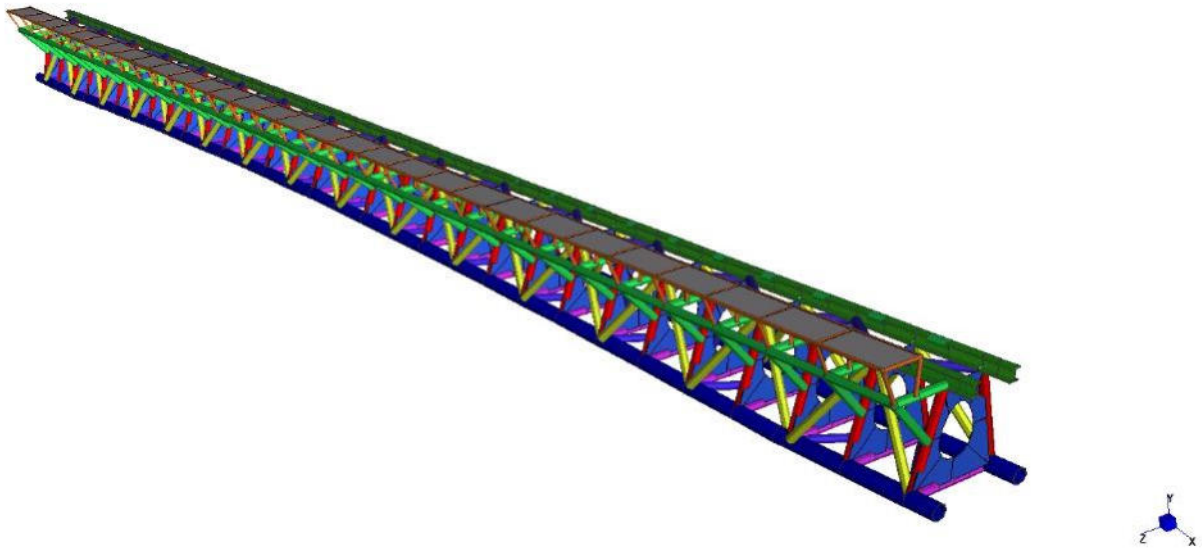


Figura 44: Modello FEM per la statica (vista prospettica "lato sbalzo")

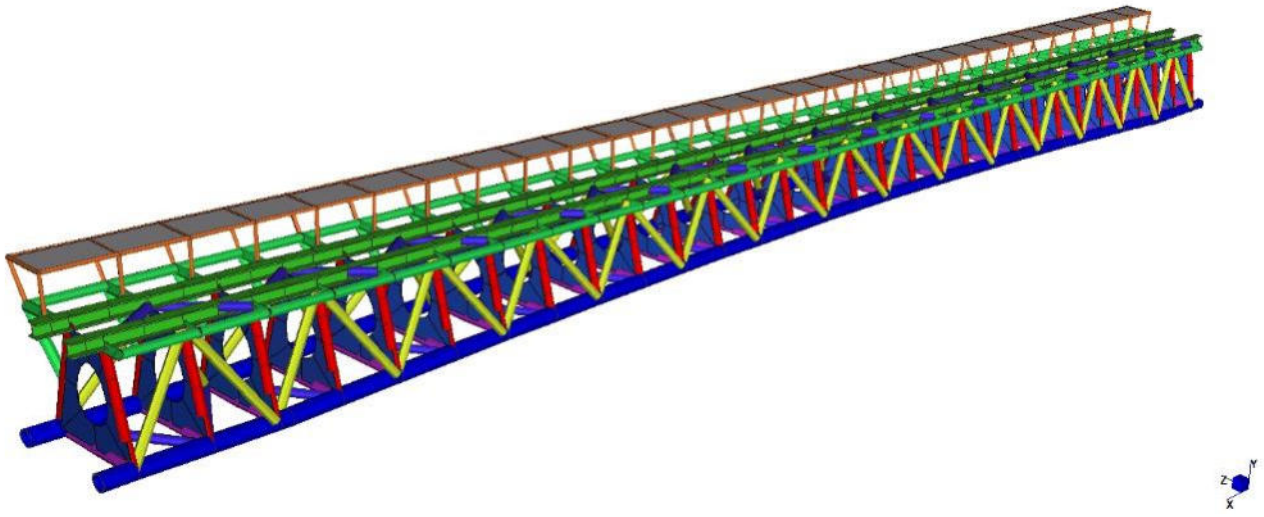


Figura 45: Modello FEM per la statica (vista prospettica "lato solo parapetto")

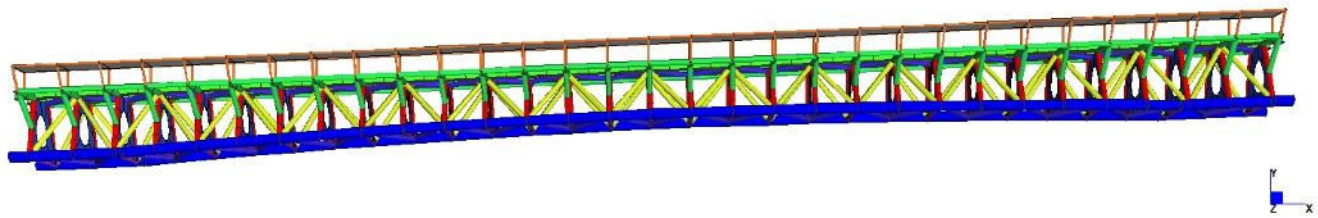


Figura 46: Modello FEM per la statica (vista laterale "lato sbalzo")

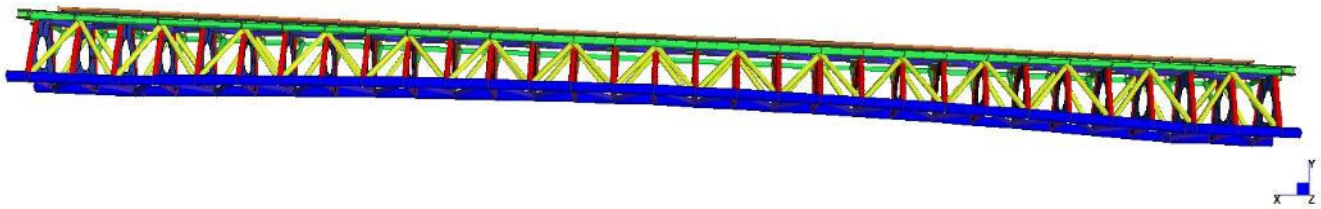


Figura 47: Modello FEM per la statica (vista laterale "lato solo parapetto")

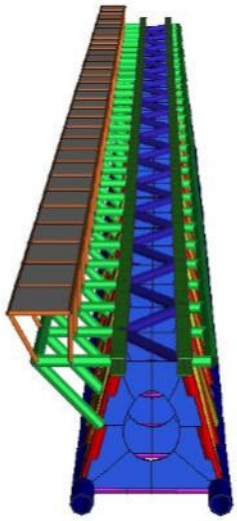


Figura 48: Modello FEM per la statica (vista frontale)

6.3.3 Modello per la sismica

Per valutare gli effetti dell'azione sismica sulla struttura, si modellano anche le pile in calcestruzzo armato. Inoltre, per valutare correttamente l'effetto sulla pila in esame, si modellano entrambi gli impalcati afferenti sulla stessa.

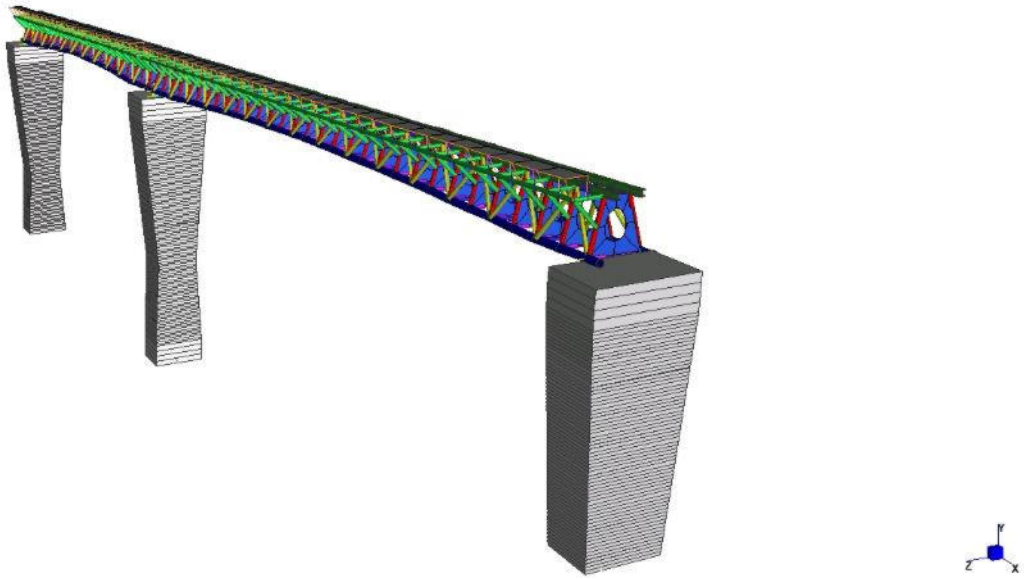


Figura 49: Modello FEM per la sismica (vista prospettica "lato sbalzo")

