

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

U.O. ARCHITETTURA STAZIONI E TERRITORIO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

FV03 - FERMATA DI PONTE SAN PIETRO

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

Relazione di calcolo della pensilina ferroviaria

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

N B 1 R 0 2 D 4 4 C L F V 0 3 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	F. Serrau <i>F. Serrau</i>	Marzo 2020	M. De Mita <i>M. De Mita</i>	Marzo 2020	M. Fiorin <i>M. Fiorin</i>	Marzo 2020	R. Marino Marzo 2020 <i>R. Marino</i>

ITALFERR S.p.A.
U.O. ARCHITETTURA STAZIONI E TERRITORIO
Arch. Raffaele Marino
Ordine degli Architetti di Roma
N° 23193

File: NB1R02D44CLFV0300001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	5
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	5
3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	8
4	MATERIALI	9
4.1	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA (S275)	9
4.2	TIRAFONDI.....	9
4.3	BULLONI.....	10
4.4	ALLETTAMENTO PIASTRA DI BASE.....	10
4.5	SALDATEURE	10
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	11
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	11
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	12
5.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	12
6	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	13
6.1	GENERALITÀ.....	13
6.2	UNITÀ DI MISURA.....	15
6.3	MODELO DI CALCOLO	15
6.3.1	<i>Codice di calcolo.....</i>	<i>15</i>
6.3.2	<i>Affidabilità dei codici di calcolo</i>	<i>15</i>
6.3.3	<i>Informazioni generali sull'elaborazione.....</i>	<i>15</i>
6.3.4	<i>Tipo di analisi svolta</i>	<i>15</i>
6.4	ANALISI DEI CARICHI.....	20

6.4.1	<i>Peso proprio della struttura</i>	20
6.4.2	<i>Carichi permanenti non strutturali</i>	20
6.4.3	<i>Carichi variabili</i>	20
6.4.4	<i>Azione termica</i>	20
6.4.5	<i>Carico della neve sulla copertura</i>	20
6.4.6	<i>Azione del vento</i>	22
6.4.7	<i>Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei treni</i>	28
6.4.8	<i>Carichi di pali TE (Tensione Elettrica)</i>	32
6.4.9	<i>Azione sismica</i>	34
6.5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	38
7	RISULTATI ANALISI.....	52
7.1	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	52
7.1.1	<i>Pensilina TIPO 1 (Assi strutturali 1-4 9-11)</i>	52
7.1.2	<i>Pensilina TIPO 2 (Assi strutturali 5-8)</i>	53
7.2	STATI LIMITE ULTIMO (SLU).....	55
7.2.1	<i>Involuppo diagrammi delle sollecitazioni di progetto</i>	55
7.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	60
8	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	60
9	VERIFICHE DELLE MEMBRATURE METALLICHE.....	61
9.1	PENSILINA TIPO 1 (ASSI STRUTTURALI 1-4 9-11)	62
9.1.1	<i>Verifiche delle colonne HEB400</i>	62
9.1.2	<i>Verifiche delle mensole (H400x300)</i>	64
9.1.3	<i>Verifiche delle travi longitudinali HEA260</i>	66
9.1.4	<i>Verifiche degli arcarecci IPE 180</i>	68
9.1.5	<i>Verifiche degli arcarecci IPE 220</i>	70

9.2	PENSILINA TIPO 2 (ASSI STRUTTURALI 5-8)	72
9.2.1	Verifiche delle colonne HEB360	72
9.2.2	Verifiche delle travi trasversali HEA360	74
9.2.3	Verifiche delle travi trasversali IPE330	76
9.2.4	Verifiche delle travi longitudinali HEB360	78
9.2.5	Verifiche degli arcarecci IPE 160	80
9.3	VERIFICHE DEI CONTROVENTI 2X L70x7	82
9.4	VERIFICHE TABELLE OUTPUT COMPLETE	84
10	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	86
10.1	VERIFICHE DI SPOSTAMENTI VERTICALI	86
10.1.1	Pensilina TIPO 1 (Assi strutturali 1-4 9-11)	86
10.1.2	Pensilina TIPO 2 (Assi strutturali 5-8)	88
10.2	VERIFICHE DI SPOSTAMENTI LATERALI	91
10.3	VERIFICHE DI RIGIDEZZA	92
10.4	VERIFICHE DEL GIUNTO STRUTTURALE	93
11	VERIFICA DELLE CONNESSIONI	95
11.1	CALCOLO DELLA BASE COLONNA. GIUNTO AD INCASTRO	95
11.2	CALCOLO DELLA BASE COLONNA NELLA ZONA DI SOTTOPASSO. GIUNTO AD INCASTRO	114

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV0300001A	REV. A

1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del Raddoppio ponte S.Pietro – Bergamo – Montello, Appalto 2: Progetto ponte S.Pietro/Raddoppio della linea da Curno a Bergamo. Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento alle pensiline previste in corrispondenza della fermata "Ponte S.Pietro".

La descrizione degli interventi che segue è da leggersi congiuntamente all'analisi degli elaborati di progetto a cui si fa riferimento implicito.

La presente relazione si riferisce alle opere civili previste per la realizzazione della fermata ferroviaria "Ponte S.Pietro".

Le opere strutturali previste possono differenziarsi in base alla loro tipologia come:

- Pensilina metallica disposta a protezione di una parte della banchina lato binario sud per una lunghezza complessiva di 60 metri circa
- Pensilina metallica disposta a protezione di una parte della banchina lato binario centrale per una lunghezza complessiva di 55 metri circa
- Pensilina metallica disposta a protezione di una parte della banchina lato binario nord per una lunghezza complessiva di 60 metri circa

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Il presente documento ha per oggetto il calcolo strutturale delle pensiline da realizzarsi nell'ambito dell'intervento Progetto della stazione ferroviaria di Ponte S.Pietro.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NB1R</p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV0300001A</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa di riferimento

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni co particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n.7 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- RFI DTC INC PO SP IFS 003 A Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- RFI DTC INC CS LG IFS 001 A Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- *Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*

- *Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la "sicurezza nelle gallerie ferroviarie" del sistema ferroviario dell'Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.*
- *REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.*

4 MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento:

4.1 Acciaio da carpenteria metallica (S275)

ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA - Rif. 4.1.4.1 e 11.3.4 NTC			
Classe Acciaio	S	<input type="text" value="275"/>	
Modulo di elasticità	$E_f =$	<input type="text" value="210000"/>	N/mm ²
Modulo di Poisson:	$\nu =$	<input type="text" value="0.3"/>	
Coefficiente di dilatazione lineare	$\alpha =$	<input type="text" value="0.00001"/>	°C ⁻¹
Modulo di elasticità trasversale	$G =$	<input type="text" value="80769"/>	N/mm ²
Densità	$\gamma =$	<input type="text" value="7850"/>	Kg/m ³ = <input type="text" value="76.98"/> KN/m ³
Spessore massimo elementi		<input type="text" value="<40"/>	mm
Tensione caratteristica allo snervamento:	$f_{yk} =$	<input type="text" value="275"/>	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} =$	<input type="text" value="430"/>	N/mm ²
Coefficients parziali per le verifiche agli SLU:			
[γ_{m0}] Resistenza sezioni cl 1-4	[γ_{m1}] Instabilità membrature	[γ_{m1}] Instabilità membrature ponti ferr. e strad.	[γ_{m2}] Resistenza sezioni forate
1.05	1.05	1.10	1.25

Classe di esecuzione (UNI EN 1090, RFI DTC SI PS SP IFS 002 B): EXC2

4.2 Tirafondi

- Barre interamente filettate con filettatura metrica ISO a passo grosso, di caratteristiche meccaniche equivalenti alla classe 8.8 secondo UNI EN ISO 898 parte I
- dadi con caratteristiche Meccaniche equivalenti alla classe 8 secondo UNI EN 898 parte II conformi per le caratteristiche dimensionali alla ISO 4032
- rondelle in acciaio temperato e rinvenuto HV 300 conformi per le caratteristiche dimensionali alla UNI EN ISO 7089

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NB1R</p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV0300001A</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

4.3 Bulloni

- Caratteristiche meccaniche: classe 8.8 secondo UNI EN ISO 898 parte I
- Dadi con caratteristiche meccaniche equivalenti alla classe 8 secondo UNI EN 898 parte II conformi per le caratteristiche dimensionali alla ISO 4032
- Rondelle in acciaio temperato e rinvenuto HV 300 conformi per le caratteristiche dimensionali alla UNI EN ISO 7089

NOTE:

- i bulloni dovranno essere montati con una rosetta sotto la testa e sotto il dado
- i tirafondi dovranno essere montati con una rosetta sotto il dado
- i tirafondi dovranno essere montati con dado e controdado. Qualora il controdado non fosse compatibile con la geometria e gli ingombri del collegamento, si dovranno prevedere dadi ribassati o idonei dispositivi di antisvitamento.

4.4 Allettamento piastra di base

Realizzato con malta tipo Emaco S55 o equivalente.

4.5 Saldature

Procedimenti di saldatura omologati e qualificati (tipo automatico ad arco sommerso o altri che verranno concordati e accettati dall'ente appaltante) conformi a RFI DTC SI SP IFS 001 D, capitolo 6.6.7 e UNI EN 1090-2.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV0300001A	REV. A

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

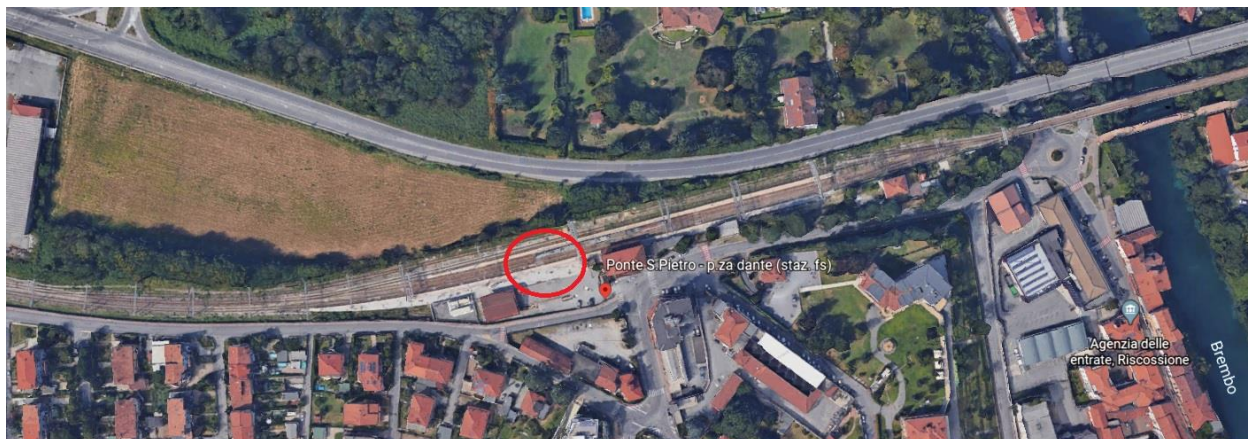


Figura 1 – Configurazione planimetrica tracciato

Le coordinate del sito sono:

45°41'56.8"N

9°35'3.8"E

5.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU).

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $VN = 50$ anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_u = 1.5$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutati in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

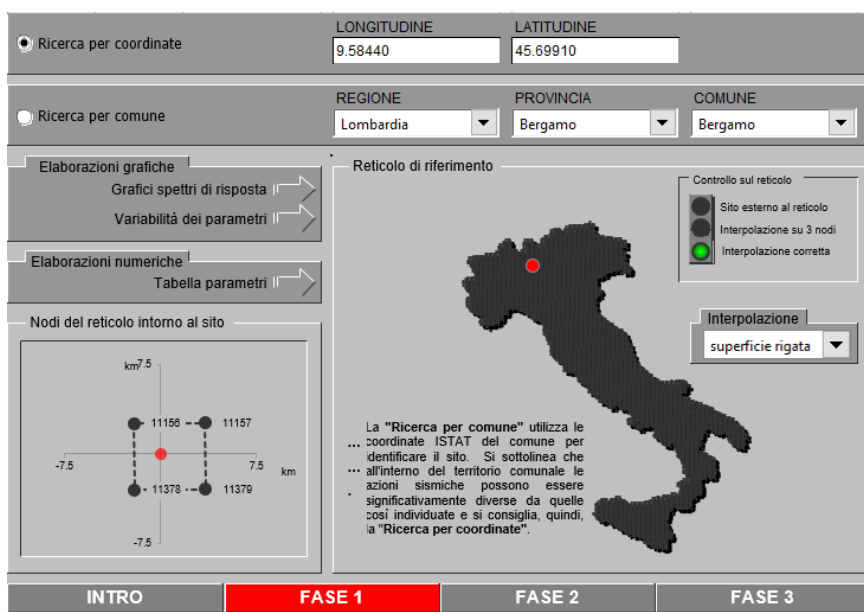
Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 50 \times 1.5 = 75$ anni.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NB1R</p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV0300001A</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

5.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17.01.2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / VR) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17-0118, si ottiene per il sito in esame:



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

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.033	2.484	0.207
SLD	75	0.042	2.488	0.226
SLV	712	0.113	2.447	0.277
SLC	1462	0.146	2.475	0.283

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica

5.3 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

Le Categoria di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche sono valutate come descritte al punto 3.2.2 del DM 17.01.18. Per il caso in esame si è assunta una categoria di sottosuolo di tipo B e una classe Topografica T1.

6 DESCRIZIONE DELL'OPERA

6.1 Generalità

La presente relazione ha per scopo il dimensionamento delle pensiline in corrispondenza del binario sud, la cui verifica risulta più gravosa rispetto, a causa della geometria delle stesse (sbalzi e luci maggiori, asimmetria),. Le analisi svolte per le suddette strutture sono valide anche per le pensiline in corrispondenza delle altre banchine. La struttura metallica è composta da una struttura intelaiata, che si estende per 11 assi strutturali, disposte ad un interasse di 5.0 m tra di loro. In corrispondenza al sottopasso di progetto, l'interasse è pari a 10m. La lunghezza totale della struttura è pari a circa 60m, di cui si possono distinguere tre tipologie strutturali diverse, le cui sezioni trasversali sono espone nelle figure seguenti.

La prima tipologia consiste di una struttura intelaiata a mensola asimmetrica (TIPO 1) (circa 4.4m sul lato binario, e circa 2.9m su quello opposto), che si estende tra le assi strutturali 1 - 4. In direzione trasversale la struttura è composta da un pilastro HEB400 per asse, su cui appoggiano le travi principali, le cui sezioni sono del tipo composto, e sviluppano un'altezza massima pari a 400mm. I pilastri poggiano su plinti di fondazione di dimensioni pari a 2.4x2.4x0.6m. In direzione longitudinale, i pilastri sono uniti a testa tramite una trave secondaria HEA260. Il nodo strutturale di unione trave pilastro è del tipo rigido. Sulle travi principali, longitudinalmente appoggiano arcarecci IPE180-IPE200 ogni 1.0-1.3m circa. La connessione è incernierata su tutti gli arcarecci, tramite quelli bordo, per i quali è stata adotta una connessione rigida.

La seconda tipologia (TIPO 2) si estende tra le assi strutturali 5 - 8. In direzione trasversale la struttura è composta da due pilastri HEB360 per asse, che sono connessi alla struttura del sottopasso esistente tramite tirafondi di ancoraggio. Su i pilastri appoggiano travi principali HEA360. La connessione trave pilastro è stata effettuata tramite una connessione bullonata rigida della flangia inferiore del HEA. Nel modello strutturale è considerata come rigida. In direzione longitudinale, i telai sono uniti a testa tramite una trave HEB360 lato binario, e HEA360 lato stazione. La connessione delle travi secondarie HEB ed HEA ai pilastri della struttura è rigida. Longitudinalmente lo sviluppo è stato effettuato sempre tramite arcarecci IPE160 il cui interasse e connessione alle travi trasversali segue lo stesso filo logico alla precedente tipologia strutturale.

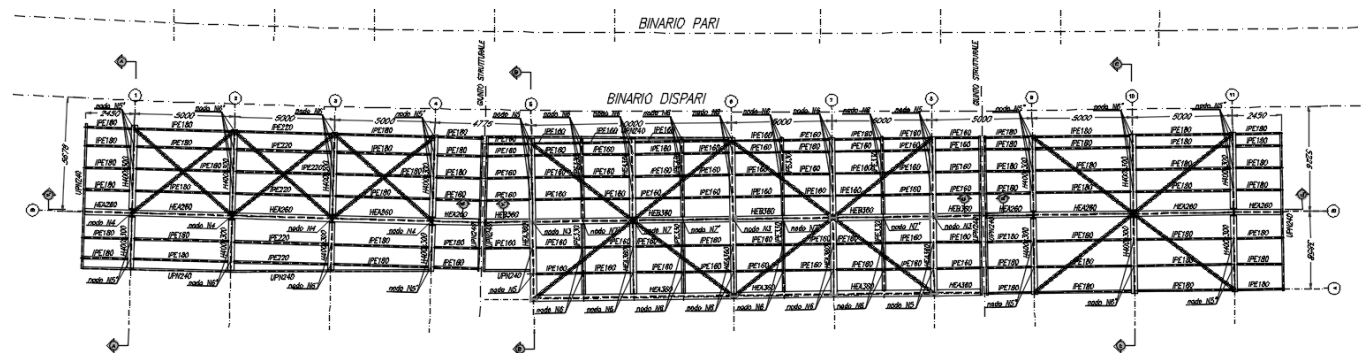


Figura 2 – Inquadrimento planimetrico

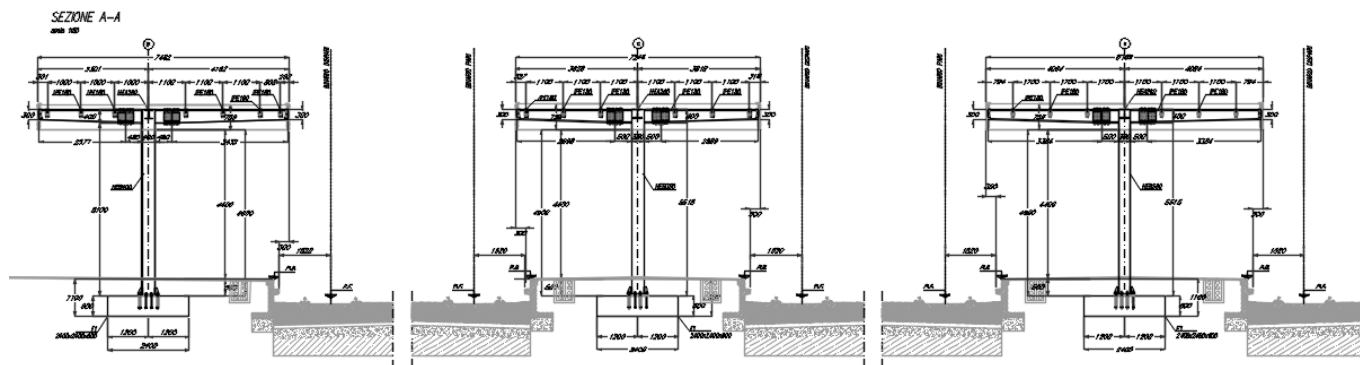


Figura 3 – Sezione trasversale Tipologia 1 e 3

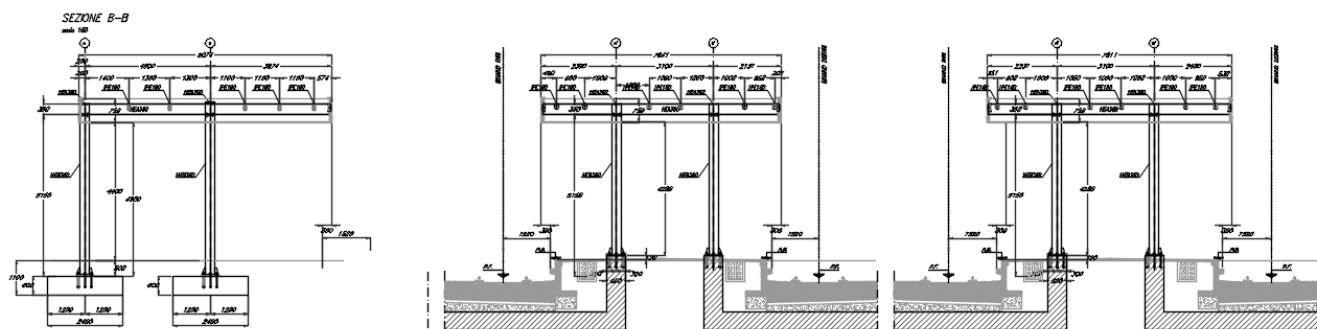


Figura 4 – Sezione trasversale Tipologia 2

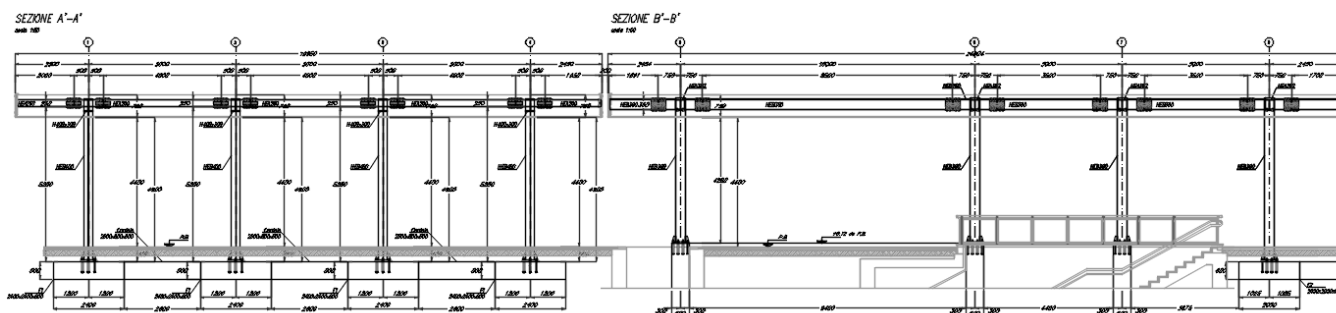


Figura 5 – Sezione longitudinale

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NB1R</p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV0300001A</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

6.2 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze \Rightarrow m, mm
- per i carichi \Rightarrow kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo \Rightarrow kN, kNm
- per le tensioni \Rightarrow MPa

6.3 Modello di calcolo

6.3.1 Codice di calcolo

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il Sap 2000 v.21.0.2 prodotto, distribuito ed assistito da Computers and Structures. Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi sono applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti.

6.3.2 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego.

6.3.3 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

6.3.4 Tipo di analisi svolta

L'analisi condotta è una analisi 3D in cui la struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Il modello è sviluppato solo per la pensilina binario sud.

L'analisi strutturale rispetto alle azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi dinamica lineare a spettro di risposta secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Nelle figure seguenti si riportano alcune immagini rappresentative del modello geometrico della struttura:

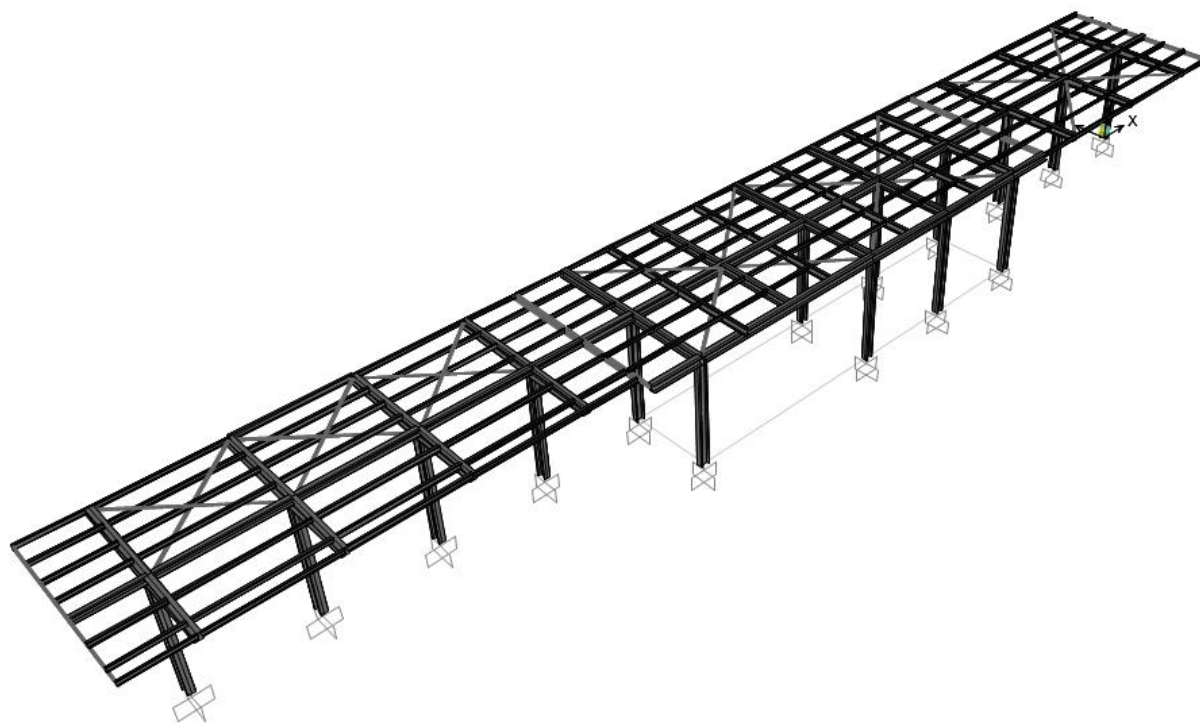


Figura 6 – Vista assonometrica

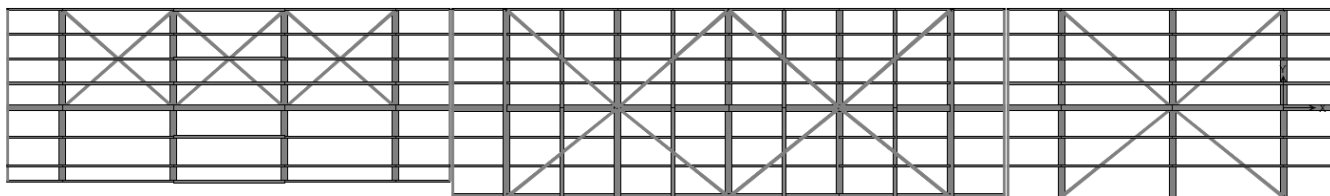


Figura 7 – Vista in pianta

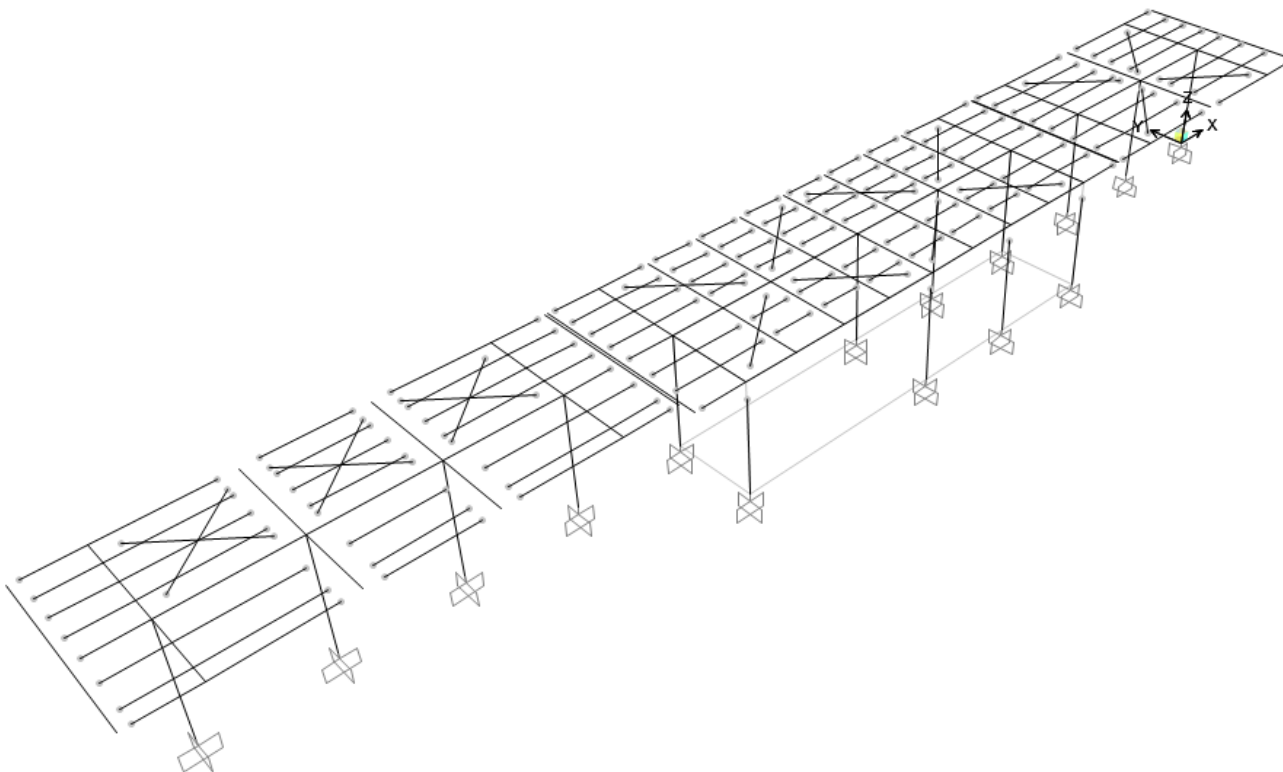


Figura 8 –Vincoli interni

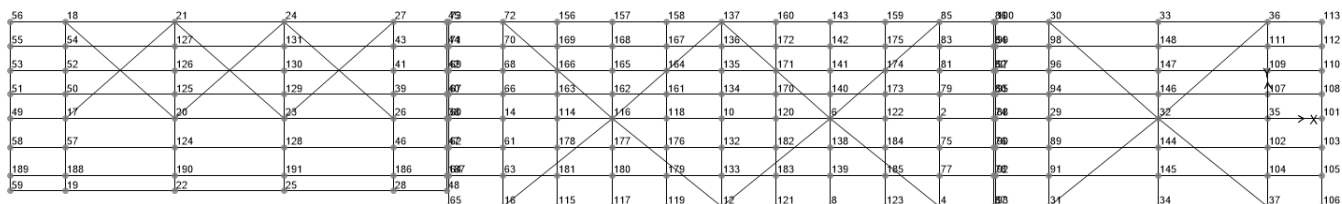


Figura 9 – Numerazione nodi di copertura

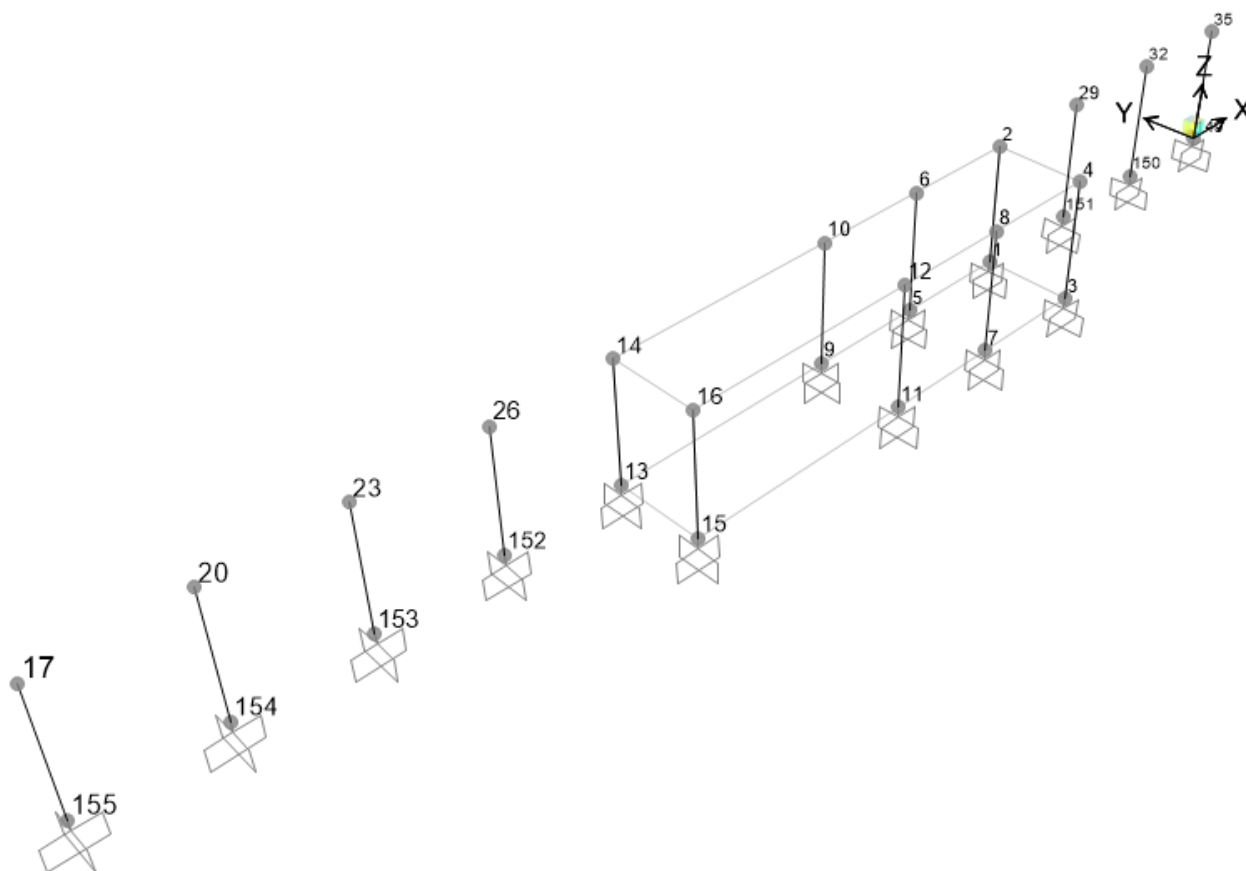


Figura 10 – Numerazione nodi di pilastri

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NB1R</p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV0300001A</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

6.4 Analisi dei carichi

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

6.4.1 *Peso proprio della struttura*

Le sollecitazioni indotte dal peso della struttura sono valutate automaticamente dal programma a partire dal peso specifico dell'acciaio assunto pari a 7850 kg/m^3 .

(CONDIZIONE PESO-PROPRIO)

6.4.2 *Carichi permanenti non strutturali*

Peso permanenti portati dal solaio di copertura della pensilina sono stati valutati assumendo cautelativamente: $p=1.2 \text{ kN/m}^2$

(CONDIZIONE COPERTURA)

6.4.3 *Carichi variabili*

Il carico variabile di manutenzione agente sulla copertura della pensilina è $q = 0.5 \text{ kN/m}^2$ (categoria H1).

(CONDIZIONE CARICHI_VARIABILI)

6.4.4 *Azione termica*

Si applica la variazione uniforme della temperatura di $\pm 25^\circ$ alle membrature in acciaio

Il coefficiente di dilatazione termica vale $\alpha=0.00001$

(CONDIZIONE TEMPERATURA)

6.4.5 *Carico della neve sulla copertura*

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 delle NTC2018. Il carico provocato dalla neve sulle coperture è definito dall'espressione seguente:

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

dove:

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NB1R</p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV0300001A</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

μ_i - Coefficiente di forma della copertura;

C_e - Coefficiente di esposizione;

C_t - Coefficiente termico;

q_{sk} - Valore di riferimento del carico neve al suolo.