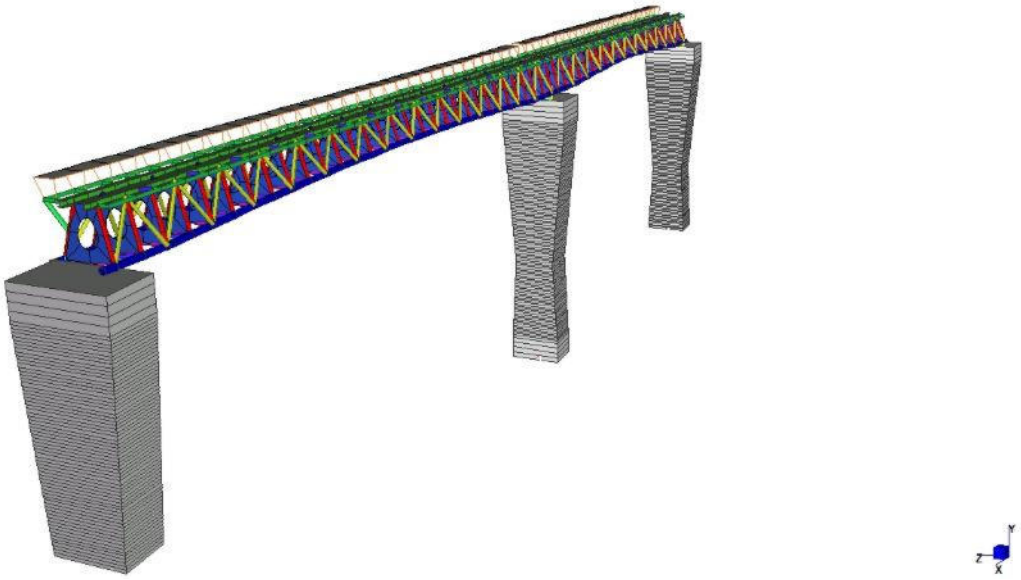


Figura 50: Modello FEM per la sismica (vista prospettica "lato solo parapetto")

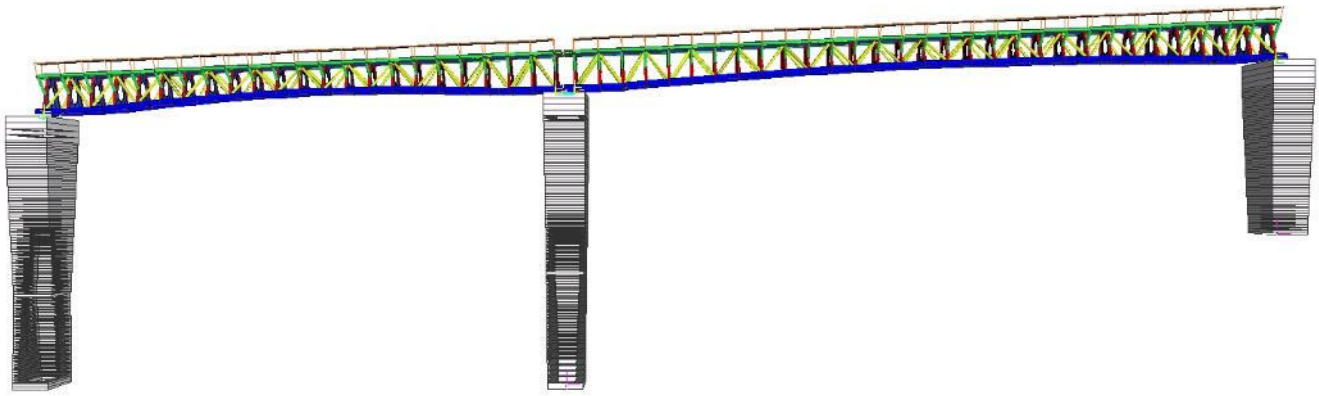


Figura 51: Modello FEM per la sismica (vista laterale "lato sbalzo")

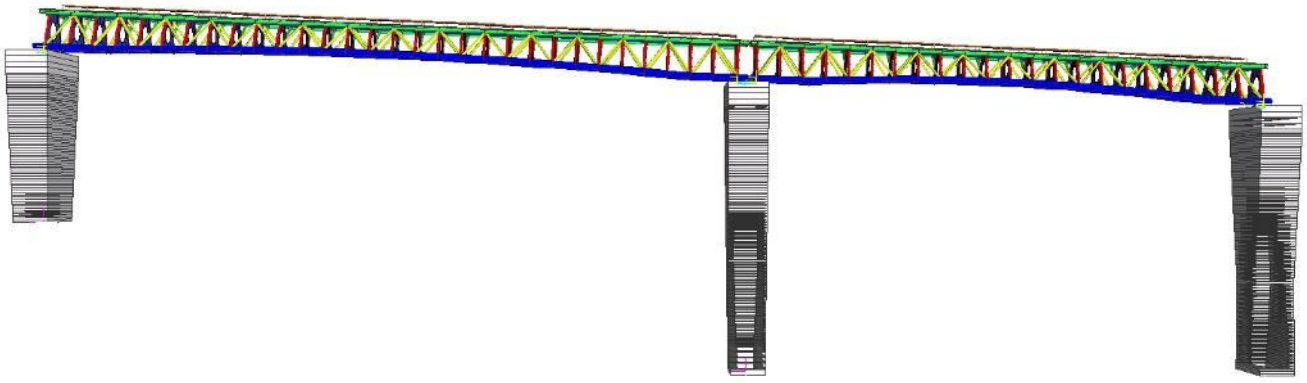


Figura 52: Modello FEM per la sismica (vista laterale "lato solo parapetto")



Figura 53: Modello FEM per la sismica (vista frontale)

6.4 Analisi dei risultati

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi preliminare sugli elementi e le corrispondenti verifiche.

6.4.1 Risultati ottenuti dai modelli di calcolo

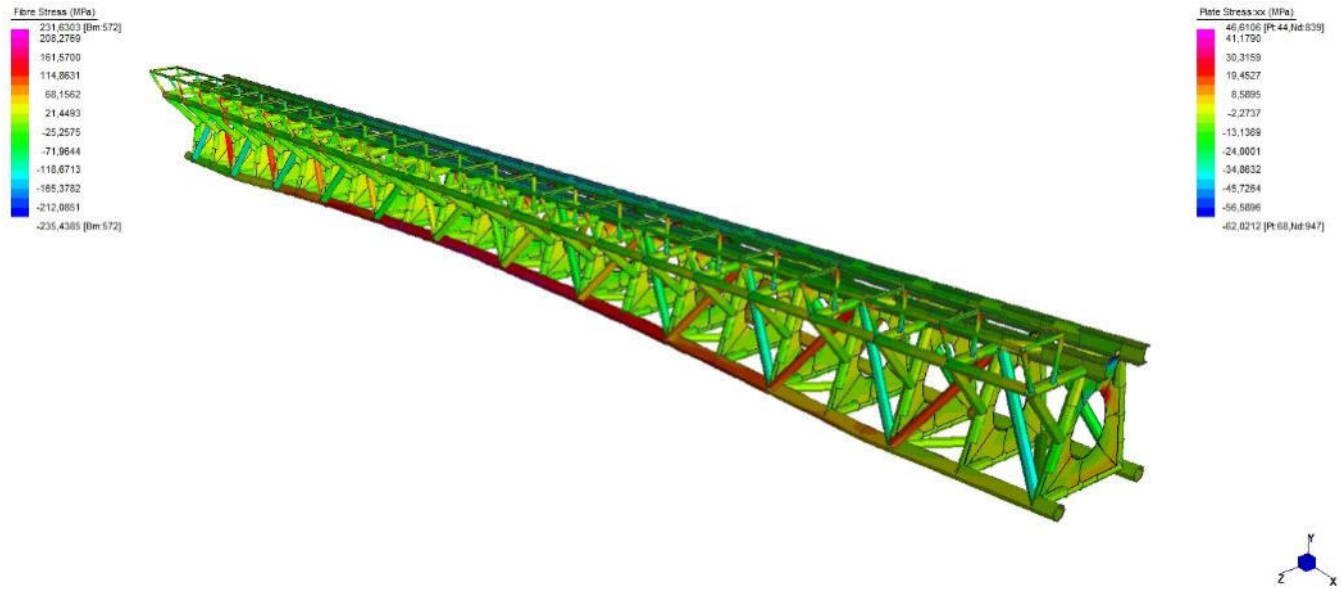


Figura 54: Massima tensione allo SLU sugli elementi dell'impalcato da 45 m

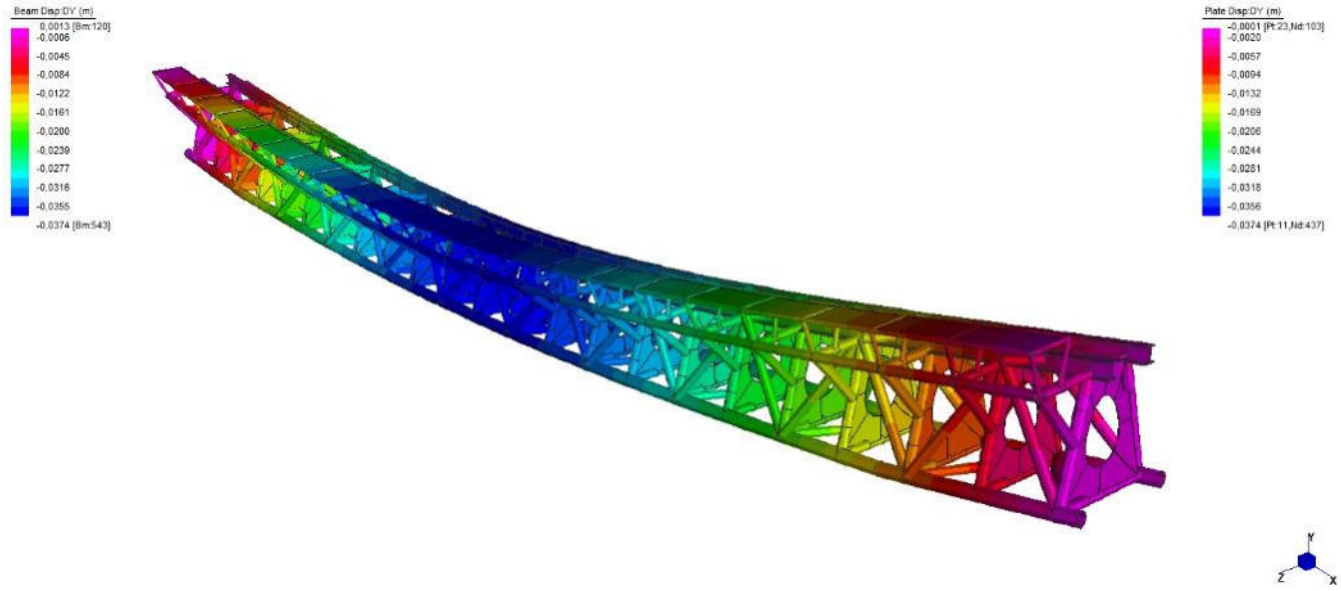


Figura 55: Deformazione dell'impalcato da 45 m sotto l'effetto dei carichi permanenti

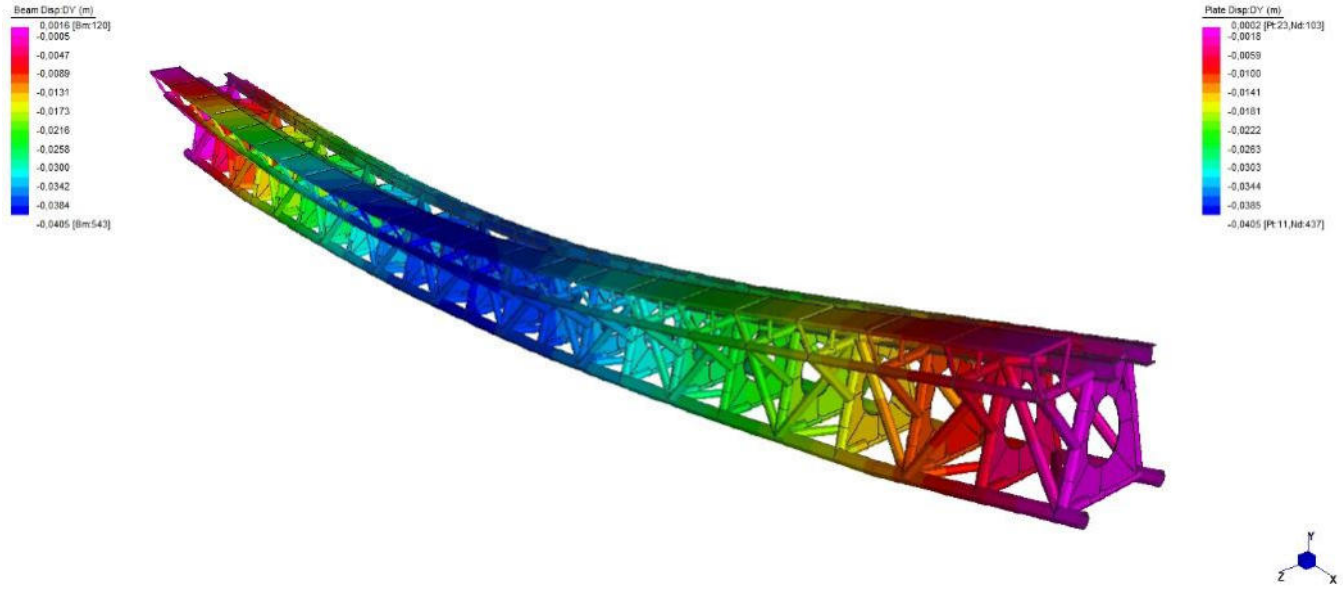


Figura 56: Deformazione dell'impalcato da 45 m sotto l'effetto dei carichi variabili da traffico

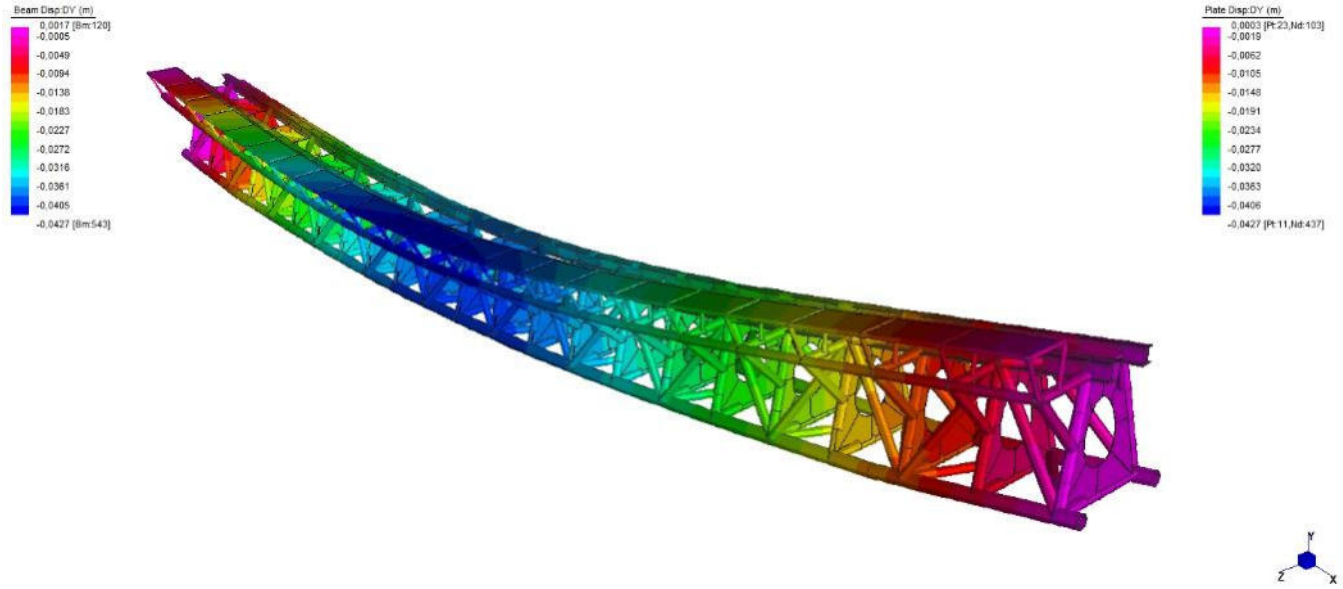


Figura 57: Deformazione dell'impalcato da 45 m sotto l'effetto dei carichi variabili da traffico combinati con il vento

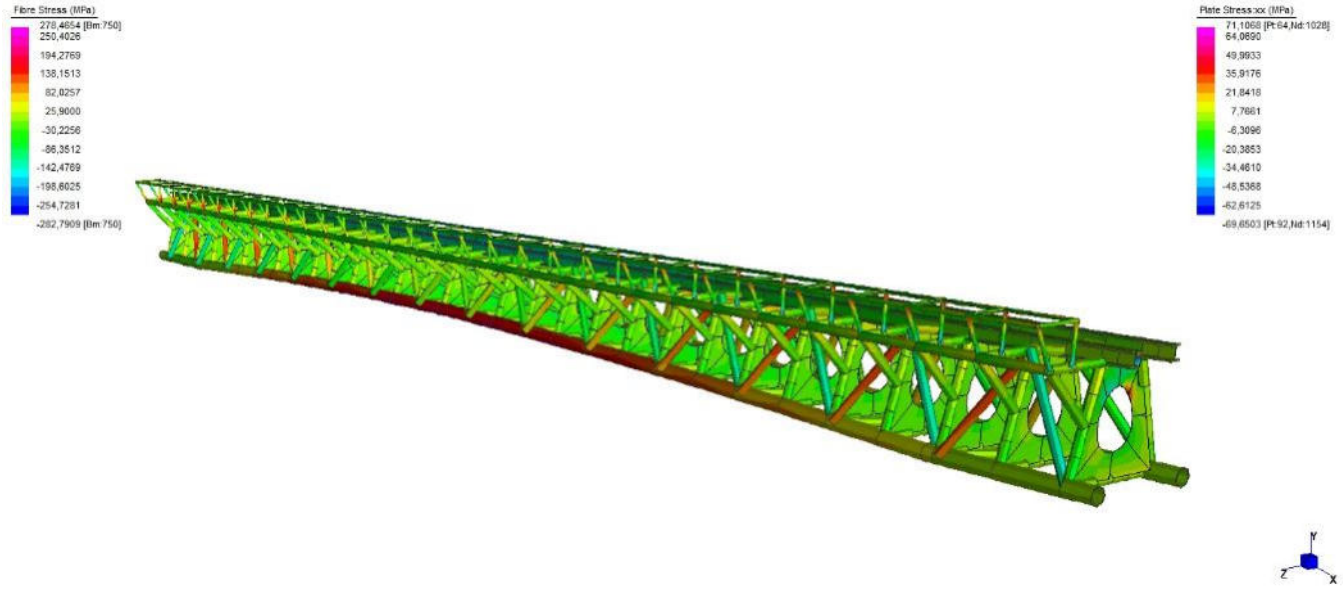


Figura 58: Massima tensione allo SLU sugli elementi dell'impalcato da 62 m

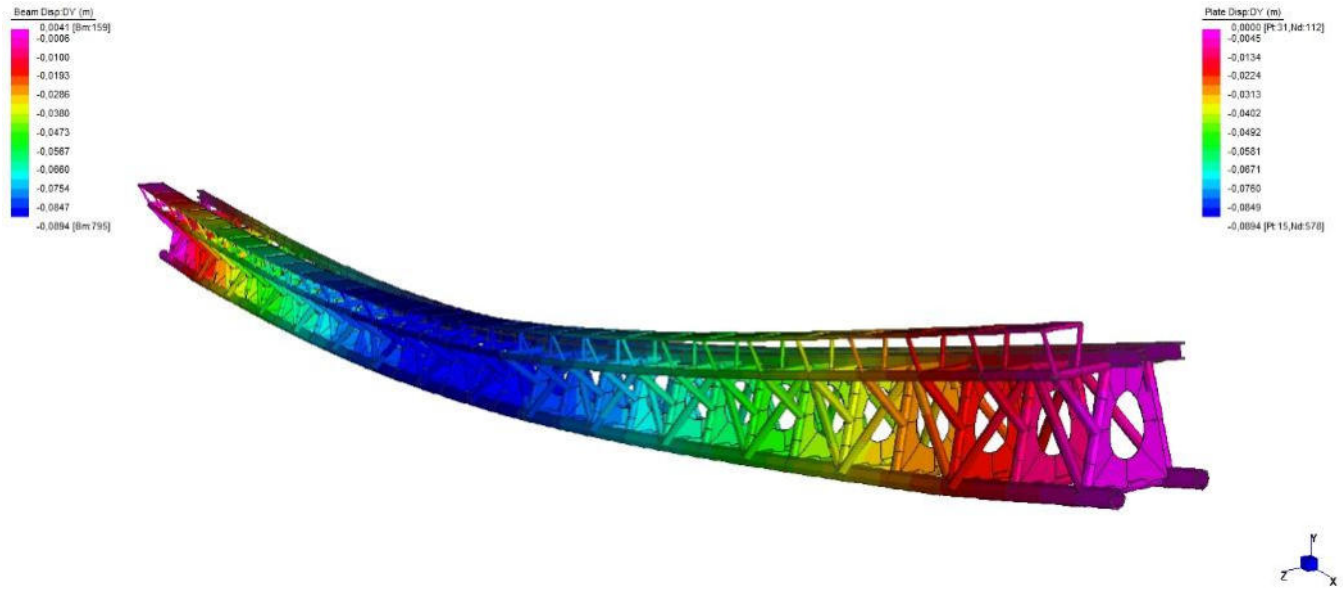


Figura 59: Deformazione dell'impalcato da 62 m sotto l'effetto dei carichi permanenti