Il coefficiente di forma μ_i , avendo la falda un'inclinazione nulla rispetto all'orizzontale, risulta essere pari a 0,8.

Per un altitudine pari a circa 240 m s.l.m., si ottiene q_{sk} uguale a 1.54 kN/m².

Ponendo coefficiente di esposizione $C_e = 1$ e il coefficiente termico $C_t = 1$, ne deriva un carico neve in copertura pari a:

$$q_s = 0.8 \times 1.54 \times 1 \times 1 = 1.23 \text{ kN/m}^2$$

(CONDIZIONE NEVE)

6.4.6 Azione del vento

6.4.6.1 Carico di vento agente sulla copertura della pensilina

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)



Classe di rugosità del terreno:

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a. (altitudine sul livello del mare della costruzione)	240	[m]
Distanza dalla costa	150	[km]
T_r (Tempo di ritorno):	50	[anni]
Categoria di esposizione	II	

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6					
	costa		500m		
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	costa		
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_s
1	25	1000	0.4	1.000

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 25.00 m/s

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

c_r coefficiente di ritorno 1.00

v_r (velocità di riferimento) 25.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r 391.20 [N/m²]

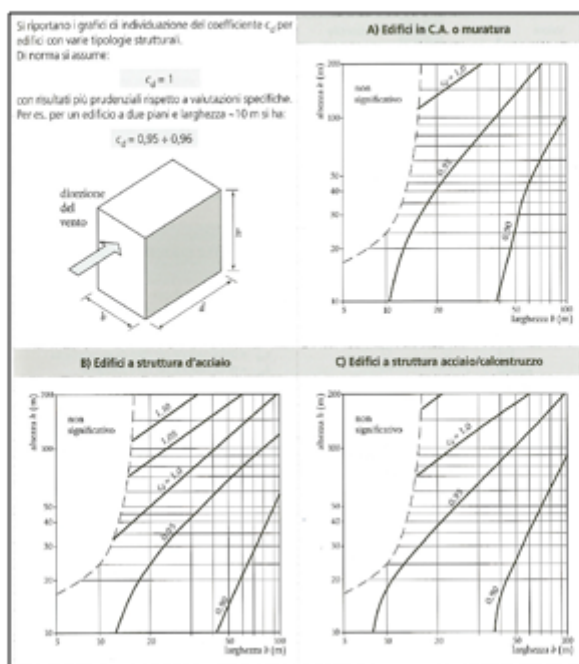
CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

c_d




1.00

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.



Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3			
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio			
					
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \left(1 - 0,1 \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \frac{h}{H}$			
Coefficiente β		Coefficiente γ			
per: $\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per: $\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$
$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato:

Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00**

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di z=200m valgono le seguenti espressioni

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

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

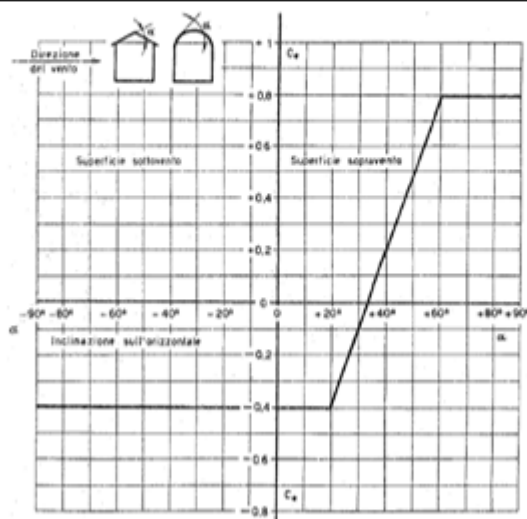
k_e	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.19	0.05	4.00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,\min}$	1.80	$z < 4.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,\text{gronda}}$	1.99	$z = 5.50$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,\text{colmo}}$	1.99	$z = 5.50$

Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

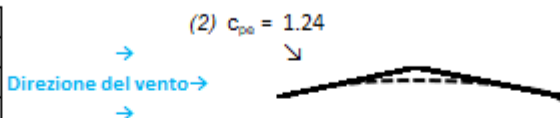


Tettoia ad uno spiovente

Configurazione più svantaggiosa

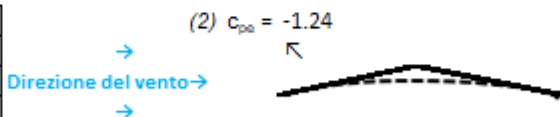
Configurazione A

(1) parete sopravvento	C_p	0.00
(2) copertura sopravvento	C_p	1.24
(3) copertura sottovento	C_p	0.00
(4) parete sottovento	C_p	0.00



Configurazione A

(1) parete sopravvento	C_p	0.00
(2) copertura sopravvento	C_p	-1.24
(3) copertura sottovento	C_p	0.00
(4) parete sottovento	C_p	0.00



Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_s \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$$

c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)

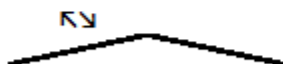
c_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m ²]	c _d	c _t	c _e	c _p	P [kN/m ²]
(1) par. sopra	0.391	1.00	1.00	1.985	0.00	0.00
(2) cop. sopr	0.391	1.00	1.00	1.985	1.24	0.96
(3) cop. Sott	0.391	1.00	1.00	1.985	0.00	0.00
(4) par. sotto	0.391	1.00	1.00	1.985	0.00	0.00

(2) copertura sopravvento

$$\pm 0.96 \text{ kN/mq}$$

→
Direzione del vento →
→



NOTA: La somma della pressione dovuta al carico del vento ed a quello della pressione aerodinamica dei treni sulle superfici orizzontali non deve essere minore a 1.5kN/m².

Nello specifico si ha:

$$p + q_{3k} = 0.96 + 0.41 = 1.37 \text{ kN/m}^2$$

La pressione sulle superfici orizzontali dovuta al carico del vento è stata incrementata a **p = 1.1 kN/m²**

6.4.6.2 Carico di vento agente sugli elementi verticali

6.4.6.2.1 Carico di vento agente sulla fascia perimetrale

Il vento si calcola come nel caso precedente con la variante del coefficiente di forma.

Nel caso in esame la fascia perimetrale della pensilina può essere assimilata a una trave a parete piena. In base al punto C3.3.10.4.1 il coefficiente di forma c_p si determina in base al parametro

$$\phi = S_p/S = 1 \rightarrow c_p = 2.4 - 1 = 1.4$$

La pressione del vento sulla fascia perimetrale di copertura vale dunque:

$$p = 0.39 \times 2.13 \times 1.4 \times 1 = 1.17 \text{ kN/m}^2$$

A favore di sicurezza, l'altezza della fascia si assume essere pari a 0.8m. Nello specifico si ha:

$$p_1 = p \times h_{\text{fascia perimetrale}} = 1.17 \times 0.8 \approx 0.95 \text{ kN/m}$$

6.4.6.2.2 Carico di vento agente sui pilastri HEB

Il vento si calcola come nel caso precedente con la variante del coefficiente di forma. In base al punto C3.3.10.4.1 il coefficiente di forma c_p si determina in base al parametro, per profilo a parete piena.

$$\phi = S_p/S = 1 \rightarrow c_p = 2.4 - 1 = 1.4$$

La pressione del vento sui pilastri è dunque pari a:

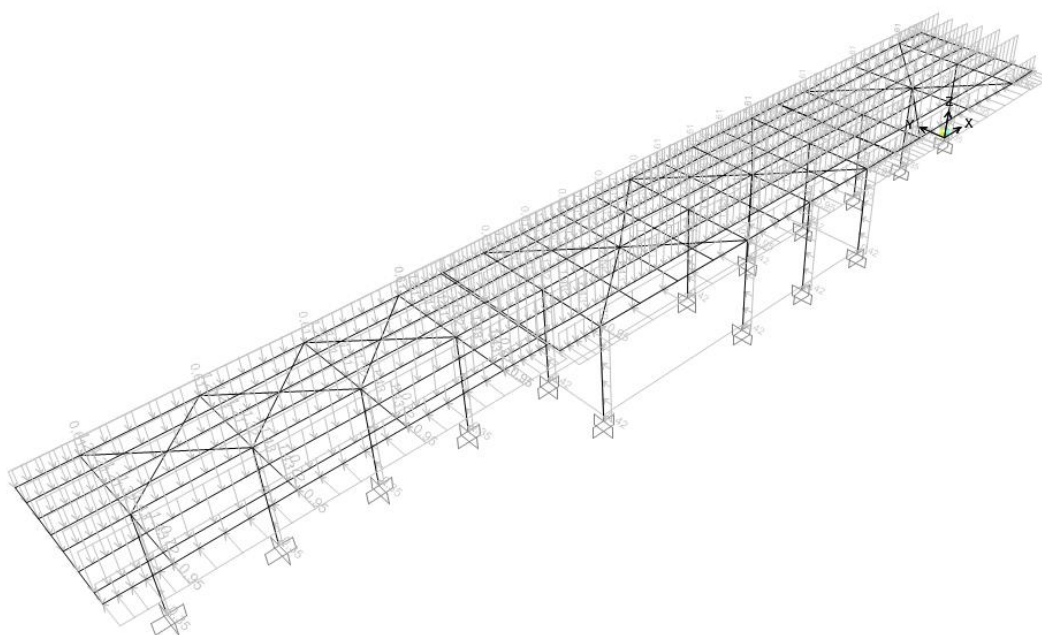
$$p = 0.39 \times 2.13 \times 1.4 \times 1 = 1.17 \text{ kN/m}^2$$

Nello sporcifico si ha:

$$p_2 = p \times h_{\text{HEB360}} = 1.17 \times 0.36 = 0.42 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = p \times b_{\text{HEB360/400}} = 1.17 \times 0.30 = 0.35 \text{ kN/m}$$

Frame Span Loads (VENTO) (As Defined)



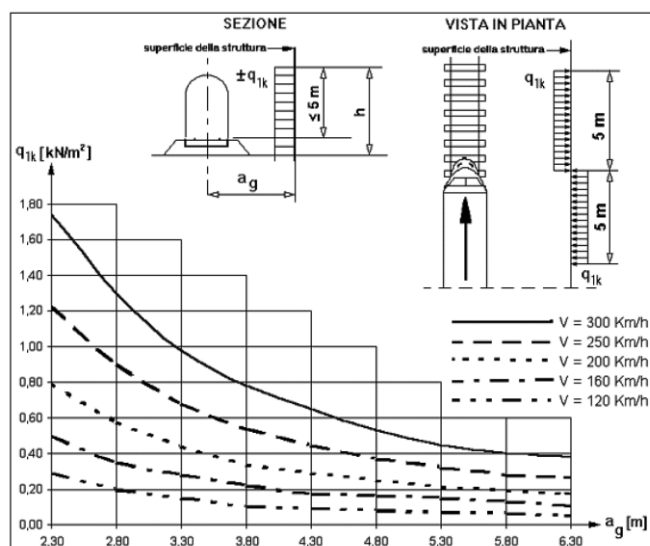
(CONDIZIONE VENTO)

6.4.7 Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei treni

6.4.7.1 Superfici verticali parallele al binario

La condizione di carico più sfavorevole, per quanto riguarda la pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei treni, è in corrispondenza al binario centrale, dove, cautelativamente si assume un raddoppio del carico, ipotizzando un passaggio dei treni sincronico. A favore di sicurezza è stata considerata questa condizione di carico, in corrispondenza del binario sud, che presenta la geometria più sfavorevole.

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{1k}$ relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti nella figura seguente, in funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino.



Nel caso in esame assumendo per sicurezza una velocità pari a 200 km/h e una distanza pari a_g 2 metri si ottiene:

$$q_{1k} = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

Il suddetto valore è relativo a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli; per i casi di forme aerodinamiche favorevoli, questi valori dovranno essere corretti per mezzo del fattore k_1 , ove:

$k_1 = 0.85$ per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata;

$k_1 = 0.60$ per treni aerodinamici.

Nel caso in esame si assume conservativamente $k_1 = 0.85$.

Se l'altezza di un elemento strutturale (o parte della sua superficie di influenza) è $\leq 1,0$ m o se la larghezza è ≤ 2.50 m, l'azione q_{1k} deve essere incrementata del fattore $k_2 = 1.3$.

Nel caso in esame l'altezza dei pilastri è > 2.50 m, quindi l'azione q_{1k} non va essere incrementata del fattore k_2 .

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NB1R</p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV0300001A</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

Complessivamente si ottiene quindi:

$$q_{1k} = 0.80 \times 0.85 = 0.68 \text{ kN/m}^2$$

6.4.7.1.1 Pressione aerodinamica agente sulla fascia perimetrale

La pressione aerodinamica sulla fascia perimetrale si calcola con la variante del coefficiente di forma.

Nel caso in esame la fascia perimetrale della pensilina può essere assimilata a una trave a parete piena. In base al punto C3.3.10.4.1 il coefficiente di forma c_p si determina in base al parametro

$$\phi = S_p/S = 1 \rightarrow c_p = 2.4 - 1 = 1.4$$

La pressione aerodinamica sulla fascia perimetrale di copertura vale dunque:

$$q_1 = 0.68 \times 1.4 = 0.95 \text{ kN/m}^2$$

6.4.7.1.2 Carico di vento agente sui pilastri HEB

Il vento si calcola come nel caso precedente con la variante del coefficiente di forma. In base al punto C3.3.10.4.1 il coefficiente di forma c_p si determina in base al parametro, per profilo a parete piena.

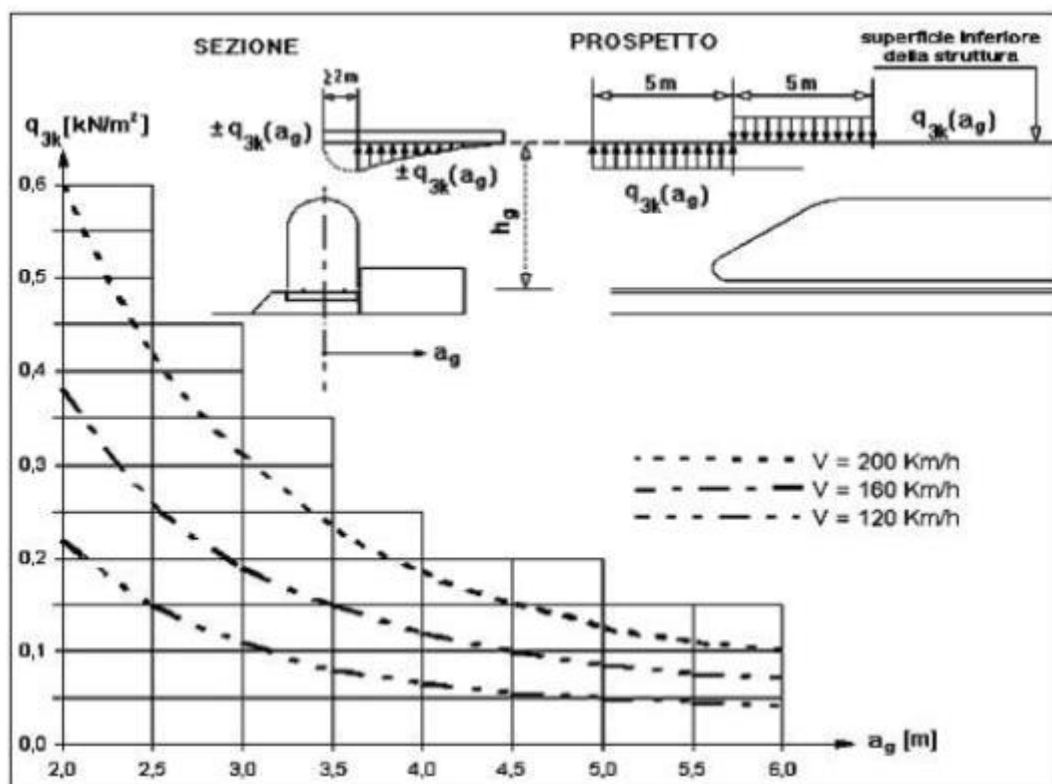
$$\phi = S_p/S = 1 \rightarrow c_p = 2.4 - 1 = 1.4$$

La pressione aerodinamica sui pilastri è dunque pari a:

$$q_1 = 0.68 \times 1.4 = 0.95 \text{ kN/m}^2$$

6.4.7.2 Superfici orizzontali parallele al binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{3k}$, relativi a superfici orizzontali adiacenti il binario sono forniti al punto 5.2.2.7 delle NTC. In particolare per superfici orizzontali poste in adiacenza al binario vale la figura 5.2.10



Se la distanza h_G supera i 3.80 m l'azione q_{3k} può essere ridotta del fattore k_3 :

$$k_3 = (7.5 - h_G) / 3.7 = (7.5 - 4.95) / 3.7 = 0.68$$

Nel caso in esame assumendo per sicurezza una velocità pari a 200 km/h e una distanza pari a a_g 2 metri si ottiene una pressione pari a $q_{3k} = 0.68 \times 0.60 = 0.41 \text{ kN/m}^2$

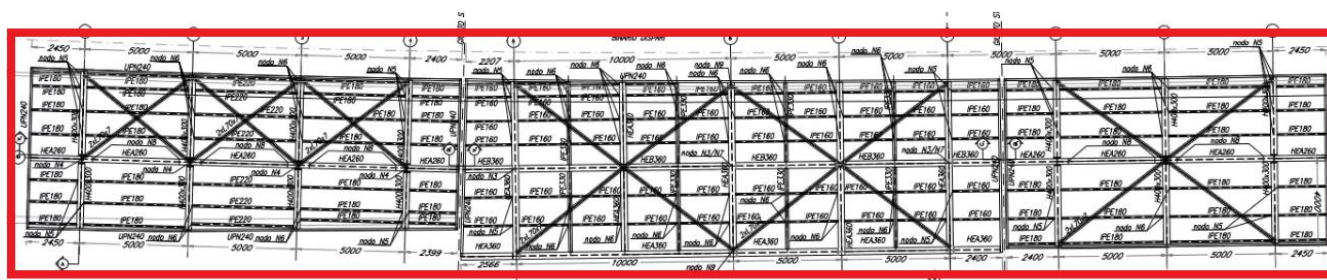
La misura assunta per la distanza tra pensilina e convoglio viene assunta a favore di sicurezza pari a 2 metri che rappresenta il valore al quale corrisponde la massima pressione.