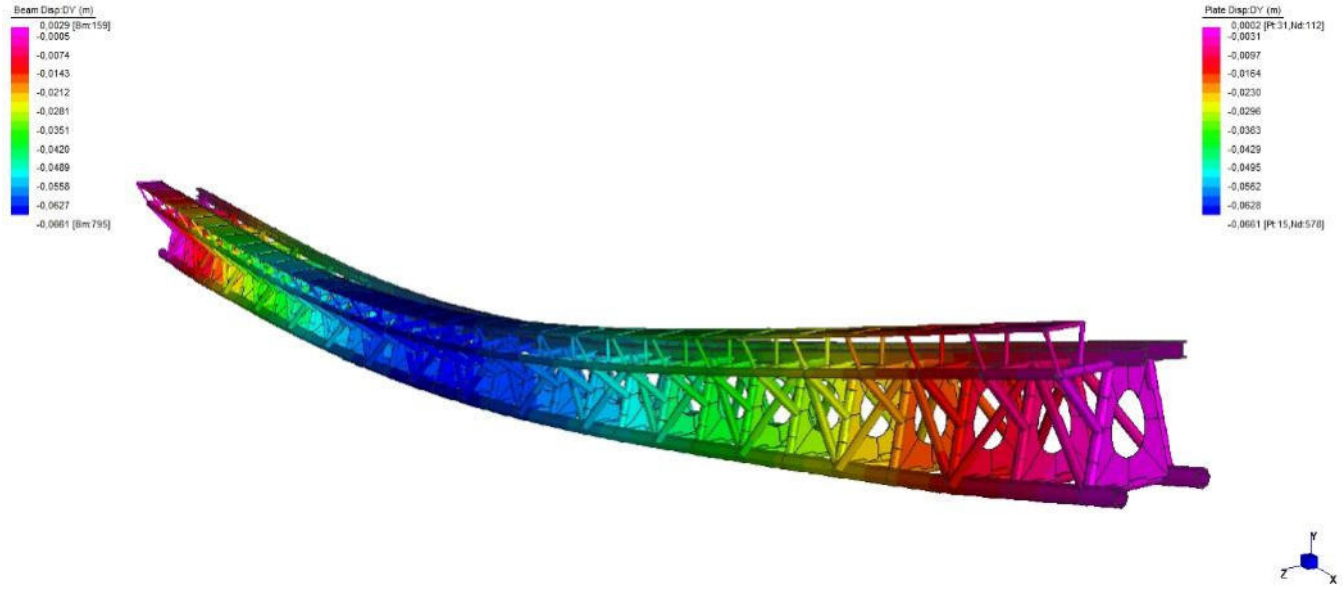


Figura 60: Deformazione dell'impalcato da 62 m sotto l'effetto dei carichi variabili da traffico

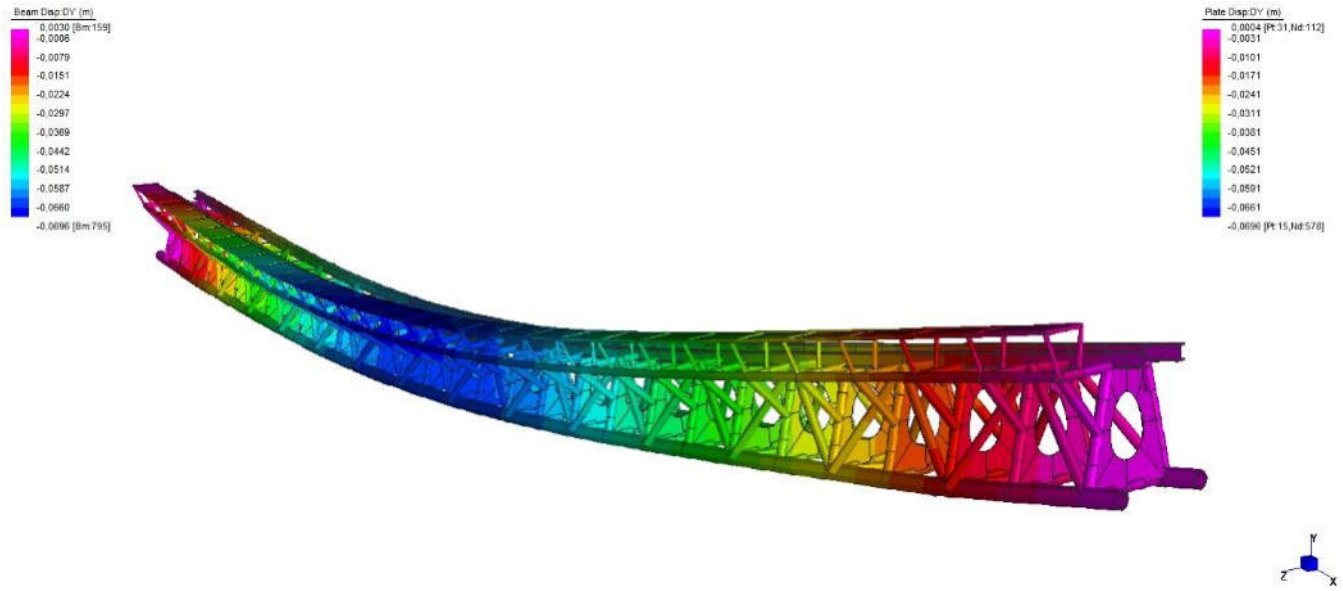


Figura 61: Deformazione dell'impalcato da 62 m sotto l'effetto dei carichi variabili da traffico combinati con il vento

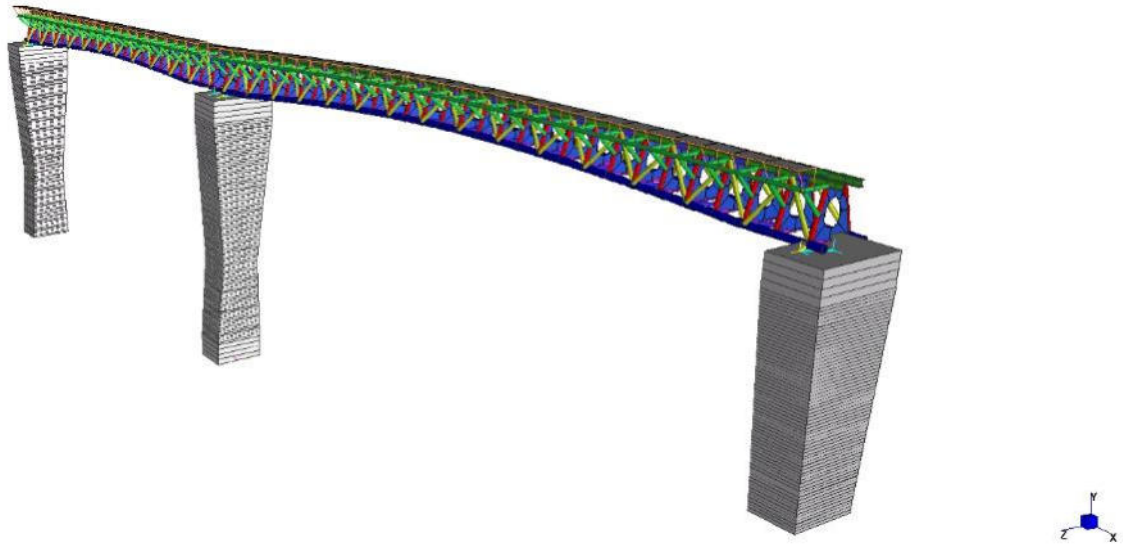


Figura 62: Modo di vibrare principale in direzione longitudinale

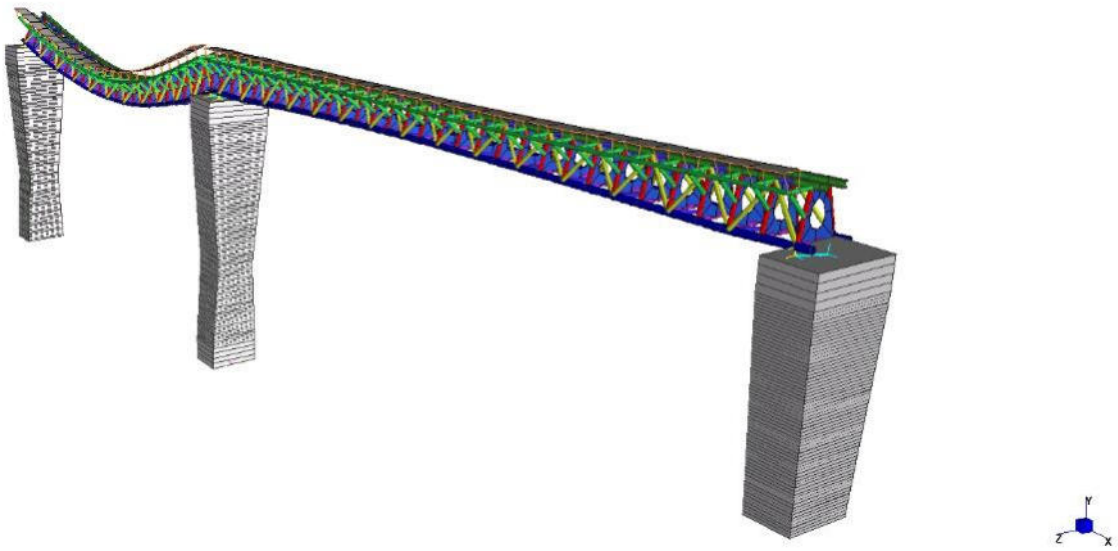


Figura 63: Modo di vibrare principale in direzione verticale per la campata da 45 m

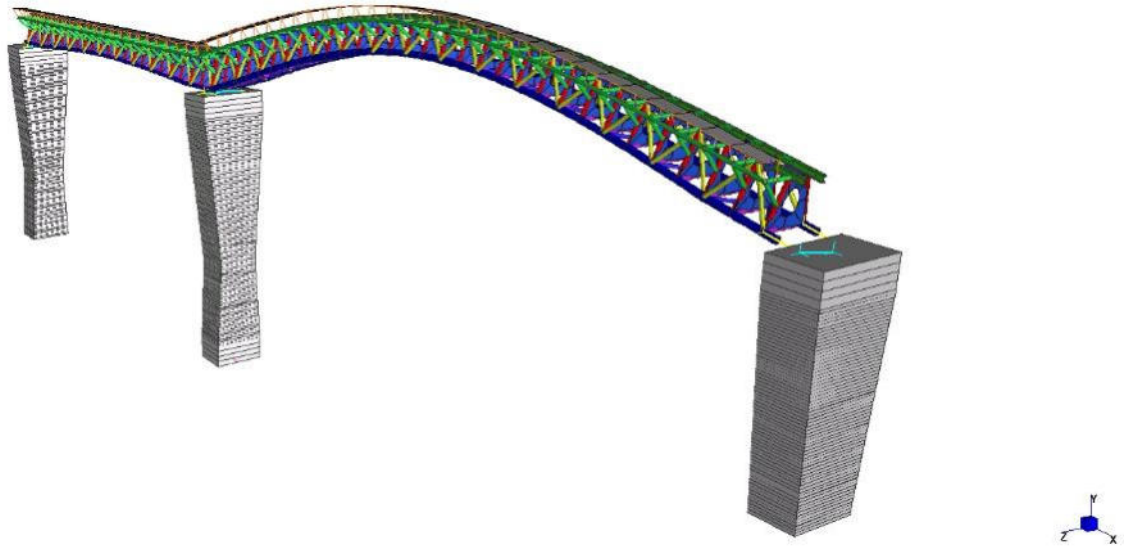


Figura 64: Modo di vibrare principale in direzione verticale per la campata da 62 m

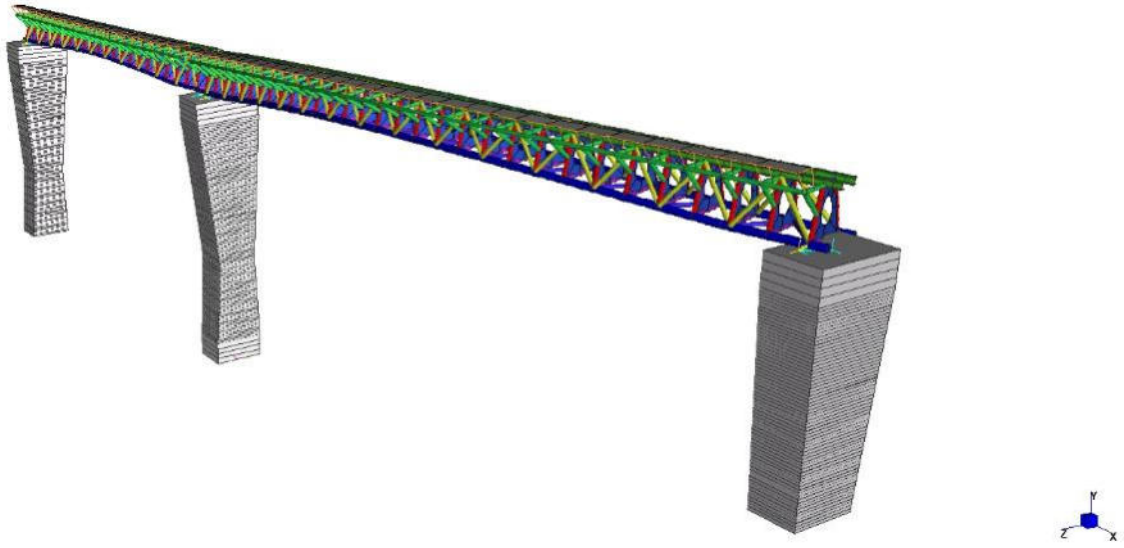


Figura 65: Modo di vibrare principale in direzione trasversale

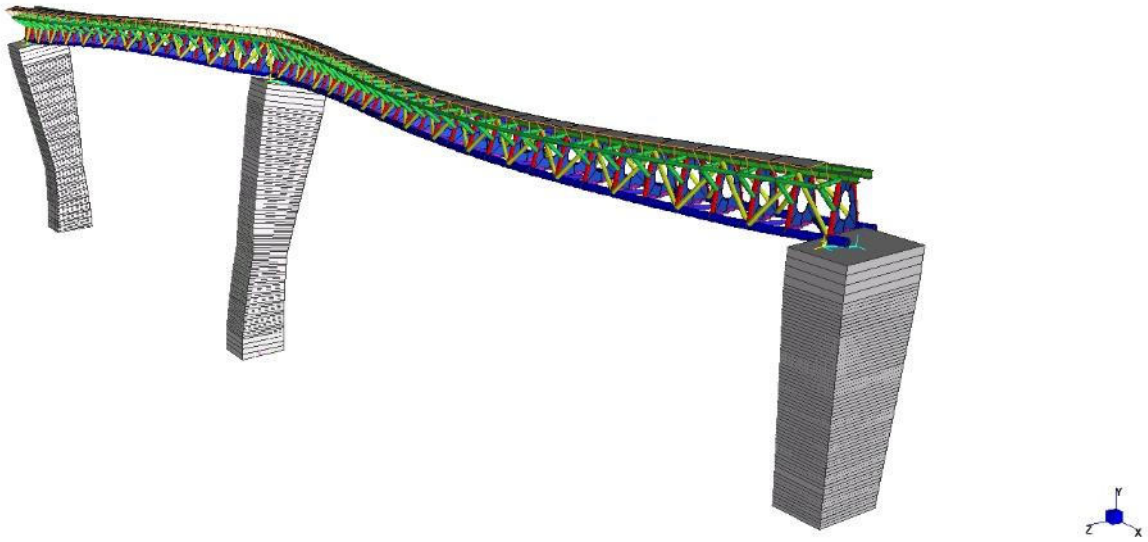


Figura 66: Modo di vibrare torsionale principale

6.4.2 Verifica tensionale degli elementi dell'impalcato

Di seguito si riportano i valori di tensioni ottenute dal modello di calcolo per la combinazione allo SLU più gravosa, per i diversi elementi che costituiscono l'impalcato.

Tale tensione viene confrontata con quella massima ammissibile dal materiale, calcolata come $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0}$. I valori delle tensioni sono riportati in valore assoluto.

Campata da 45 m Elemento	Tensione da modello [MPa]	Tensione ammissibile [MPa]	IS	Check
Corrente superiore	188,4	338,1	0,56	OK
Corrente inferiore	204,2	338,1	0,6	OK
Montante verticale	100,2	338,1	0,3	OK
Aste diagonali	160,5	338,1	0,47	OK
Traverso tubolare	24	338,1	0,07	OK
Controventatura di piano	75,3	338,1	0,22	OK
Struttura sbalzo	156,7	338,1	0,46	OK
Struttura passerella	235,4	338,1	0,7	OK
Piastra di irrigidimento	62	338,1	0,18	OK

Campata da 62 m Elemento	Tensione da modello [MPa]	Tensione ammissibile [MPa]	IS	Check
Corrente superiore 62 m	226,9	338,1	0,67	OK
Corrente inferiore	212,8	338,1	0,63	OK
Montante verticale	115,7	338,1	0,34	OK
Aste diagonali	181,9	338,1	0,54	OK
Traverso tubolare	31,8	338,1	0,09	OK
Controventatura di piano	89,8	338,1	0,27	OK
Struttura sbalzo	189,3	338,1	0,56	OK
Struttura passerella	282,8	338,1	0,84	OK
Piastra di irrigidimento	71,1	338,1	0,21	OK

6.4.3 Verifica di instabilità degli elementi compressi

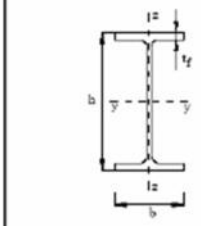
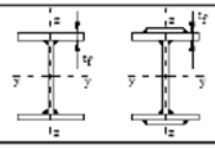
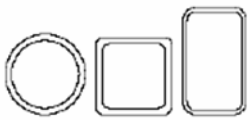
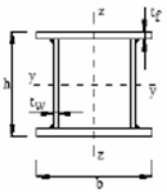
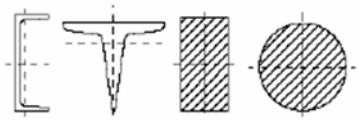
Tale verifica viene svolta in accordo con il §4.2.4.1.3.1 del D.M.17/01/2018, considerando lo sforzo assiale di compressione sugli elementi, derivante dalla combinazione allo SLU più gravosa per l'elemento stesso.

Anche in questo caso si considera l'impalcato da 62 m ed il corrente superiore dell'impalcato da 45 m.