Tali pressioni sono state considerate nel modello come carichi lineari applicati ai telai, coerentemente con le aree di influenza di ciascun telaio.

Sono state considerate differenti distribuzioni di pressione aerodinamica sugli elementi strutturali, ciascuna corrispondente ad una particolare configurazione del traffico ferroviario ai lati della pensilina.

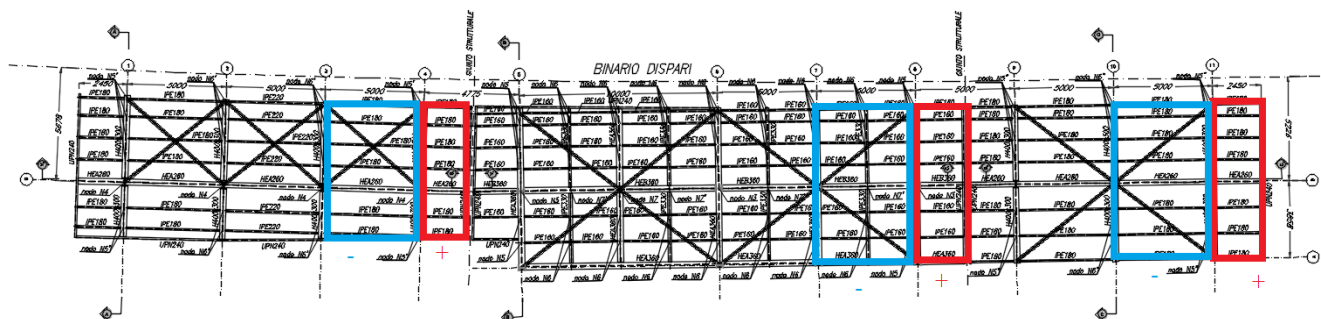
Nello specifico, sono stati individuati n° 4 casi (- depressione, + pressione):

- Condizione di carico 1: (EFFETTI AERODINAMICI 1)

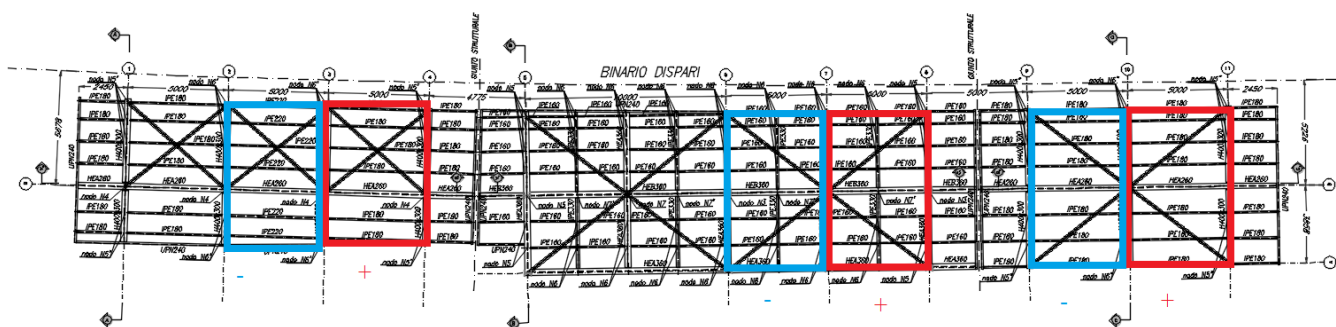


NOTA: Cautelativamente, la prima condizione di carico, ipotizza una distribuzione della pressione aerodinamica lungo tutto lo sviluppo della pensilina. Ulteriormente, i carichi calcolati sono stati raddoppiati, a favore di sicurezza.

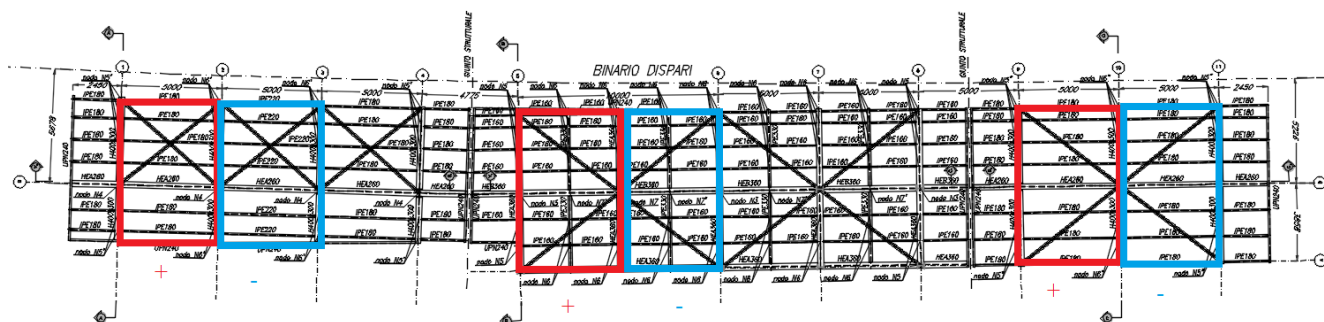
- Condizione di carico 2: (EFFETTI AERODINAMICI 2)



- Condizione di carico 3: (EFFETTI AERODINAMICI 3)



- Condizione di carico 4: (EFFETTI AERODINAMICI 4)



6.4.8 Carichi di pali TE (Tensione Elettrica)

6.4.8.1 Carichi caratteristici alla base delle paline TE che insistono sui pilastri della pensilina:

$$N_{TE} = 8.5 \text{ kN (CONDIZIONE Nte)}$$

$$V_{TE,tras} = 10 \text{ kN}; M_{TE,tras} = 48.5 \text{ kN.m (CONDIZIONE V1te)}$$

$$V_{TE,long} = 2 \text{ kN}; M_{TE,long} = 3.5 \text{ kN.m (CONDIZIONE V2te)}$$

Le forze sono ubicate nei punti superiori, dei pilastri maggiormente sollecitati in corrispondenza della zona adiacente al sottopasso (a favore di sicurezza).

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV0300001A	REV. A

6.4.8.2 Rottura della catenaria

Si dovrà considerare l'eventualità che si verifichi la rottura della catenaria nel punto più sfavorevole per la struttura. La forza trasmessa alla struttura in conseguenza di un simile evento si considererà come una forza di natura statica agente in direzione parallela all'asse dei binari, di intensità pari a 20kN e applicata sui sostegni alla quota del filo.

Il carico trasmesso alla struttura, dalla rottura della catenaria, è di natura eccezionale.

Analogamente a come detto nel punto precedente, le forze sono ubicate nei punti superiori dei pilastri maggiormente sollecitati in corrispondenza del sottopasso.

(ROTTURA_CATENARIA)

6.4.9 Azione sismica

Sulla base di quanto riportato al paragrafo 6 si riporta nel seguito lo spettro elastico e di progetto allo SLV utilizzato per condurre l'analisi dinamica lineare della struttura. Seguono i parametri considerati nel calcolo sismico della pensilina:

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.113 g
F_0	2.447
T_c	0.277 s
S_g	1.200
C_c	1.422
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.131 s
T_C	0.394 s
T_D	2.051 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

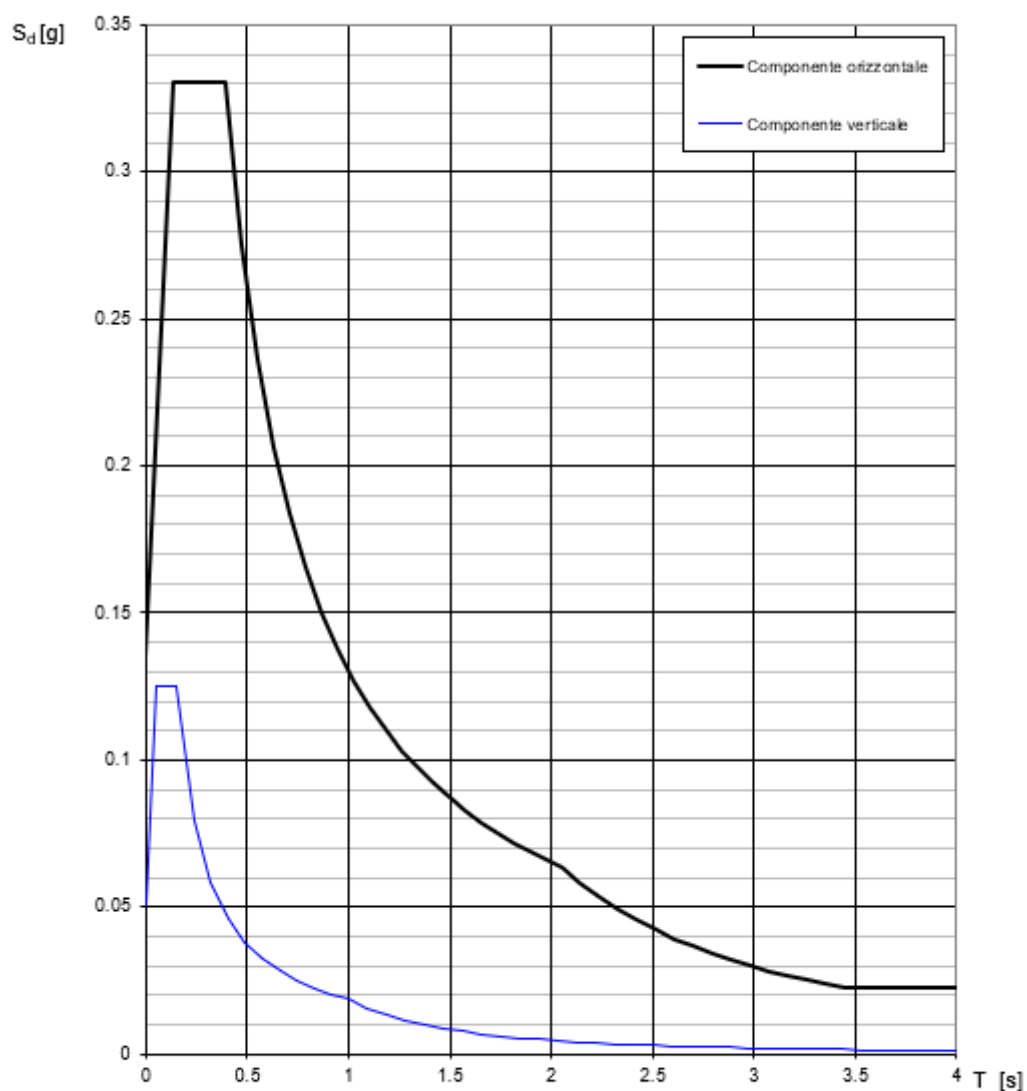
$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

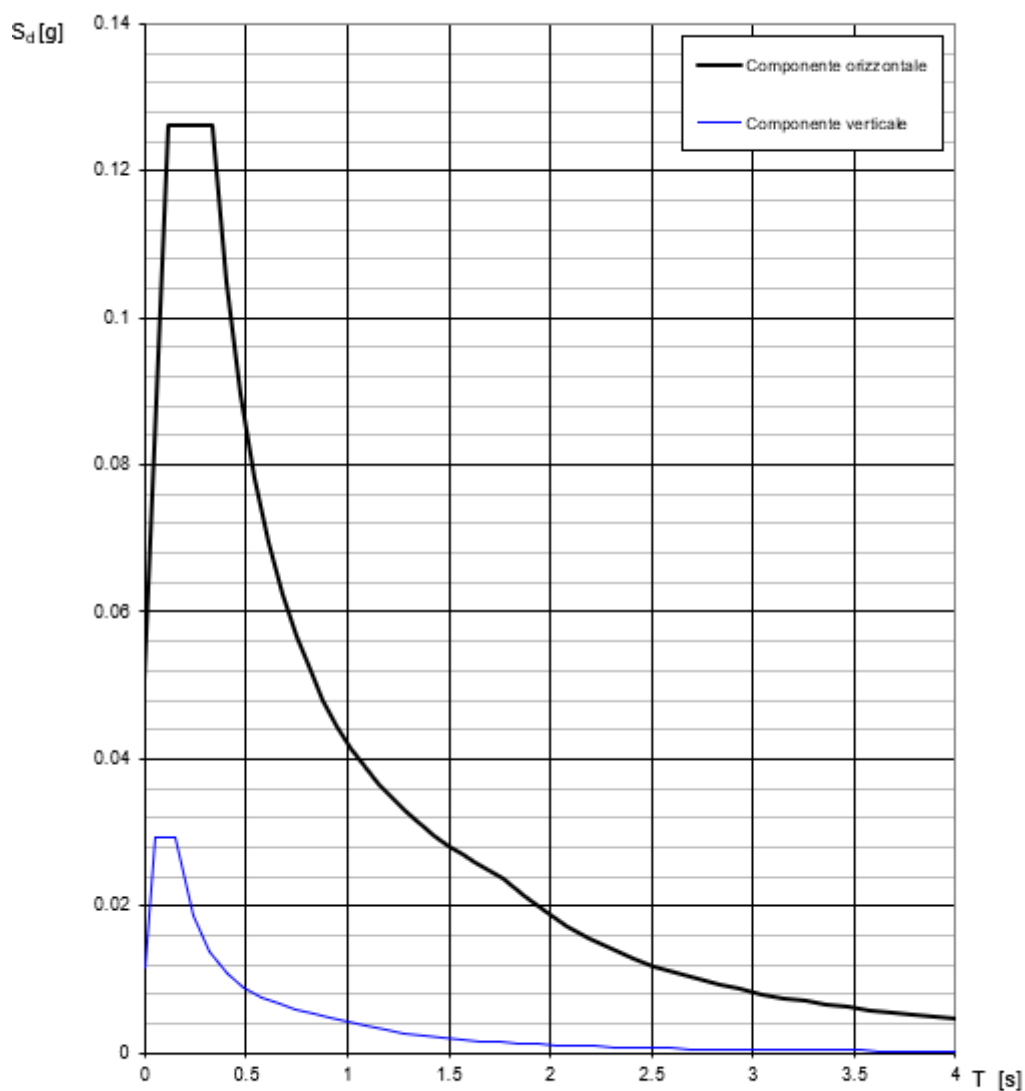
	T [s]	Se [g]
	0.000	0.135
$T_B \leftarrow$	0.131	0.331
$T_C \leftarrow$	0.394	0.331
	0.473	0.276
	0.552	0.236
	0.631	0.207
	0.710	0.184
	0.788	0.165
	0.867	0.150
	0.946	0.138
	1.025	0.127
	1.104	0.118
	1.183	0.110
	1.262	0.103
	1.341	0.097
	1.420	0.092
	1.498	0.087
	1.577	0.083
	1.656	0.079
	1.735	0.075
	1.814	0.072
	1.893	0.069
	1.972	0.066
$T_D \leftarrow$	2.051	0.064
	2.143	0.058
	2.236	0.053
	2.329	0.049
	2.422	0.046
	2.515	0.042
	2.608	0.039
	2.700	0.037
	2.793	0.034
	2.886	0.032
	2.979	0.030
	3.072	0.028
	3.165	0.027
	3.257	0.025
	3.350	0.024
	3.443	0.023
	3.536	0.023
	3.629	0.023
	3.722	0.023
	3.814	0.023
	3.907	0.023
	4.000	0.023

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



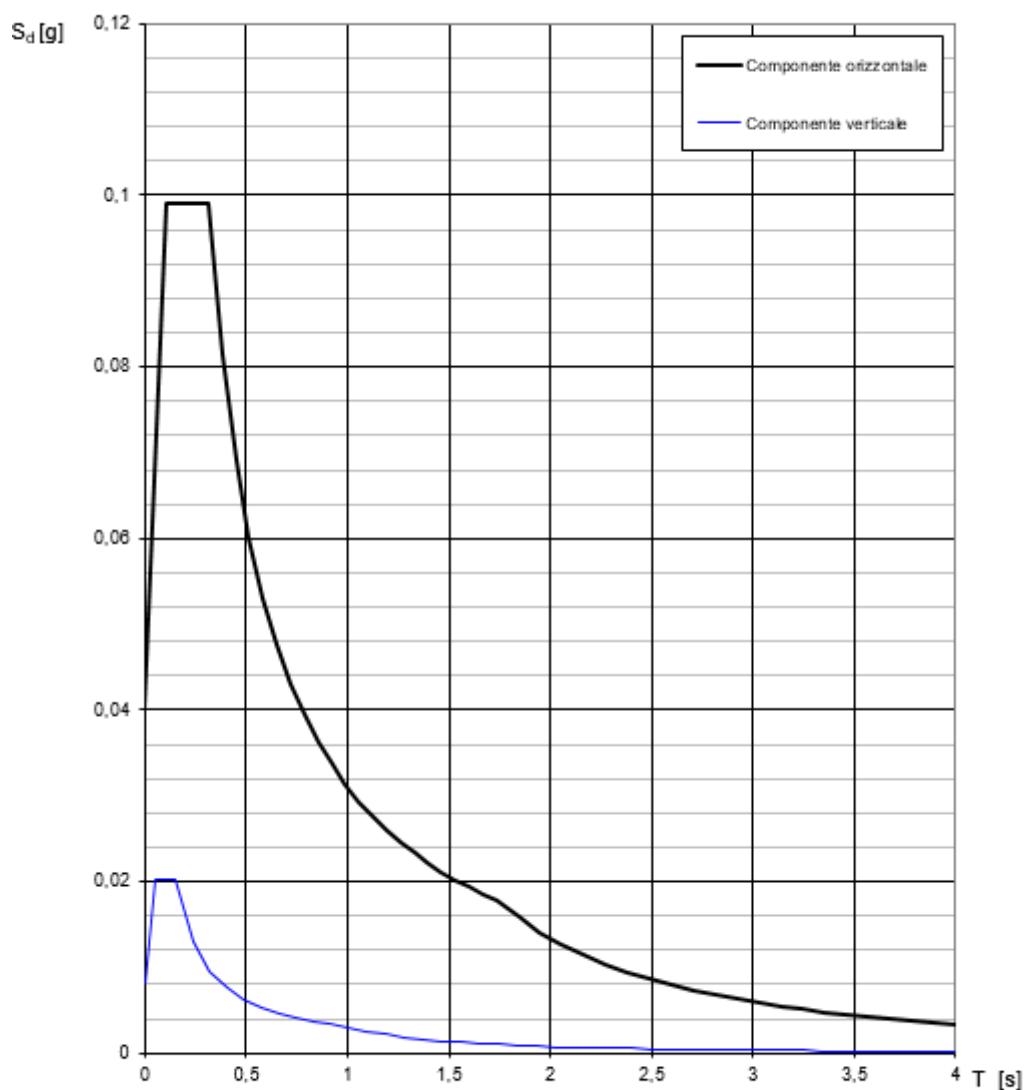
La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

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



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

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



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

NOTA: La costruzione oggetto della presente relazione, soggetta all' azione sismica, è stata progettata considerando un comportamento strutturale in campo elastico. Il fattore di struttura utilizzato per le componenti orizzontali dell' azione sismica è pari a 1.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NB1R</p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV0300001A</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

6.5 Combinazioni di carico

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni di verifica, le azioni elementari descritte al precedente paragrafo, vanno combinate nei vari stati limite di verifica previsti (Esercizio, Stati limite Ultimo statico e Sismico) in accordo a quanto previsto al punto 2.5.3 delle NTC18, tenendo conto dell'approccio di verifica scelto; a tal fine, si riportano per maggiore chiarezza le espressioni generali dei criteri di combinazione delle azioni definiti al 2.5.3 delle DM 17.01.18:

– Combinazione fondamentale. generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

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

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

– Combinazione frequente generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili;

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

– Combinazione quasi permanente. generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

– Combinazione sismica. impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_x \pm 0.30 \times E_y \pm 0.30 \times E_z \text{ oppure}$$

$$E = \pm 0.30 \times E_x \pm 1.00 \times E_y \pm 0.30 \times E_z \text{ oppure}$$

$$E = \pm 1.00 \times E_x \pm 0.30 \times E_y \pm 1.00 \times E_z$$

avendo indicato con E_x , E_y e E_z rispettivamente le componenti orizzontali (X e Y) e verticale (Z) dell'azione sismica.

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

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_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	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.

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
Gruppi di carico	gr_1	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	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 neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	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.

Tab. 2.5.I - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Nello specifico si ha:

Gruppo	Tipo	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Carichi permanenti strutturali	Permanente	1.35/1.00	1	1	1
Carichi permanenti non-strutturali	Permanente	1.5/0.8*	1	1	1
Temperatura	Accidentale	1.5	0.6	0.5	0.5
Neve (<1000mslm)	Accidentale	1.5	0.5	0.2	0
Vento	Accidentale/mobile	1.5	0.6	0.5	0
Variabili-copertura (cat. H1) - Carico distribuito	Accidentale	1.5	0	0	0
Variabili-Pressione aerodinamica	Accidentale	1.5	0.8	0.5	0
Sisma X-Y-Z	Sismico	1	-	-	-

* Nel caso in cui si ha una condizione di sottovento si è ipotizzato un coefficiente di sicurezza del carico NON-STRUTT pari ad 0.8 anziché 0, ipotizzando che l'assenza della superficie riduca il carico di sottovento a valori trascurabili.

Nello specifico si ha:

Condizione di carico	Tipo
MODAL	LinModal
PESO_PROPRIO	LinStatic
COPERTURA	LinStatic
CARICHI_VARIABILI	LinStatic
NTE	LinStatic
V1TE	LinStatic
V2TE	LinStatic
ROTTURA_CATENARIA	LinStatic
EFFETTI_AERODINAMICI_1	LinStatic
EFFETTI_AERODINAMICI_2	LinStatic
EFFETTI_AERODINAMICI_3	LinStatic
EFFETTI_AERODINAMICI_4	LinStatic
NEVE	LinStatic
VENTO	LinStatic
SLV_U1	LinRespSpec
SLV_U2	LinRespSpec
SLV_U3	LinRespSpec
SLD_U1	LinRespSpec
SLD_U2	LinRespSpec
SLD_U3	LinRespSpec
TEMPERATURA	LinStatic

		Peso_Proprio	Copertura	Neve	Vento	Effetti_Aerodinamici_1	Effetti_Aerodinamici_2	Effetti_Aerodinamici_3	Effetti_Aerodinamici_4	Carichi_variabili	Temperatura	SLV_U1	SLV_U2	SLV_U3	SLD_U1	SLD_U2	SLD_U3	Nte	V1te	V2te	Rottura_catenaria
SLU_63	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	0.5	0.6						0.6							1	1	1	
SLU_64	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	0.5	0.6						-0.6							1	1	1	
SLU_65	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	0.5	0.6						0.6							1	-1	1	
SLU_66	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	0.5	0.6						-0.6							1	-1	1	
SLU_67	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	0.5	0.6						0.6							1	1	-1	
SLU_68	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	0.5	0.6						-0.6							1	1	-1	
SLU_69	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	0.5	0.6						0.6							1	-1	-1	
SLU_70	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	0.5	0.6						-0.6							1	-1	-1	
SLU_71	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	1	0.6						0.6							0.6	0.6	0.6	
SLU_72	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	1	0.6						-0.6							0.6	0.6	0.6	
SLU_73	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	1	0.6						0.6							0.6	-0.6	0.6	
SLU_74	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	1	0.6						-0.6							0.6	-0.6	0.6	
SLU_75	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	1	0.6						0.6							0.6	0.6	-0.6	
SLU_76	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	1	0.6						-0.6							0.6	0.6	-0.6	
SLU_77	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	1	0.6						0.6							0.6	-0.6	-0.6	
SLU_78	Y	1.4	1.5	1.5	1.5						1.5							1.5	1.5	1.5	
	ψ	1	1	1	0.6						-0.6							0.6	-0.6	-0.6	

		Peso_Proprio	Copertura	Neve	Vento	Effetti_Aerodinamici_1	Effetti_Aerodinamici_2	Effetti_Aerodinamici_3	Effetti_Aerodinamici_4	Carichi_variabili	Temperatura	SLV_U1	SLV_U2	SLV_U3	SLD_U1	SLD_U2	SLD_U3	Me	V1te	V2te	Rottura_catenaria	
SLE_R_61	Y	1	0.8		1				1		1											
	ψ	1	1		-0.6				0.8		-1											
SLE_R_62	Y	1	0.8		1				1		1											
	ψ	1	1		-0.6				0.8		1											
SLD_01	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												1	0.3	0.3					
SLD_02	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												-1	0.3	0.3					
SLD_03	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												1	-0.3	0.3					
SLD_04	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												1	0.3	-0.3					
SLD_05	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												1	-0.3	-0.3					
SLD_06	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												-1	-0.3	-0.3					
SLD_07	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												-1	-0.3	0.3					
SLD_08	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												-1	0.3	-0.3					
SLD_09	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												0.3	1	0.3					
SLD_10	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												-0.3	1	0.3					
SLD_11	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												0.3	-1	0.3					
SLD_12	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												0.3	1	-0.3					
SLD_13	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												0.3	-1	-0.3					
SLD_14	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												-0.3	-1	-0.3					
SLD_15	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												-0.3	-1	0.3					
SLD_16	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												-0.3	1	-0.3					
SLD_17	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												0.3	0.3	1					
SLD_18	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												-0.3	0.3	1					
SLD_19	Y	1	1												1	1	1					
	ψ	1	1												0.3	-0.3	1					

7 RISULTATI ANALISI

7.1 Risultati dell'analisi modale

7.1.1 Pensilina TIPO 1 (Assi strutturali 1-4 9-11)

La tabella seguente rappresenta i rapporti di massa modale partecipanti:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.646949	0.00707	0.000005922	8.369E-09	0.00707	0.000005922	8.369E-09	0.000006793	0.00061	0.36134	0.000006793	0.00061	0.36134
MODAL	Mode	2	0.522912	0.00002043	0.61503	0.00337	0.00709	0.61504	0.00337	0.93677	0.00131	0.2914	0.93678	0.00192	0.65273
MODAL	Mode	3	0.501068	0.98776	0.00001028	7.787E-08	0.99485	0.61505	0.00337	0.00001717	0.40755	0.00026	0.9368	0.40947	0.65299
MODAL	Mode	4	0.259216	2.605E-08	0.09256	0.00127	0.99485	0.7076	0.00464	0.02409	0.00045	0.0461	0.96088	0.40992	0.69909
MODAL	Mode	5	0.233904	0.00003882	1.887E-07	4.873E-07	0.99489	0.7076	0.00464	0.000006414	0.00203	0.13815	0.96089	0.41195	0.83724
MODAL	Mode	6	0.172884	0.0000035	0.13777	0.00638	0.99489	0.84537	0.01101	0.01442	0.00188	0.0542	0.9753	0.41383	0.89144
MODAL	Mode	7	0.149328	1.738E-07	0.00018	0.19606	0.99489	0.84555	0.20707	0.00003077	0.06365	0.0001	0.97533	0.47748	0.89154
MODAL	Mode	8	0.148937	0.00369	0.00004275	0.000006542	0.99858	0.8456	0.20708	0.000006504	0.11239	0.00003448	0.97534	0.58988	0.89158
MODAL	Mode	9	0.142933	0.00003939	0.08773	0.0039	0.99862	0.93332	0.21098	0.01431	0.00348	0.05295	0.98965	0.59336	0.94453
MODAL	Mode	10	0.134726	0.00002166	0.03871	0.00288	0.99864	0.97203	0.21386	0.00689	0.00011	0.02112	0.99654	0.59347	0.96565

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	99.9962
MODAL	Acceleration	UY	99.9997	99.9068
MODAL	Acceleration	UZ	98.5614	61.3837

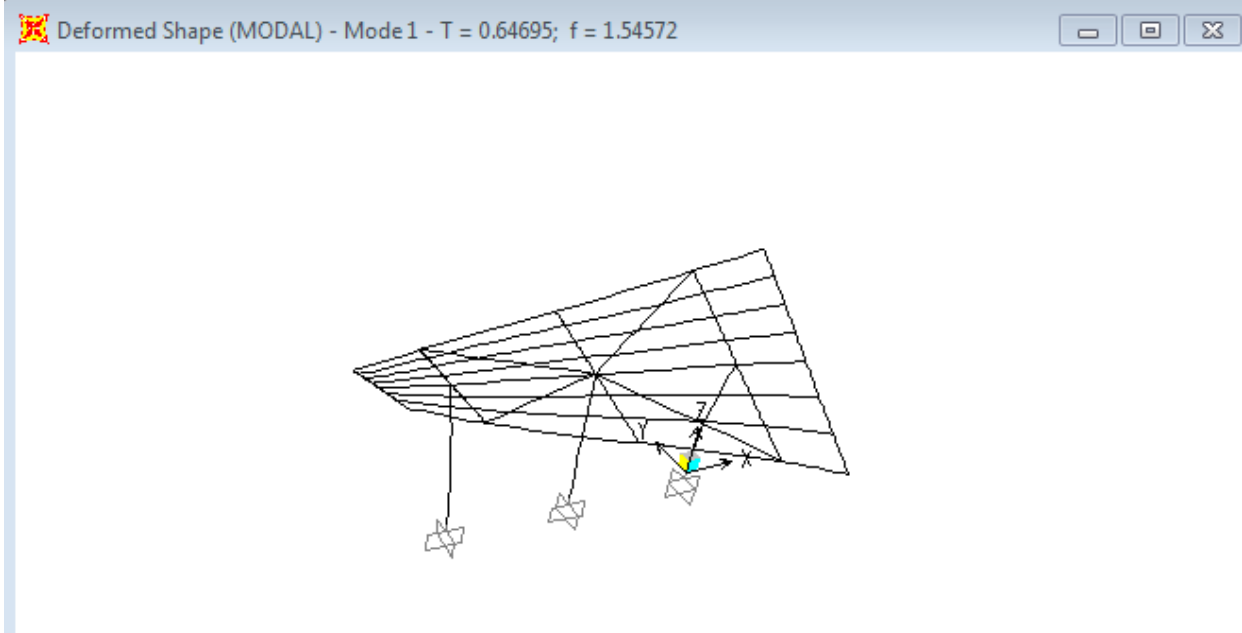


Figura 13 – Deformazione modale pensilina tipo 1 (Modo 1, $T=0.647$ s)

7.1.2 Pensilina TIPO 2 (Assi strutturali 5-8)

La tabella seguente rappresenta i rapporti di massa modale partecipanti:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.529037	0.00749	0.67897	0.00081	0.00749	0.67897	0.00081	0.58108	0.0002	0.90273	0.58108	0.0002	0.90273
MODAL	Mode	2	0.454486	0.02209	0.31285	0.00032	0.02958	0.99183	0.00112	0.26899	0.0014	0.08795	0.85006	0.00161	0.99068
MODAL	Mode	3	0.289365	0.13243	0.00005804	0.03766	0.16201	0.99188	0.03878	0.01251	0.01791	0.00033	0.86258	0.01951	0.99101
MODAL	Mode	4	0.264173	0.75433	0.00007723	0.00847	0.91634	0.99196	0.04725	0.00235	0.08303	0.00151	0.86492	0.10254	0.99252
MODAL	Mode	5	0.231909	0.02425	0.00032	0.00117	0.94059	0.99228	0.04842	0.000008655	0.00335	0.00002482	0.86493	0.1059	0.99254
MODAL	Mode	6	0.228446	0.04913	0.00005525	0.00883	0.98972	0.99233	0.05725	0.00153	0.0047	0.00039	0.86646	0.11059	0.99293
MODAL	Mode	7	0.22185	0.00122	6.627E-07	0.03811	0.99093	0.99233	0.09536	0.01261	0.02957	0.00001261	0.87908	0.14016	0.99295
MODAL	Mode	8	0.186948	0.00001016	0.00075	0.05171	0.99094	0.99309	0.14707	0.00776	0.08177	0.00134	0.88683	0.22193	0.99429
MODAL	Mode	9	0.176485	0.0006	0.00191	0.05805	0.99154	0.99499	0.20512	0.0116	0.02083	0.00061	0.89843	0.24276	0.99489
MODAL	Mode	10	0.17324	0.00024	0.00092	0.01409	0.99178	0.99591	0.21921	0.00302	0.0283	0.00183	0.90145	0.27106	0.99672

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9965	99.8678
MODAL	Acceleration	UY	99.9999	99.9853
MODAL	Acceleration	UZ	97.1098	45.5216