Campata 45 m Elemento	L_i [m]	N_{cr} [kN]	λ	Curva di instabilità	α	ϕ	χ	N_{Ed} [kN]	$N_{b,Rd}$ [kN]	IS	Check
Corr. sup.	2	298871	0,15	b	0,34	0,5	1	2528,7	6687,5	0,38	OK
Corr. inf.	2	235408	0,19	c	0,49	0,52	1	3883	8251,7	0,47	OK
Aste diag.	3,69	13238,4	0,52	c	0,49	0,71	0,83	1095,6	2324,5	0,47	OK
Montante	3,05	19377,1	0,43	c	0,49	0,65	0,88	225,7	2462,9	0,09	OK
Str. sbalzo	2	37068,8	0,28	c	0,49	0,56	0,96	1204,3	2677,3	0,45	OK
Contr. piano	2,44	30276,7	0,34	c	0,49	0,59	0,93	374,9	2588,9	0,14	OK
Str. passerella	2	1963,8	0,69	c	0,49	0,86	0,73	215	657,1	0,33	OK

Campata 62 m Elemento	L_i [m]	N_{cr} [kN]	λ	Curva di instabilità	α	ϕ	χ	N_{Ed} [kN]	$N_{b,Rd}$ [kN]	IS	Check
Corr. sup.	2	439758	0,16	b	0,34	0,51	1	5194	10778,5	0,48	OK
Corr. inf.	2	669315	0,15	c	0,49	0,5	1	7482,7	15248,1	0,49	OK
Aste diag.	3,69	13238,4	0,52	c	0,49	0,72	0,83	1523,1	2862,5	0,53	OK
Montante	3,05	19377,1	0,43	c	0,49	0,65	0,88	269,8	3035,1	0,09	OK
Str. sbalzo	2	45063,9	0,28	c	0,49	0,56	0,96	1525,5	3302,3	0,46	OK
Contr. piano	2,44	30276,7	0,35	c	0,49	0,6	0,93	508,1	3192,1	0,16	OK
Str. passerella	2	1963,8	0,69	c	0,49	0,86	0,73	333,3	657,1	0,51	OK

Tab. 4.2.VIII - *Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi*

Sezione trasversale		Limiti		Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità S235, S275, S355, S420	Curva di instabilità S460
Sezioni laminate		h/b > 1,2	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a b	a_0 a_0
			40 mm < $t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		h/b ≤ 1,2	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d d	c c
Sezioni ad I saldate			$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c
			$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d
Sezioni cave			Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a_0
			Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c
Sezioni scatolari saldate			In generale	qualunque	b	b
			saldature "spesse": $a>0.5t_f$; $b/t_f<30$; $h/t_w<30$	qualunque	c	c
Sezioni piene, ad U e T				qualunque	c	c
Sezioni ad L				qualunque	b	b

Curva di instabilità	a_0	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

6.4.4 Verifica di deformabilità

Tale verifica è svolta in accordo con quanto specificato nelle specifiche tecniche RFI, in cui si fissa il valore massimo della freccia a L/600, dove L è la lunghezza della campata. Tuttavia, sempre secondo quanto espresso all'interno delle suddette specifiche, al fine di garantire il comfort dei passeggeri durante la marcia del veicolo, si fissa il valore massimo della freccia, sotto l'effetto dei carichi verticali derivanti dal transito del veicolo, a L/1000.

Tale valore è scelto considerando che la velocità di progetto del veicolo è inferiore al valore di 160 km/h.

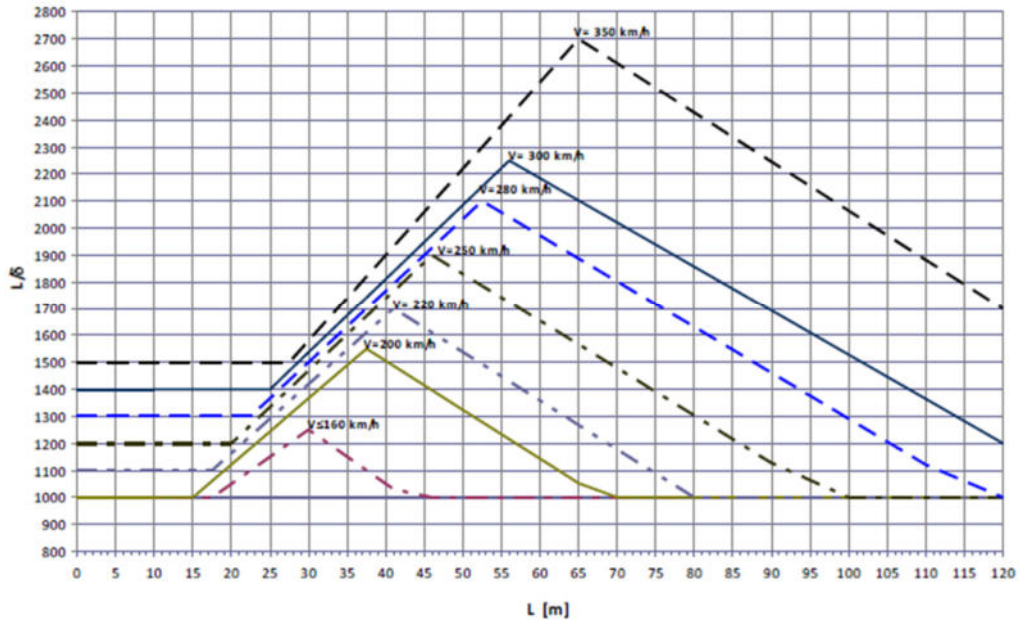


Figura 67: Grafico per la determinazione della massima freccia verticale per garantire il comfort dei passeggeri

La deformazione è misurata in corrispondenza dei correnti superiori, al di sopra dei quali poggia e si ancora il veicolo.

Di seguito si riportano i valori di abbassamento per le diverse tipologie di carico e si riporta inoltre la verifica per quanto riguarda i soli carichi da traffico.

Campata 45m	Freccia sotto i carichi permanenti	δ_g	36,6	mm	L/1229	
	Freccia sotto i carichi da traffico	δ_q	38	mm	L/1184	OK
	Freccia sotto i carichi da traffico ed il vento	δ_{q+w}	38,7	mm	L/1163	
Campata 62 m	Freccia sotto i carichi permanenti	δ_g	88,3	mm	L/702	
	Freccia sotto i carichi da traffico	δ_q	61,9	mm	L/1002	OK
	Freccia sotto i carichi da traffico ed il vento	δ_{q+w}	63,3	mm	L/979	

6.4.5 Calcolo preliminare del numero di pali di fondazione

Per il calcolo preliminare del numero di pali di fondazione, si prende in considerazione la pila maggiormente sollecitata, ovvero la pila più alta, alla quale afferiscono le campate da 45 m e da 62 m. Da modello di calcolo si ottengono le seguenti sollecitazioni alla base della pila:

		SLU	SLV1	SLV2
Momento flettente in direzione x	[kNm]	13553,2*	-6956,7	18370,4
Momento flettente in direzione z	[kNm]	429	-16079,3	5643
Sforzo assiale (dir. y)	[kN]	10156,1	-6682,4	-6434,2

*Il valore di tale momento flettente è calcolato considerando l'azione trasversale del vento.

I valori dei parametri del terreno sono ricavati dalla relazione geologica preliminare in allegato.

Si prevede la realizzazione di n.16 pali di fondazione di lunghezza pari a 15 m, diametro pari a 80 cm e interasse pari a 2,8 m (3,5 volte il diametro del singolo palo).

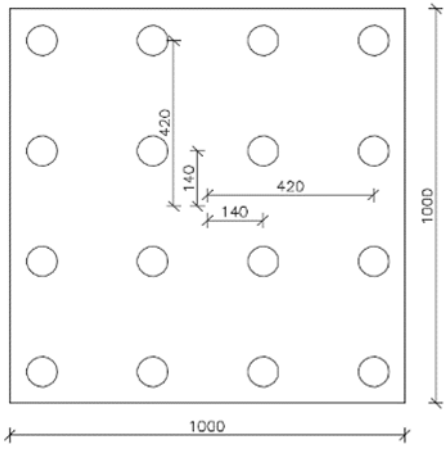


Figura 68: disposizione dei pali di fondazione

In maniera conservativa si considera una sola verticale di indagine indagata.

Di seguito si riporta il calcolo della capacità del singolo palo e la corrispondente verifica.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE: COMBINAZIONE A1+M1+R3																
Strato	da (m)	a (m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	σ'ᵢ (kPa)	σ'ᵢ (kPa)	σ'media (kPa)	D (m)	k	ϕ (°)	α	Cu (kPa)	tan(ϕ)	N_q	$Q_{lim,p}$ (kN)	$Q_{lim,l}$ (kN)
1	0,00	4,00	20,00	10,00	0,00	40,00	20,00	0,80	0,40	31,00	0,51	98,00	0,60	0,00	0,00	48,30
2	4,00	10,00	21,00	11,00	40,00	106,00	73,00	0,80	0,40	32,00	0,00	0,00	0,62	0,00	0,00	275,01
3	10,00	15,00	20,00	10,00	106,00	156,00	131,00	0,80	0,60	31,00	0,40	150,00	0,60	20,60	1614,51	593,18

Figura 69: Calcolo della capacità portante del palo

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE: COMPRESSIONE			
Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante			
Numero di verticali di indagine indagate	n	1,00	-
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	ξ_{s4}	1,70	-
Capacità portante alla punta	$Q_{lim,p}$	1614,51	kN
Capacità portante alla punta caratteristica	$Q_{lim,p,ck}$	949,71	kN
Fattore di sicurezza per resistenza alla base (R3)	$\gamma_{R,b}$	1,35	
Capacità portante per attrito laterale	$Q_{lim,l}$	916,49	kN
Capacità portante per attrito laterale caratteristica	$Q_{lim,l,ck}$	539,11	kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,15	
Capacità portante alla punta di progetto	$Q_{lim,p,Rd}$	703,49	kN
Capacità portante per attrito laterale di progetto	$Q_{lim,l,Rd}$	468,79	kN
Fattore di sicurezza per resistenza combinata (R3)	$\gamma_{R,p+l}$	1,30	
Capacità portante totale di progetto	$Q_{lim,Rd}$	1145,25	kN
Valore dello sforzo di compressione (A1)	N_{Ed}	-1045,60	kN
Verifica di capacità portante palo compresso	FS_c	0,91	-
VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE: TRAZIONE			
Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante			
Numero di verticali di indagine indagate	n	1,00	-
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	ξ_{s4}	1,70	-
Capacità portante per attrito laterale	$Q_{lim,l}$	916,49	kN
Capacità portante per attrito laterale caratteristica	$Q_{lim,l,ck}$	539,11	kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,15	
Capacità portante per attrito laterale di progetto	$Q_{lim,l,Rd}$	468,79	kN
Valore dello sforzo di trazione (A1)	N_{Ed}	241,10	kN
Verifica di capacità portante palo compresso	FS_t	0,51	-

Figura 70: Verifica dei pali di fondazione

7 Considerazioni strutturali sul tratto in galleria/trincea

Le opere strutturali per la realizzazione di questo tratto di funicolare sono state dimensionate sulla base di esperienze analoghe e progetti simili, senza tuttavia effettuare calcolazioni specifiche.