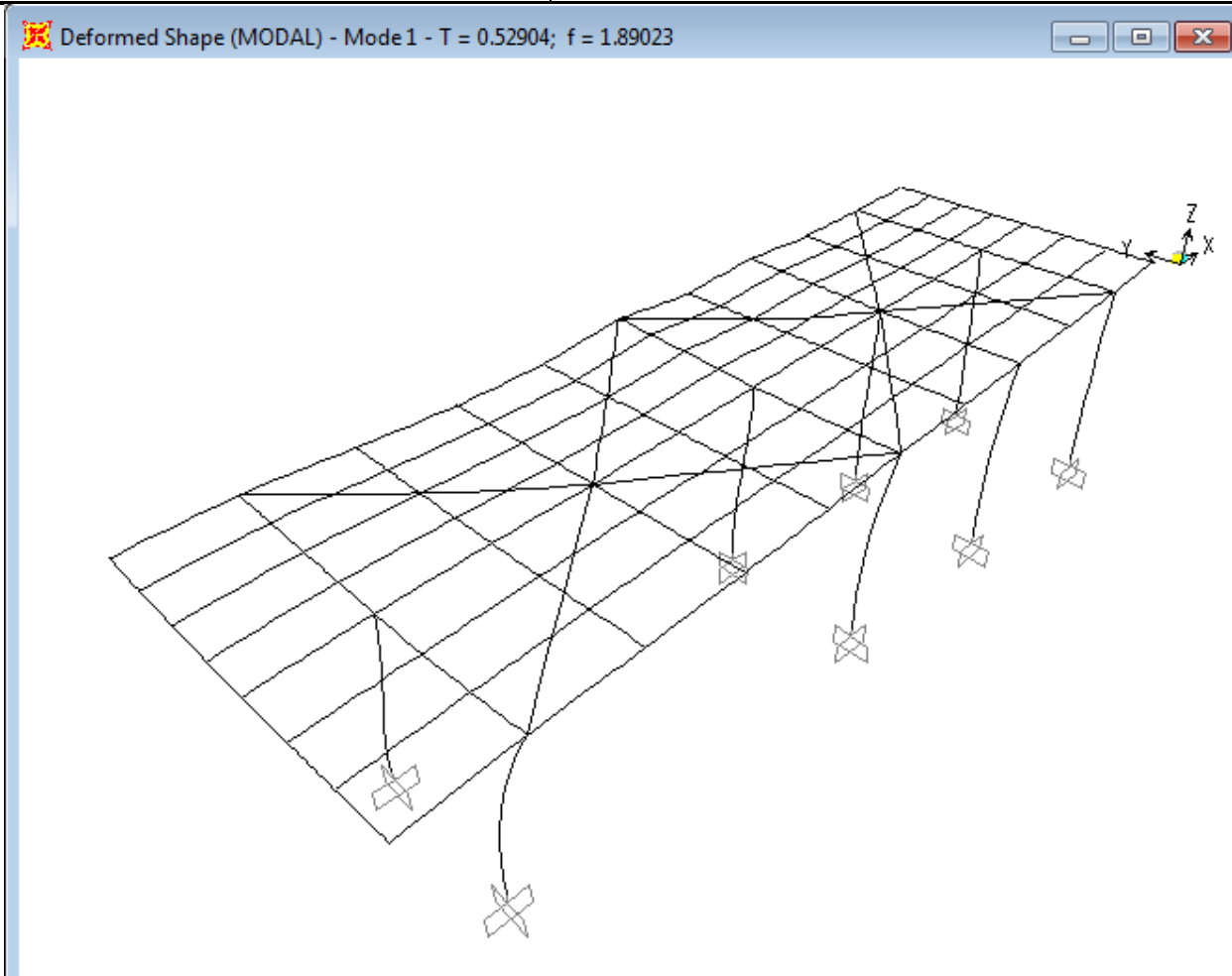
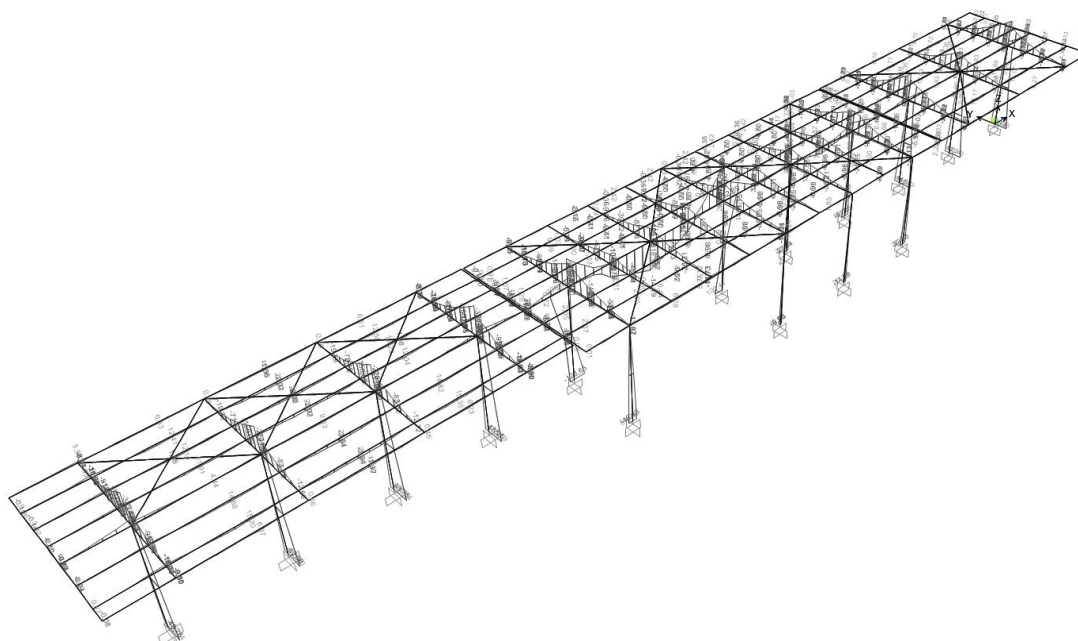


Figura 14 – Deformazione modale pensilina tipo 1 (Modo 1, $T=0.529$ s)

7.2 Stati Limite Ultimo (SLU)

7.2.1 Inviluppo diagrammi delle sollecitazioni di progetto

Moment 3-3 Diagram (INV_SLU)



Moment 3-3 Diagram (INV_SLV)

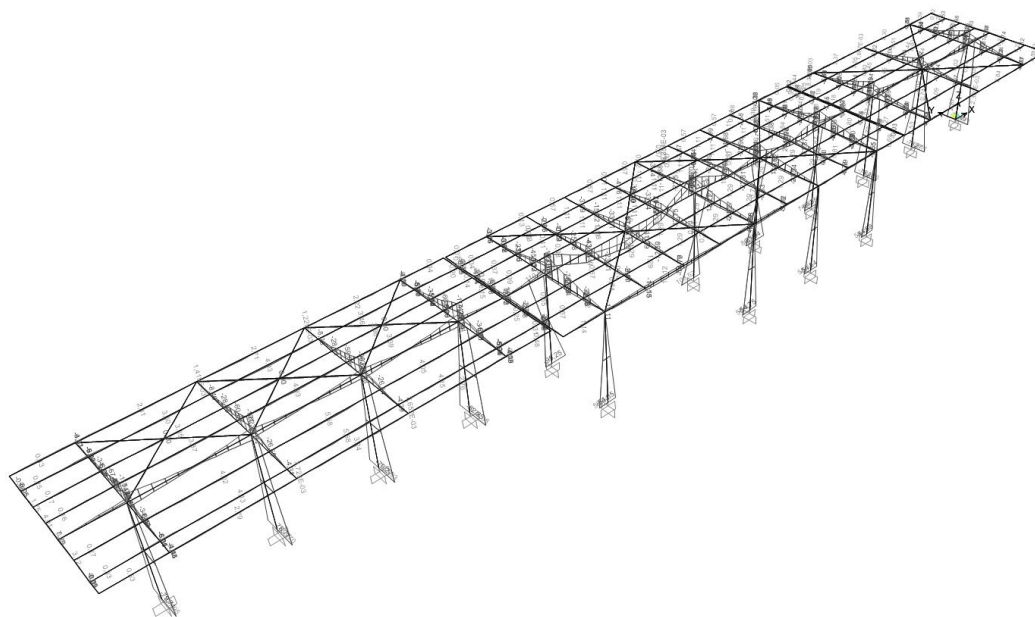


Figura 15 – Momenti flettenti (asse maggiore) da INV_SLU-SLV [KN]

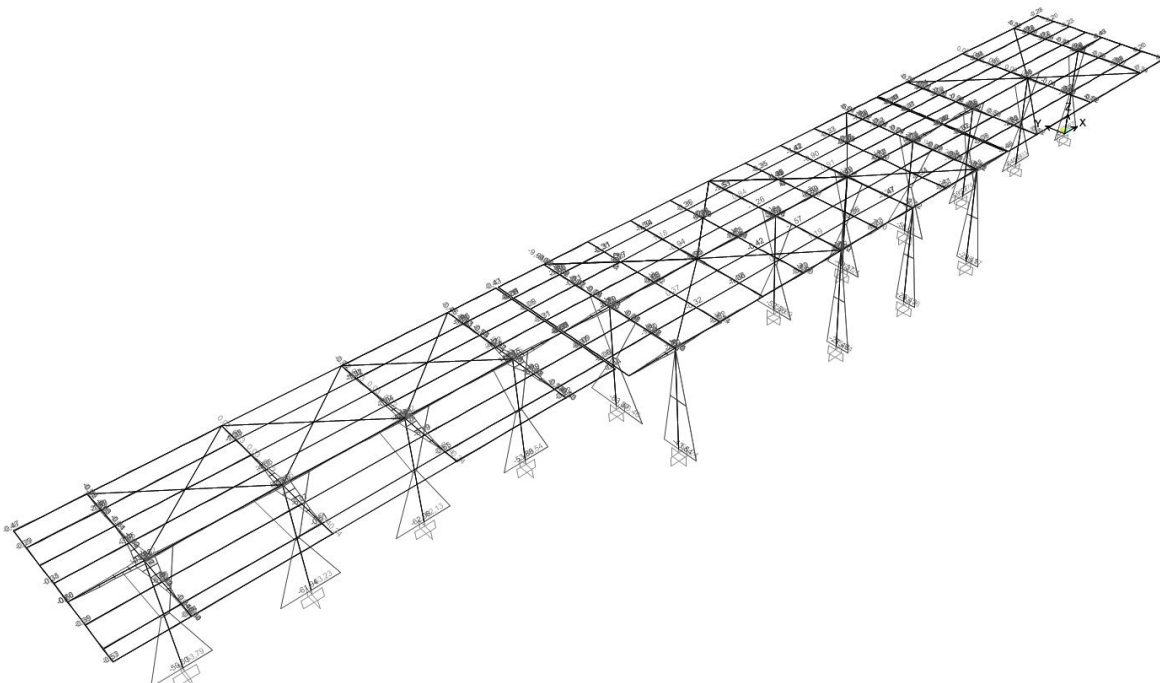
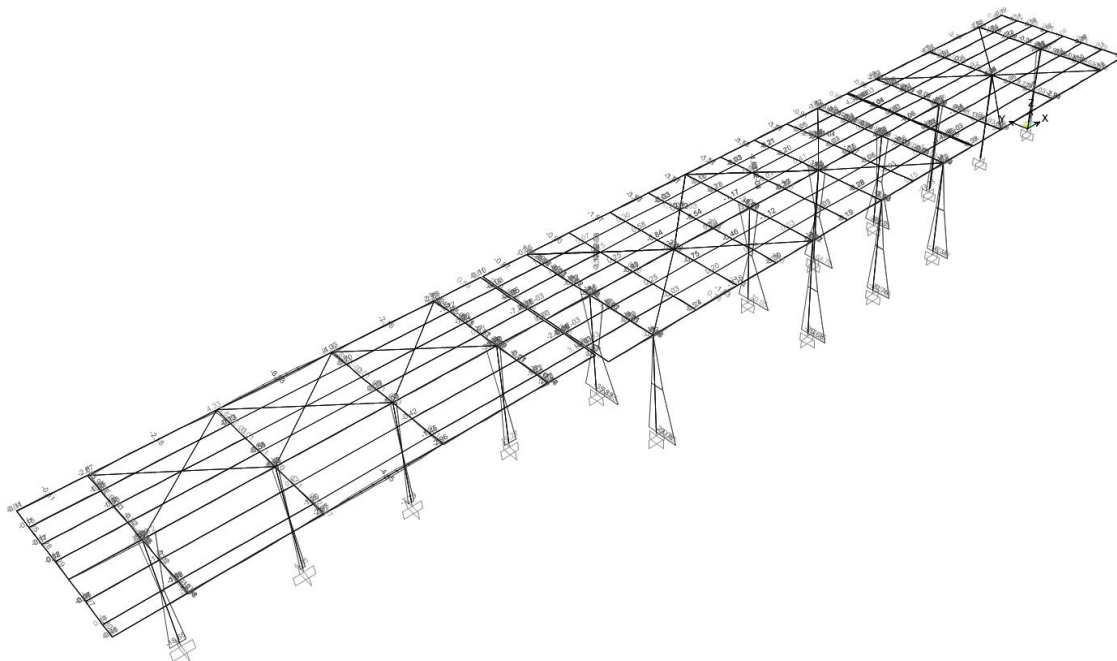
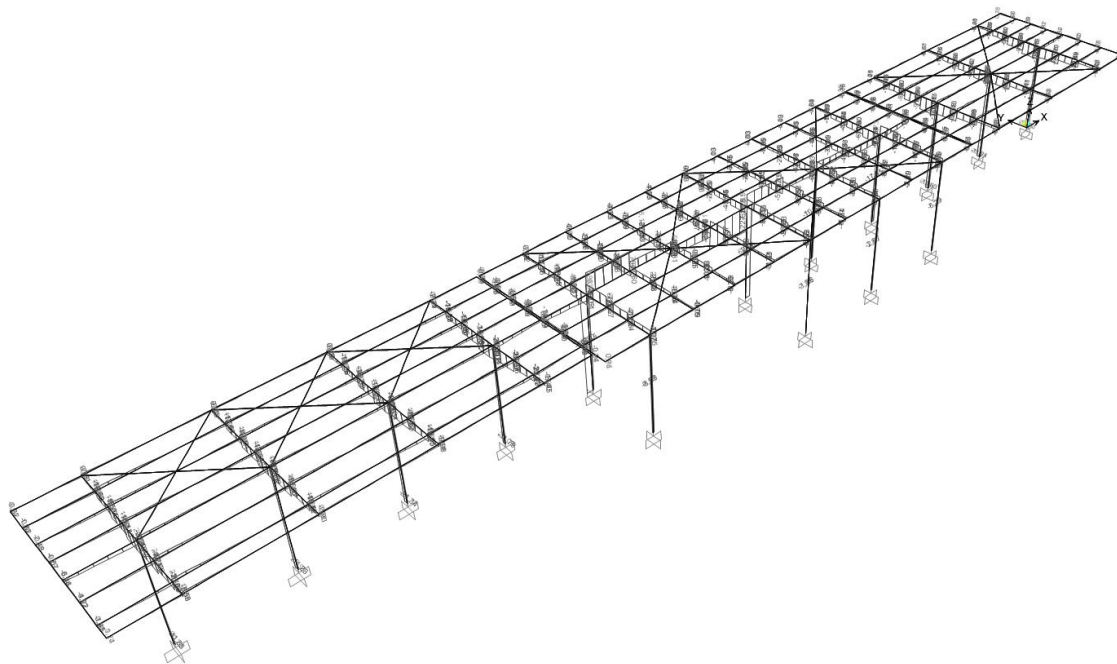


Figura 16 – Momenti flettenti (asse minore) da INV_SLU-SLV [KN]

Shear Force 2-2 Diagram (INV_SLU)



Shear Force 2-2 Diagram (INV_SLV)

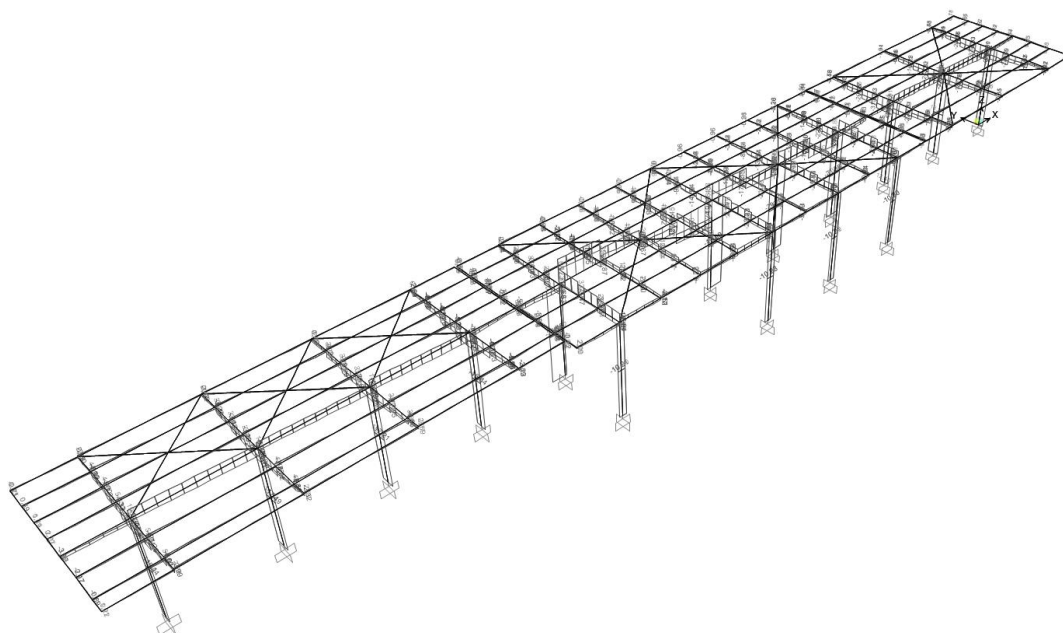
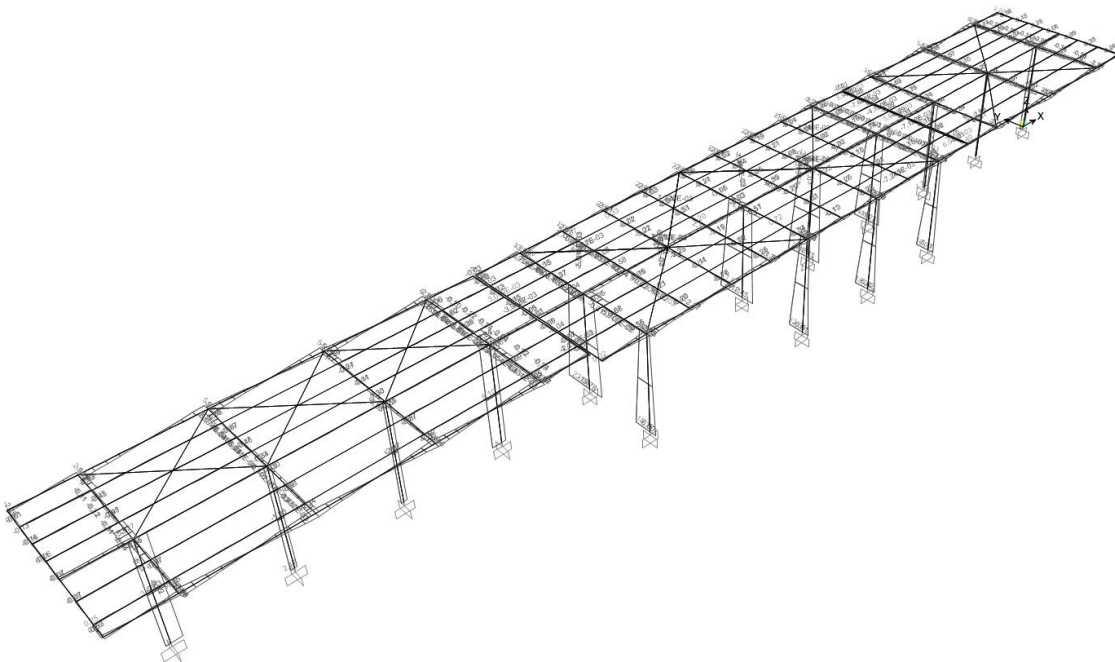


Figura 17 – Taglio (asse maggiore) da INV_SLU-SLV [kN]

Shear Force 3-3 Diagram (INV_SLU)



Shear Force 3-3 Diagram (INV_SLV)

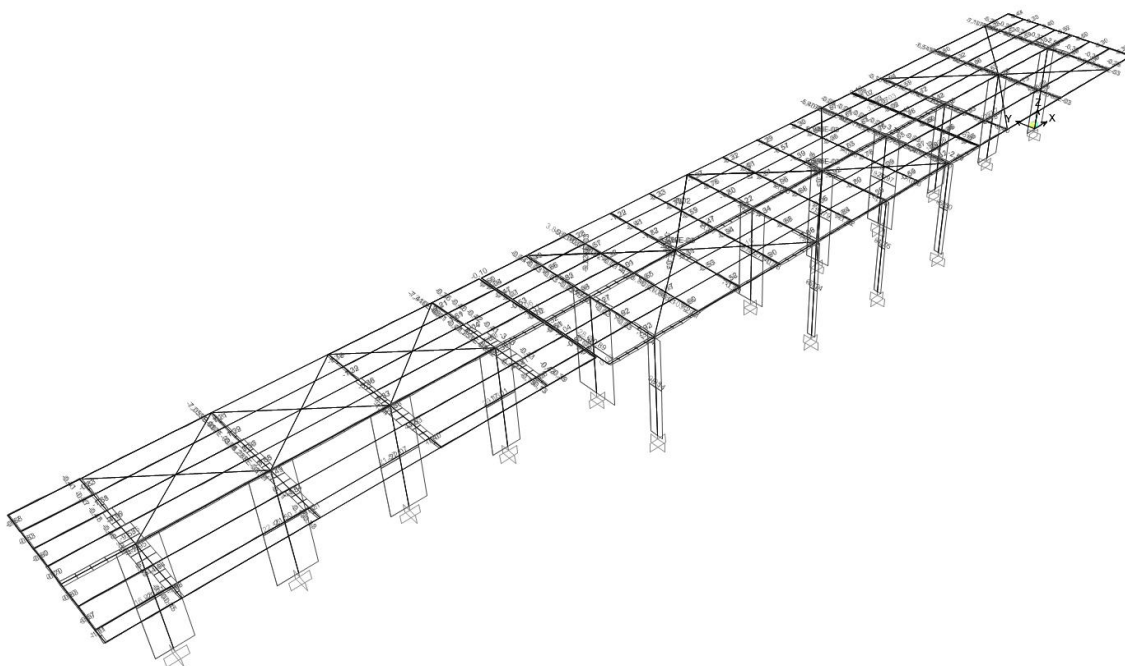
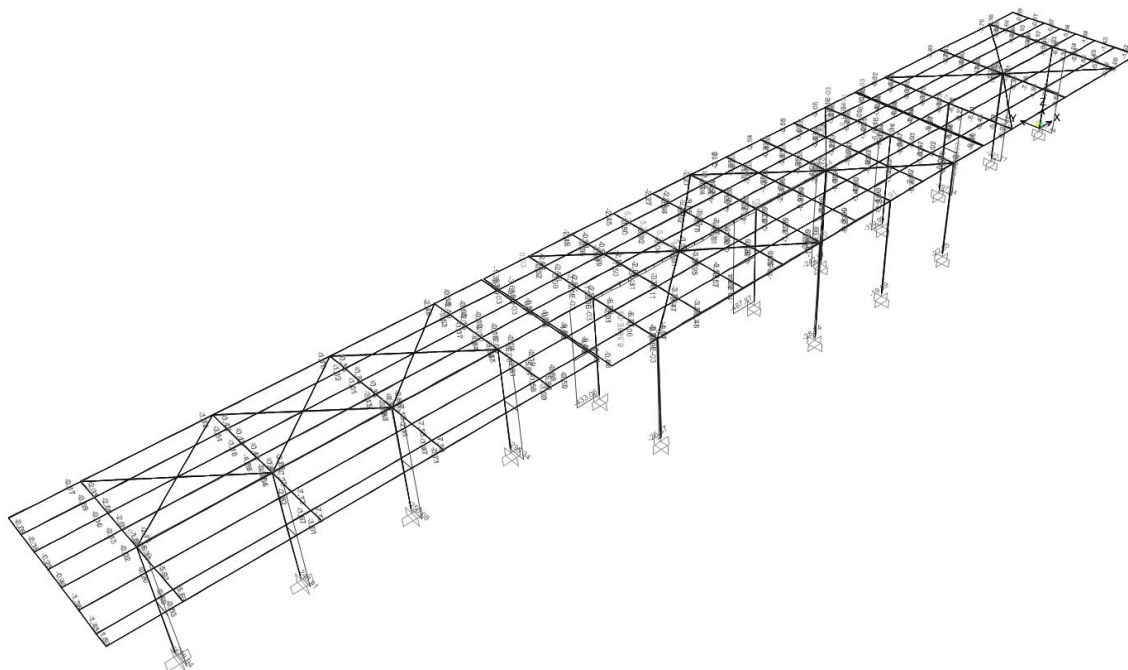


Figura 18 – Taglio (asse minore) da INV_SLU-SLV [kN]

Axial Force Diagram (INV_SLU)



Axial Force Diagram (INV_SIV)

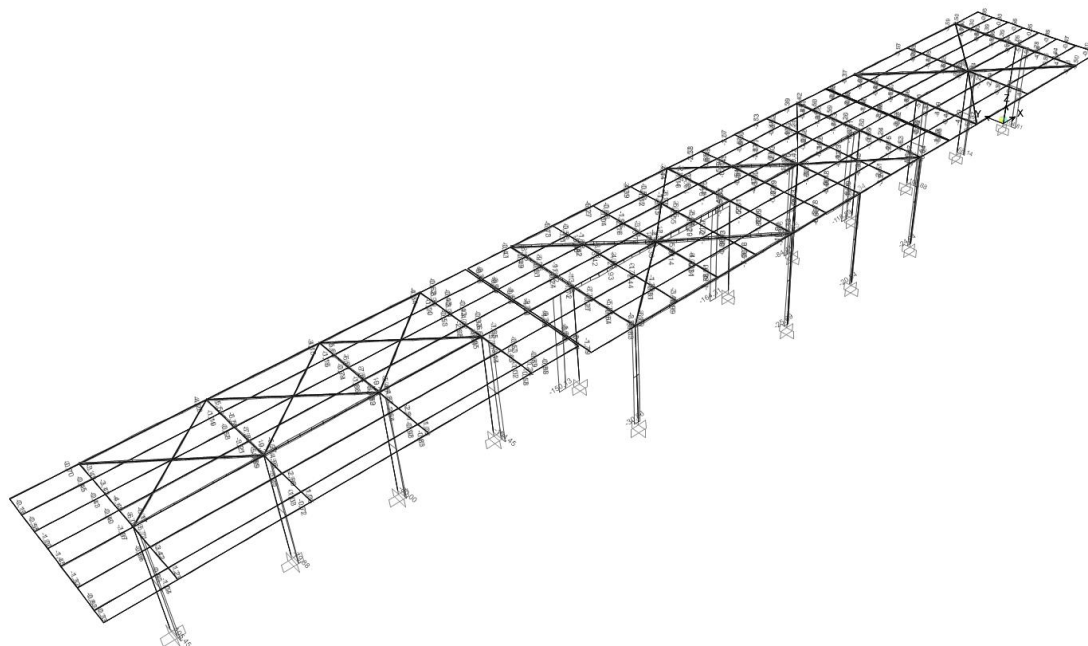


Figura 19 – Sforzi normali da INV_SLU-SLV [kN]

7.3 Stati Limite di Esercizio (SLE)

Deformed Shape (INV_SLE)

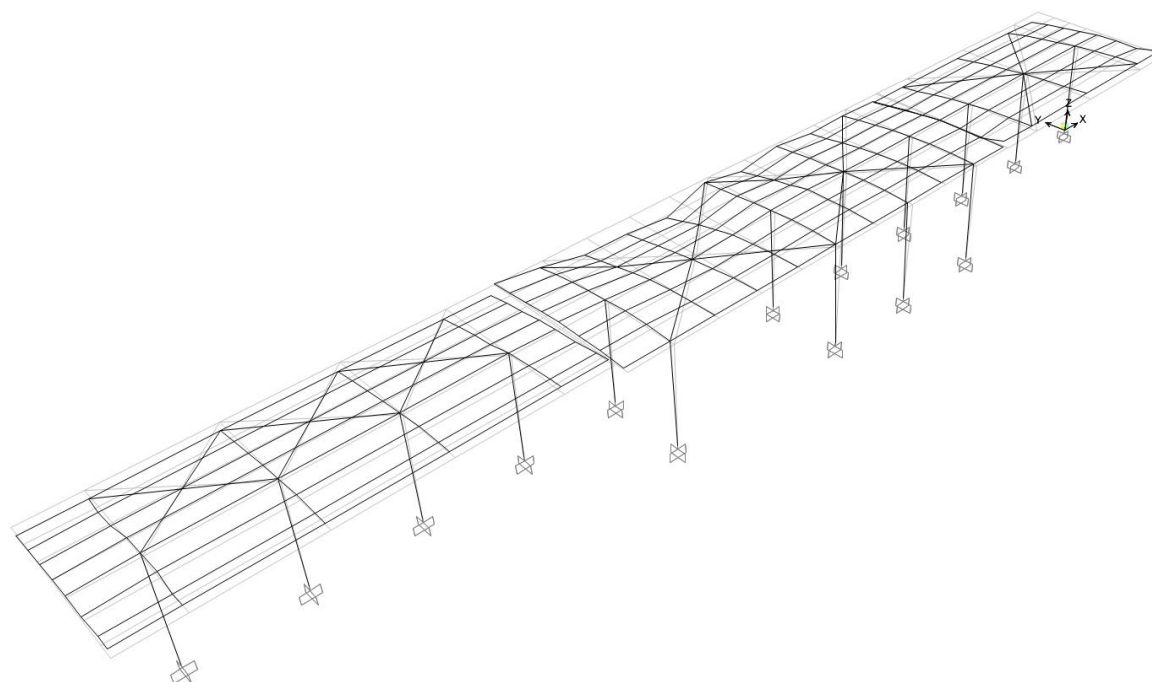


Figura 20 – Deformazioni verticali da INV_SLE_Rara [mm]

8 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per le condizioni SLU, sia per quelle SLE, sono quelli definiti al par. 4.2 del DM 17.01.18.

9 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE METALLICHE

In seguito si riportano i risultati delle verifiche di resistenza delle membrature metalliche. Le verifiche sono state effettuate tramite il modulo “Steel Frame Design” del programma SAP2000

Steel P-M Interaction Ratios (Italian NTC 2018)

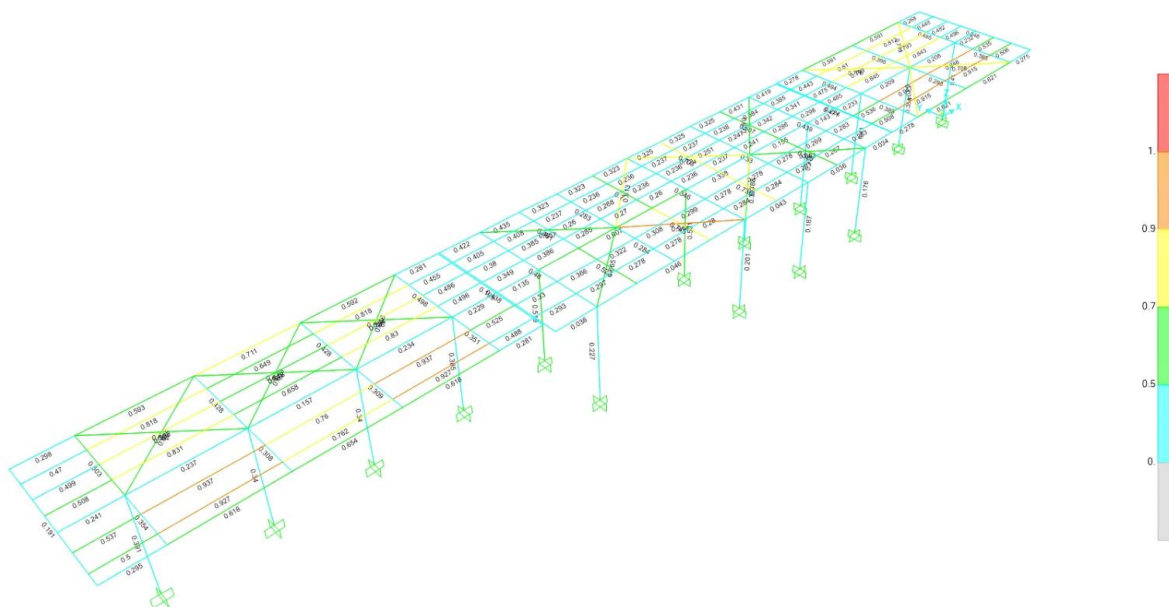
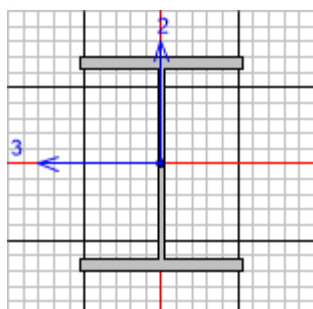


Figura 21 – Tasso di sfruttamento delle membrature

9.1 Pensilina TIPO 1 (Assi strutturali 1-4 9-11)

9.1.1 Verifiche delle colonne HEB400

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione, che contraddistingue i pilastri della struttura della pensilina condotte con il software SAP2000 (si considera la sezione maggiormente sollecitata).



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 146	X Mid: -55.	Combo: SLU_08	Design Type: Column
Length: 5.35	Y Mid: 0.	Shape: HE400B	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 2.675	Z Mid: 2.675	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No		

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25		
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.	D/C Lim=1.	
Aeff=0.02	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.02	Iyy=5.768E-04	iyy=0.171	Wel,yy=0.003	Weff,yy=0.003
It=3.610E-06	Izz=1.082E-04	izz=0.074	Wel,zz=7.213E-04	Weff,zz=7.213E-04
Iw=3.824E-06	Iyz=0.	h=0.4	Wpl,yy=0.003	Av,y=0.015
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl,zz=0.001	Av,z=0.007

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2.675	-281.248	131.674	3.317	16.686	-7.034	-0.006

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)
D/C Ratio: 0.391 = 0.101 + 0.258 + 0.032 < 1. OK
= NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kzy (My,Ed + NEd eNy) / (Chi_LT My, Rk / GammaM1) + kzz (Mz,Ed + NEd eNz) / (Mz, Rk / GammaM1) (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-281.248	5185.714	5185.714				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	5185.714	6130.08	13074.722	13074.722	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0.21	41767.331	0.361	0.582	0.963	4992.614
MajorB (y-y)	a	0.21	41767.331	0.361	0.582	0.963	4992.614
Minor (z-z)	b	0.34	4548.315	1.094	1.251	0.539	2793.703
MinorB (z-z)	b	0.34	13142.134	0.644	0.783	0.815	4223.965
Torsional TF	b	0.34	13074.722	0.645	0.784	0.814	4219.409

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D.44	CLFV0300001A	A	63 di 130

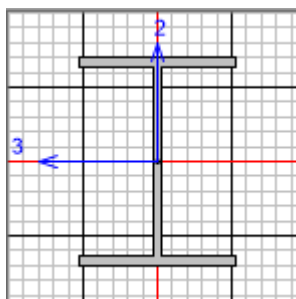
RELAZIONE DI CALCOLO

Major (y-y)	131.674	180.595	131.674	171.176		
Minor (z-z)	3.317	22.132	3.317	8.853		
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd		
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)	846.476	846.476	846.476	694.38		
Minor (z-z)	289.143	289.143	289.143			
	Curve AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	b 0.34	0.699	0.829	0.82	1.267	1817.961
	kyy	kzy	kzy	kzz		
Factors	0.79	0.251	0.992	0.418		
SHEAR DESIGN						
	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status	
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check	
Major (z)	16.686	0.006	1061.499	0.016	OK	
Minor (y)	7.034	0.006	2275.419	0.003	OK	
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction	1061.499	1.	0.318			

La verifica ha esito positivo!

9.1.2 Verifiche delle mensole (H400x300)

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione che contraddistingue le mensole della struttura della pensilina condotte con il software SAP2000 (si considera la sezione maggiormente sollecitata).



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 9	X Mid: -55.	Combo: SLU_01	Design Type: Beam
Length: 4.4	Y Mid: 2.2	Shape: Mensola 4.4	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 4.4	Z Mid: 5.35	Class: Class 1	Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25		
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.	D/C Lim=1.	
Aeff=0.016	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.016	Iyy=2.576E-04	iyz=0.127	Wel,yy=0.002	Weff,yy=0.002
It=1.815E-06	Izz=9.007E-05	izz=0.075	Wel,zz=6.005E-04	Weff,zz=6.005E-04
Iw=1.765E-06	Iyz=0.	h=0.3	Wpl,yy=0.002	Av,y=0.012
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl,zz=9.146E-04	Av,z=0.004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
4.4	4.998	-0.357	-2.278	-18.276	2.555	-0.145

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.503 = 0. + 0.493 + 0.01 < 1. OK

$$= \frac{NEd}{\chi_z N R_k / \Gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + NEd eNy)}{(\chi_{LT} M_y, R_k / \Gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + NEd eNz)}{(M_z, R_k / \Gamma_{M1})}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	4.998	4164.286	4164.286				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	4164.286	4922.64	145011.946	145011.946	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.34	27574.584	0.398	0.613	0.927	3859.391
MajorB (y-y)	b	0.34	27574.584	0.398	0.613	0.927	3859.391
Minor (z-z)	c	0.49	154286.846	0.168	0.506	1.	4164.286
MinorB (z-z)	c	0.49	154286.846	0.168	0.506	1.	4164.286
Torsional TF	c	0.49	145011.946	0.174	0.509	1.	4164.286

MOMENT DESIGN

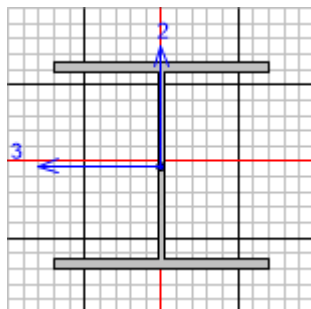
	Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	-0.357	-324.93	-1.43	-86.815
Minor (z-z)	-2.278	-2.278	-9.113	-0.715

	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd		
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)	506.393	506.393	506.393	506.393		
Minor (z-z)	239.545	239.545	239.545			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi
LTB	c	0.49	0.131	0.492	1.	1.401
						Mcr
						30975.648
		kyy	kzy	kzz		
Factors		0.403	0.6	0.768	0.999	
SHEAR DESIGN						
	Ved	Ted	Vc, Rd	Stress	Status	
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check	
Major (z)	18.276	0.145	589.722	0.031	OK	
Minor (y)	2.555	0.145	1814.529	0.001	OK	
	Vpl, Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction	589.722	1.	0.212			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
	VMajor	VMajor				
	Left	Right				
Major (V2)	129.654	18.276				

La verifica ha esito positivo!