In corrispondenza della progressiva +427 il tracciato lascia il viadotto e si porta sul terreno.

Il primo tratto di circa 28 m si svilupperà in trincea, con scavo a cielo aperto, stabilizzazione delle pareti di scavo con soil nailing e relativo rinverdimento. Questo è il primo tratto della zona di scambio dei veicoli.

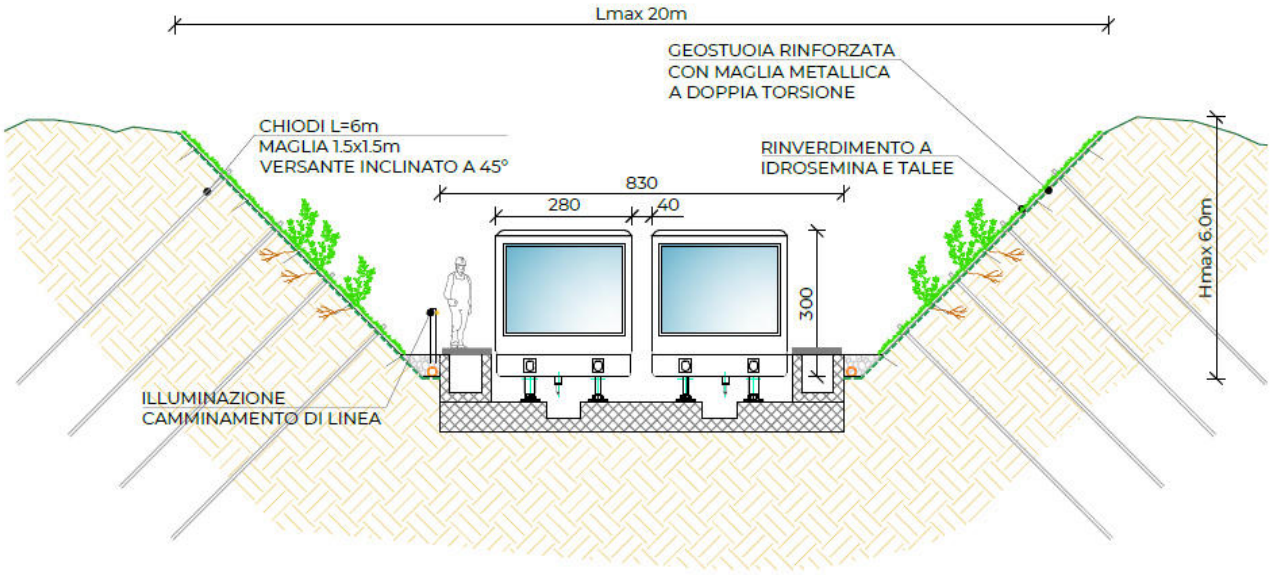


Figura 71: sezione tipo in trincea

Con il tratto successivo inizia la galleria artificiale, che sarà realizzata con uno scatolare in c.a., di altezza totale pari a 6.80m e di larghezza pari a 9.20m nel tratto di scambio e di 5.30m nel tratto a binario singolo.

La scelta della galleria artificiale, piuttosto che naturale, è dettata dal fatto che il ricoprimento è molto limitato (max 15m). Le metodologie di scavo tengono in considerazione le condizioni geologiche ipotizzabili lungo il profilo, sulla base delle indagini fornite dalla stazione appaltante. In particolare si evince dal profilo geologico che lo strato superficiale è costituito da coltri eluvio-colluviali localmente rimaneggiate e mescolate a detriti di riporto. Questo tipo di terreni presenta caratteristiche meccaniche mediocri e si prevede di non superare i 30° di pendenza per le pareti di scavo. Questo strato ha uno spessore limitato a 5-10m, quindi la struttura della galleria andrà quasi sempre ad intercettare anche lo strato sottostante, costituito dai metabasalti di monte Figogna. Questo tipo di roccia presenta una fitta rete di discontinuità, specie nel cappellaccio di alterazione, tuttavia sembra essere in grado di sostenere scavi subverticali. Al fine di garantire un margine di sicurezza per i lavoratori si prevede in ogni caso di realizzare lo scavo in roccia con profili gradonati e di consolidare le

pareti di scavo con interventi di rafforzamento corticale con chiodature e rete a doppia torsione. Tali interventi sono provvisionali per la fase di cantiere.

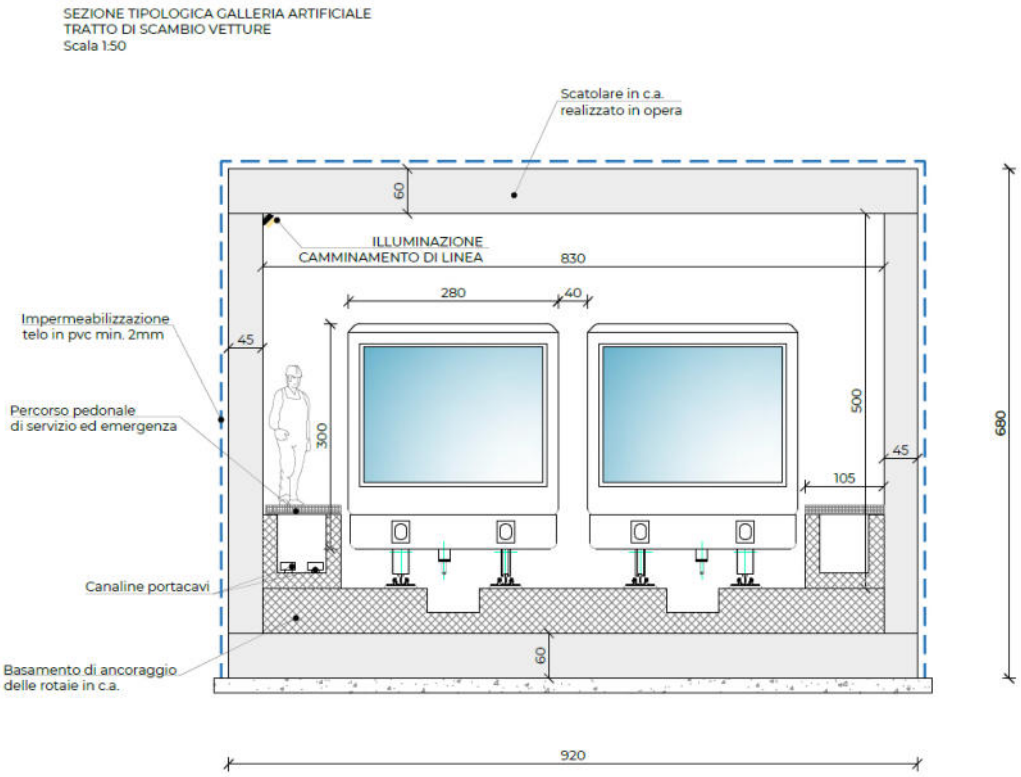


Figura 72: sezione tipo scatolare in c.a., nel tratto di scambio

A partire dall'imbocco e per una lunghezza di circa 36m si adotterà la sezione tipo 1. Questa sezione è caratterizzata da un ricoprimento inferiore ai 4m e ad uno scavo in roccia esiguo e limitato alla porzione inferiore della sezione. In questa tratta la galleria viene sovrapassata da una strada in progetto.

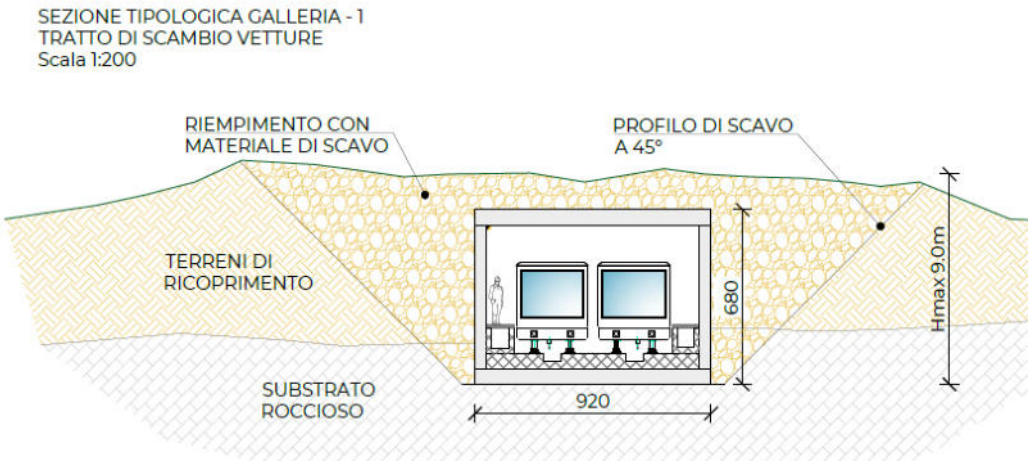


Figura 73: sezione tipologica 1

Nel tratto successivo si intercetta in maniera più importante il substrato roccioso ed il ricoprimento aumenta fino a 9m. In questo caso si adotta la sezione tipo 2, per una lunghezza

di circa 52m, in cui si prevede di realizzare una prima parte di scavo a cielo aperto nel terreno di copertura e una seconda parte di scavo in roccia con gradonature e rafforzamento corticale provvisionale.

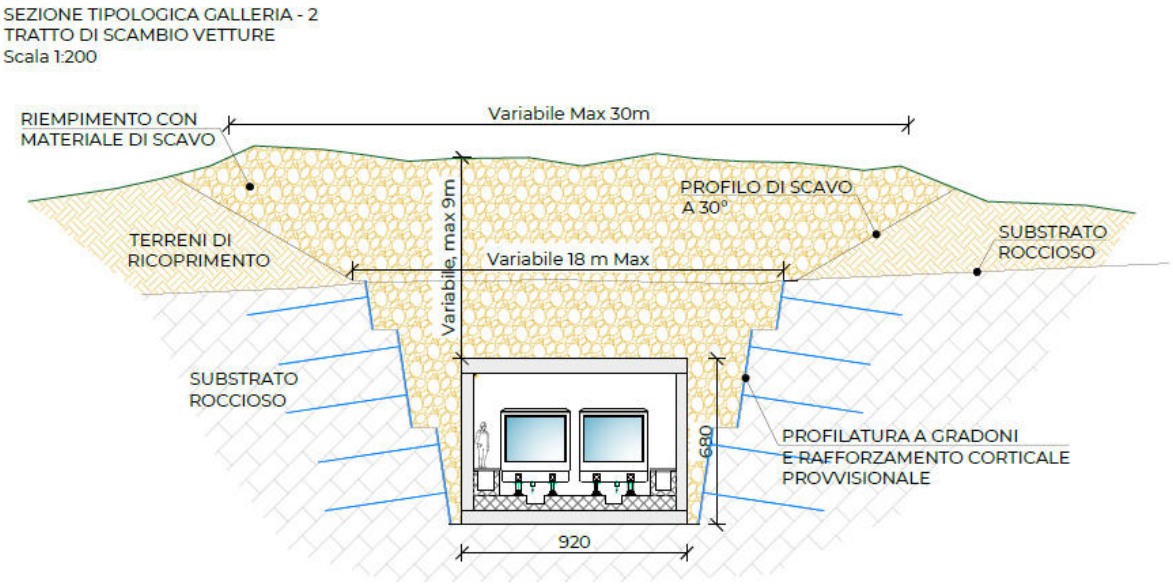


Figura 74: sezione tipologica 2

In questa tratta termina la zona di scambio delle vetture e si passa alla sezione con binario singolo. Qui abbiamo i ricoprimenti maggiori (fino a 12m). Al fine di ridurre l'entità degli scavi si sceglie qui di realizzare delle opere di sostegno provvisionale degli scavi stessi, nel tratto di attraversamento dei terreni di ricoprimento.

In particolare, si prevede la realizzazione di due diaframmi in c.a., spessore 120cm ed infissi in roccia per almeno 3m. Tali diaframmi saranno tirantati con due file di tiranti.

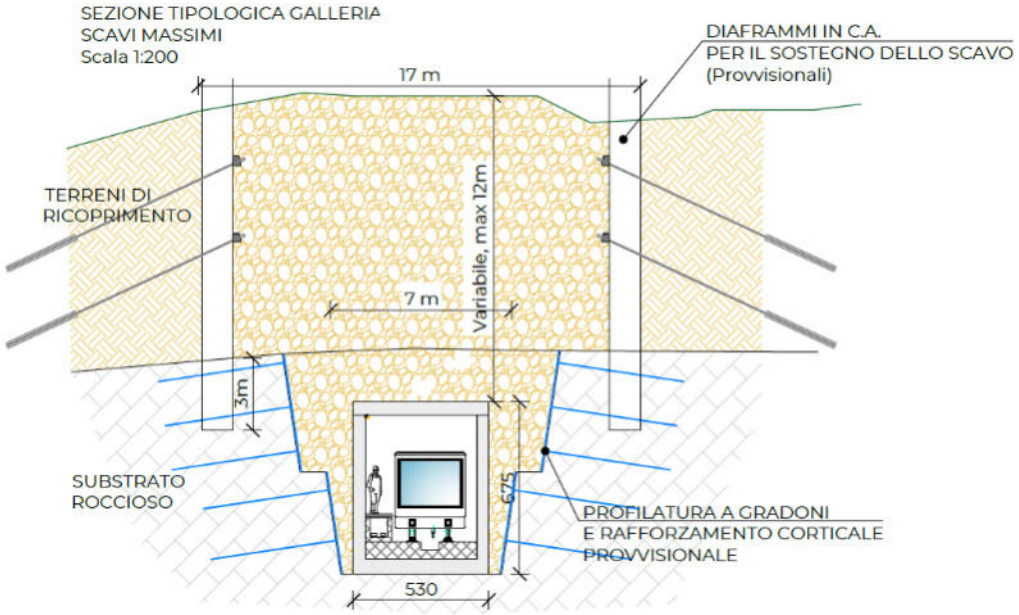


Figura 75: sezione tipologica 3

Il tratto successivo presenta ricoprimenti inferiori ed è possibile tornare ad una soluzione simile alla sezione tipo 2.

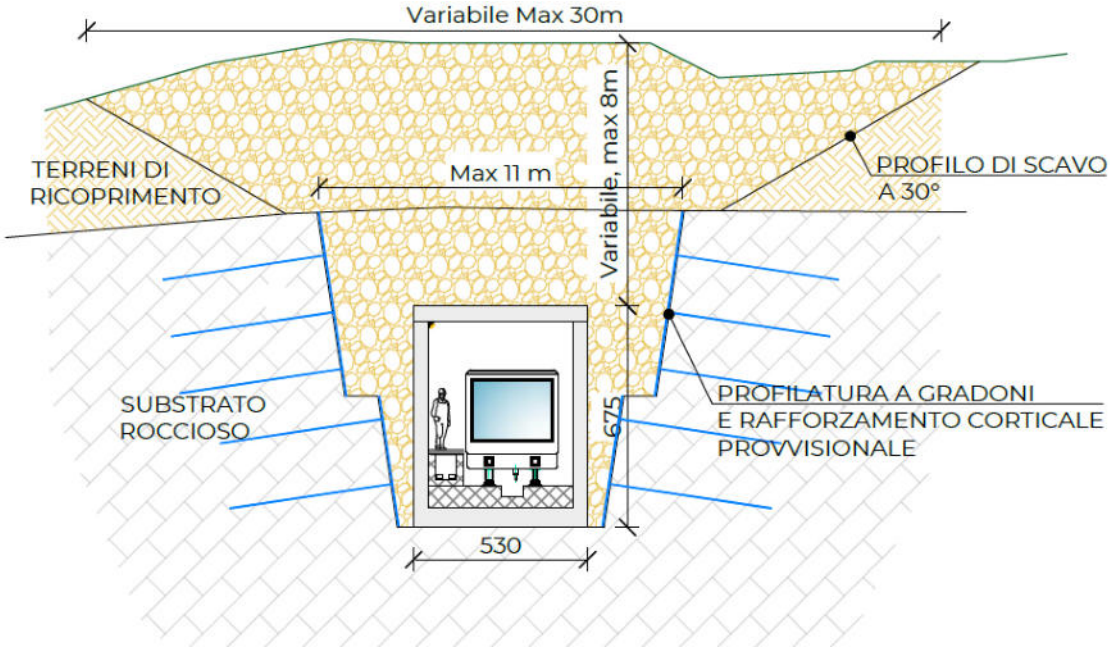


Figura 76: sezione tipologica 4

Dopodiché si prosegue sotto la strada che conduce alla collina di Erzelli, ad una profondità ridotta (ricoprimento 1-4m). Considerato che è necessario mantenere il traffico attivo, almeno a senso unico alternato, si prevede di realizzare una paratia di sostegno dello scavo realizzata con micropali verticali e inclinati. L'altro lato dello scavo sarà realizzato come nelle sezioni tipo precedenti.

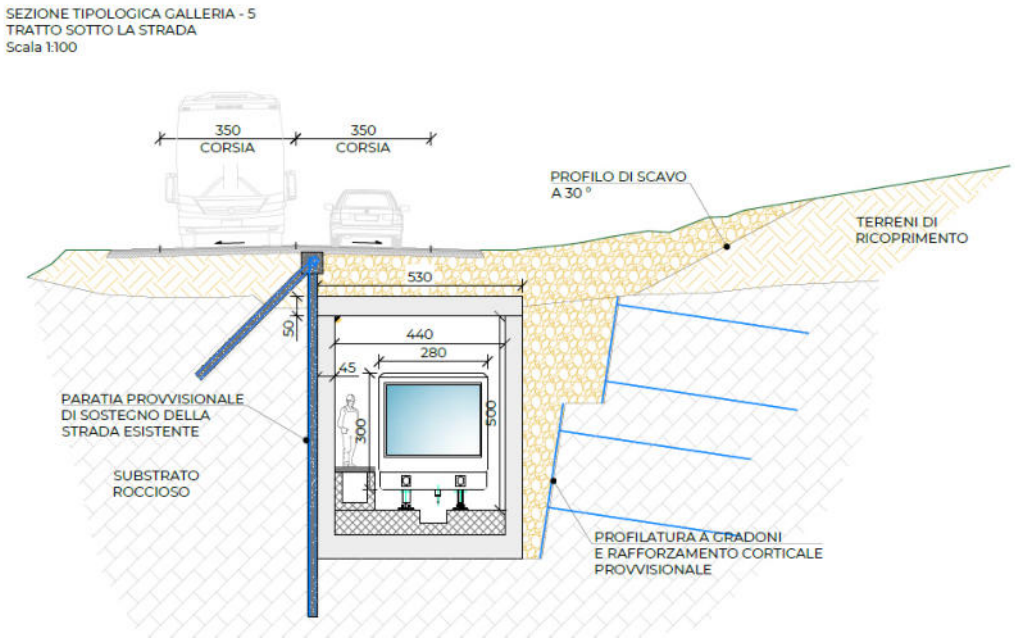


Figura 77: sezione tipologica 5

Dopo aver lasciato il percorso stradale la galleria prosegue a poca profondità, quindi gli scavi risultano modesti e gestibili con le soluzioni di scarpata libera o al più con qualche chiodatura sullo scavo in roccia (vedi sezioni tipo 6-7).

Questo ultimo tratto è caratterizzato dal fatto che sopra la galleria sarà realizzato il nuovo polo Tecnologico, le strutture della galleria devono quindi considerare i ricoprimenti futuri ed i relativi carichi agenti. Nel presente progetto, che dovrebbe essere realizzato prima del progetto GHT, si prevede di ripristinare il terreno come nella condizione attuale.