9.1.3 Verifiche delle travi longitudinali HEA260

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione che contraddistingue le travi longitudinali della struttura della pensilina condotte con il software SAP2000 (si considera la sezione maggiormente sollecitata).



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 87	X Mid: -52.5	Combo: SLV 8	Design Type: Beam
Length: 5.	Y Mid: 0.	Shape: HE260A	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 5.	Z Mid: 5.35	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	D/C Lim=1.	
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.		
Aeff=0.009	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.009	Iyy=1.045E-04	iy=0.11	Wel, yy=8.360E-04	Weff, yy=8.360E-04
It=0.	Izz=3.668E-05	iz=0.065	Wel, zz=2.822E-04	Weff, zz=2.822E-04
Iw=0.	Iyz=0.	h=0.25	Wpl, yy=9.200E-04	Av, y=0.007
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl, zz=4.300E-04	Av, z=0.003

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
5.	-0.508	-45.86	-3.963	-6.664	-1.517	-0.004

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.237 = 0. + 0.203 + 0.034 < 1. OK

$$= \frac{NEd}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + NEd e_{Ny})}{(\chi_{LT} M_y, Rk/\gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + NEd e_{Nz})}{(M_z, Rk/\gamma_{M1})}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd			
Axial	Force	Capacity	Capacity			
	-0.508	2273.333	2273.333			
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag	
	2273.333	2687.328	5327.95	5327.95	1.	
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	b 0.34	8663.539	0.525	0.693	0.873	1984.658
MajorB (y-y)	b 0.34	8663.539	0.525	0.693	0.873	1984.658
Minor (z-z)	c 0.49	3040.944	0.886	1.061	0.608	1383.261
MinorB (z-z)	c 0.49	3040.944	0.886	1.061	0.608	1383.261
Torsional TF	c 0.49	5327.95	0.669	0.839	0.744	1690.387

MOMENT DESIGN

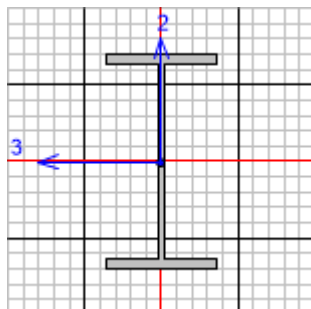
	Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed
Major (y-y)	Moment	Moment	Moment	Moment
	-45.86	-45.86	-45.86	-45.86

Minor (z-z)	-3.963	-3.963	-3.826	-3.853		
	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major (y-y)	240.952	240.952	240.952	226.147		
Minor (z-z)	112.619	112.619	112.619			
	Curve b	AlphaLT 0.34	LambdaBarLT 0.447	PhiLT 0.642	ChiLT 0.939	psi 2.463
LTB						Mcr 1264.2
		kyy	kyz	kzy	kzz	
Factors		0.4	0.584	1.	0.973	
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Major (z)	19.889	0.005	434.542	0.046	OK	
Minor (y)	1.543	0.005	1057.341	0.001	OK	
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction	434.542	1.	0.369			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
	VMajor Left	VMajor Right				
Major (V2)	17.204	21.956				

La verifica ha esito positivo!

9.1.4 Verifiche degli arcarecci IPE 180

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione scelta per gli arcarecci longitudinali condotte con il software SAP2000 (si considera la sezione maggiormente sollecitata).



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 90	X Mid: -52.5	Combo: SLU_01	Design Type: Beam
Length: 5.	Y Mid: -1.3	Shape: IPE180	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 5.	Z Mid: 5.35	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	D/C Lim=1.	
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.		
Aeff=0.002	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.002	Iyy=1.317E-05	iyy=0.074	Wel, yy=1.463E-04	Weff, yy=1.463E-04
It=0.	Izz=1.010E-06	izz=0.021	Wel, zz=2.220E-05	Weff, zz=2.220E-05
Iw=0.	Iyz=0.	h=0.18	Wpl, yy=1.660E-04	Av, y=0.002
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl, zz=3.460E-05	Av, z=0.001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
5.	-1.927	-19.856	0.003	22.771	1.346E-05	-8.415E-06

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.937 = 0.027 + 0.91 + 0. < 1. OK

$$= \frac{NEd}{\chi_z N_{Rk}/\Gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + NEd e_{Ny})}{\chi_{LT} M_{y, Rk}/\Gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + NEd e_{Nz})}{(M_z, Rk)/\Gamma_{M1}}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-1.927	625.952	625.952				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	625.952	739.944	748.296	748.296	1.		
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd	
Major (y-y)	a	0.21	1091.855	0.776	0.861	0.809	506.524
MajorB (y-y)	a	0.21	1091.855	0.776	0.861	0.809	506.524
Minor (z-z)	b	0.34	83.734	2.802	4.867	0.113	70.756
MinorB (z-z)	b	0.34	83.734	2.802	4.867	0.113	70.756
Torsional TF	b	0.34	748.296	0.937	1.064	0.637	398.882

MOMENT DESIGN

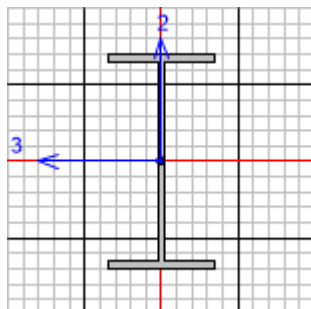
	Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed
Major (y-y)	Moment	Moment	Moment	Moment
	-19.856	-19.856	-19.856	-19.856

Minor (z-z)	0.003	0.003	0.003	0.003		
	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major (y-y)	43.476	43.476	43.476	21.677		
Minor (z-z)	9.062	9.062	9.062			
LTB	Curve AlphaLT b	LambdaBarLT 1.191	PhiLT 1.378	ChiLT 0.499	psi 1.669	Mcr 32.182
Factors	kyy 0.648	kyz 0.618	kzy 0.993	kzz 1.03		
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Major (z)	22.771	8.415E-06	169.416	0.134	OK	
Minor (y)	1.346E-05	8.415E-06	229.961	0.	OK	
Reduction	Vpl,Rd 169.416	Eta 1.	LambdabarW 0.382			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
Major (V2)	VMajor Left 14.829	VMajor Right 22.771				

La verifica ha esito positivo!

9.1.5 Verifiche degli arcarecci IPE 220

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione scelta per gli arcarecci longitudinali condotte con il software SAP2000 (si considera la sezione maggiormente sollecitata).



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 82	X Mid: -47.5	Combo: SLU_01	Design Type: Beam
Length: 5.	Y Mid: -2.6	Shape: IPE220	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 5.	Z Mid: 5.35	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25		
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.	D/C Lim=1.	
Aeff=0.003	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.003	Iyy=2.772E-05	iy=0.091	Wel, yy=2.520E-04	Weff, yy=2.520E-04
It=0.	Izz=2.050E-06	iz=0.025	Wel, zz=3.727E-05	Weff, zz=3.727E-05
Iw=0.	Iyz=0.	h=0.22	Wpl, yy=2.850E-04	Av, y=0.002
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl, zz=5.810E-05	Av, z=0.002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
5.	-1.634	0.	0.	19.047	0.	2.754E-05

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.762 = 0.012 + 0.75 + 0. < 1. OK

$$= \frac{NED}{(\chi_z N_{Rk}/\Gamma_{M1})} + \frac{k_{zy} (M_y, Ed + NED e_{Ny})}{(\chi_{LT} M_y, Rk/\Gamma_{M1})} + \frac{k_{zz} (M_z, Ed + NED e_{Nz})}{(M_z, Rk/\Gamma_{M1})}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-1.634	874.762	874.762				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	874.762	1034.064	1030.106	1030.106	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	a	0.21	2298.118	0.632	0.745	0.877	767.486
MajorB (y-y)	a	0.21	2298.118	0.632	0.745	0.877	767.486
Minor (z-z)	b	0.34	169.955	2.325	3.563	0.16	139.648
MinorB (z-z)	b	0.34	169.955	2.325	3.563	0.16	139.648
Torsional TF	b	0.34	1030.106	0.944	1.072	0.633	553.445

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed
Major (y-y)	Moment	Moment	Moment	Moment
	0.	23.808	0.	17.856

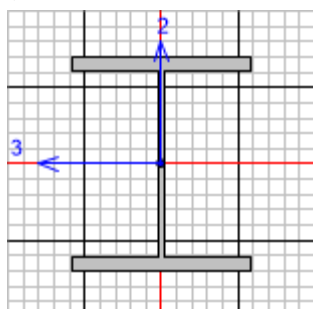
Minor (z-z)	0.	0.	0.	0.		
	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major (y-y)	74.643	74.643	74.643	31.673		
Minor (z-z)	15.217	15.217	15.217			
LTB	Curve AlphaLT b	LambdaBarLT 1.318	PhiLT 1.558	ChiLT 0.424	psi 1.143	Mcr 45.135
Factors	kyy 0.951	kzy 0.61	kzy 0.998	kzz 1.016		
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Major (z)	19.047	2.754E-05	240.588	0.079	OK	
Minor (y)	0.	2.754E-05	325.188	0.	OK	
Reduction	Vpl,Rd 240.588	Eta 1.	LambdabarW 0.421			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
Major (V2)	VMajor Left 19.047	VMajor Right 19.047				

La verifica ha esito positivo!

9.2 Pensilina TIPO 2 (Assi strutturali 5-8)

9.2.1 Verifiche delle colonne HEB360

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione, che contraddistingue i pilastri della struttura della pensilina condotte con il software SAP2000 (si considera la sezione maggiormente sollecitata).



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 7	X Mid: -35.	Combo: SLU_01	Design Type: Column
Length: 5.35	Y Mid: 0.	Shape: HE360B	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 2.675	Z Mid: 2.675	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	D/C Lim=1.
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.	
Aeff=0.018	eNy=0.	eNz=0.	
A=0.018	Iyy=4.319E-04	iyy=0.154	Wel,yy=0.002 Weff,yy=0.002
It=2.980E-06	Izz=1.014E-04	izz=0.075	Wel,zz=6.760E-04 Weff,zz=6.760E-04
Iw=2.888E-06	Iyz=0.	h=0.36	Wpl,yy=0.003 Av,y=0.014
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl,zz=0.001 Av,z=0.006

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2.675	-428.069	74.083	17.343	-46.684	14.479	-0.009

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.519 = 0.139 + 0.27 + 0.11 < 1. OK

$$= \frac{Ned}{(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + NED eNy)}{(\chi_{LT} M_y, Rk/\gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + NED eNz)}{(M_z, Rk/\gamma_{M1})}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-428.069	4740.476	4740.476

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	4740.476	5603.76	15265.502	15265.502	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.34	15228.104	0.572	0.727	0.851 4034.15
MajorB (y-y)	b	0.34	47666.698	0.323	0.573	0.956 4529.794
Minor (z-z)	c	0.49	7342.593	0.823	0.992	0.648 3069.474
MinorB (z-z)	c	0.49	7342.593	0.823	0.992	0.648 3069.474
Torsional TF	c	0.49	15265.502	0.571	0.754	0.802 3803.883

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D.44	CLFV0300001A	A	73 di 130

RELAZIONE DI CALCOLO

Major (y-y)	74.083	198.964	74.083	99.059
Minor (z-z)	17.343	60.249	17.343	45.187

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	702.69	702.69	702.69	702.69
Minor (z-z)	270.286	270.286	270.286	

LTB	Curve b	AlphaLT 0.34	LambdaBarLT 0.446	PhiLT 0.642	ChiLT 1.	psi 2.038	Mcr 3702.99
-----	------------	-----------------	----------------------	----------------	-------------	--------------	----------------

Factors	kyy 0.504	kzy 0.296	kzy 0.954	kzz 0.493
---------	--------------	--------------	--------------	--------------

SHEAR DESIGN

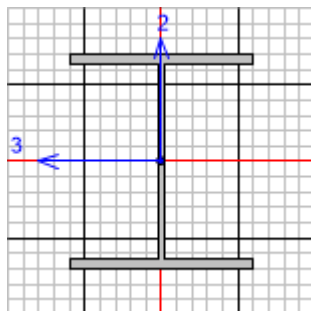
	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	46.684	0.009	921.818	0.051	OK
Minor (y)	14.479	0.009	2141.522	0.007	OK

Reduction	Vpl, Rd 921.818	Eta 1.	LambdabarW 0.309
-----------	--------------------	-----------	---------------------

La verifica ha esito positivo!

9.2.2 Verifiche delle travi trasversali HEA360

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione che contraddistingue le travi trasversali della struttura della pensilina condotte con il software SAP2000 (si considera la sezione maggiormente sollecitata).



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 154	X Mid: -35.	Combo: SLU_01	Design Type: Beam
Length: 8.4	Y Mid: 0.2	Shape: HE360A	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 4.	Z Mid: 5.35	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	D/C Lim=1.
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.	
Aeff=0.014	eNy=0.	eNz=0.	
A=0.014	Iyy=3.309E-04	iyz=0.152	Wel,yy=0.002 Weff,yy=0.002
It=1.530E-06	Izz=7.887E-05	izz=0.074	Wel,zz=5.258E-04 Weff,zz=5.258E-04
Iw=2.180E-06	Iyz=0.	h=0.35	Wpl,yy=0.002 Av,y=0.011
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl,zz=8.020E-04 Av,z=0.005

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
4.	-3.497	-262.464	-4.614	94.78	4.333	0.138

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq 4.2.38(y))

D/C Ratio: 0.48 = 0.48 < 1. OK
= (My,Ed/Mn,y,Rd) (NTC Eq 4.2.38(y))

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-3.497	3745.238	3745.238				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	3745.238	4427.28	84756.604	84756.604	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.34	35425.049	0.333	0.578	0.952	3564.752
MajorB (y-y)	b	0.34	35425.049	0.333	0.578	0.952	3564.752
Minor (z-z)	c	0.49	83401.682	0.217	0.528	0.991	3712.523
MinorB (z-z)	c	0.49	83401.682	0.217	0.528	0.991	3712.523
Torsional TF	c	0.49	84756.604	0.215	0.527	0.992	3715.843

MOMENT DESIGN

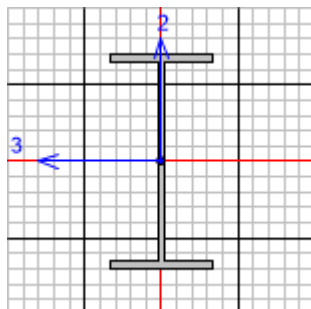
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	-262.464	-262.464	-1574.782	-262.464
Minor (z-z)	-4.614	-5.025	-27.684	-5.025

	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd		
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)	546.857	546.857	546.857	546.857		
Minor (z-z)	210.048	210.048	210.048			
	Curve AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	b 0.34	0.192	0.517	1.	1.089	15496.378
	kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors	0.949	0.582	0.817	0.97		
SHEAR DESIGN						
	Ved	Ted	Vc, Rd	Stress	Status	
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check	
Major (z)	94.78	0.138	743.957	0.127	OK	
Minor (y)	4.333	0.138	1685.999	0.003	OK	
	Vpl, Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction	743.957	1.	0.389			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
	VMajor	VMajor				
	Left	Right				
Major (V2)	37.977	15.804				

La verifica ha esito positivo!

9.2.3 Verifiche delle travi trasversali IPE330

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione che contraddistingue le travi trasversali della struttura della pensilina condotte con il software SAP2000 (si considera la sezione maggiormente sollecitata).



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 166	X Mid: -27.5	Combo: SLU_01	Design Type: Beam
Length: 4.	Y Mid: -2.	Shape: IPE330	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 4.	Z Mid: 5.35	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25		
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.	D/C Lim=1.	
Aeff=0.006	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.006	Iyy=1.177E-04	iy=0.137	Wel, yy=7.133E-04	Weff, yy=7.133E-04
It=0.	Izz=7.880E-06	iz=0.035	Wel, zz=9.850E-05	Weff, zz=9.850E-05
Iw=0.	Iyz=0.	h=0.33	Wpl, yy=8.040E-04	Av, y=0.004
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl, zz=1.540E-04	Av, z=0.003

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
4.	-3.121	-146.509	1.092	57.113	-1.199	-0.078

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.745 = 0.002 + 0.728 + 0.014 < 1. OK

$$= \frac{N_{Ed}}{(\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(M_{y, Ed} + N_{Ed} e_{Ny})}{(\chi_{LT} M_{y, Rk} / \gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(M_{z, Ed} + N_{Ed} e_{Nz})}{(M_{z, Rk} / \gamma_{M1})}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-3.121	1639.524	1639.524				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	1639.524	1938.096	11665.583	11665.583	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	a	0.21	15246.688	0.336	0.571	0.969	1588.573
MajorB (y-y)	a	0.21	15246.688	0.336	0.571	0.969	1588.573
Minor (z-z)	b	0.34	8332.766	0.455	0.647	0.904	1481.844
MinorB (z-z)	b	0.34	8332.766	0.455	0.647	0.904	1481.844
Torsional TF	b	0.34	11665.583	0.384	0.605	0.932	1528.552

MOMENT DESIGN

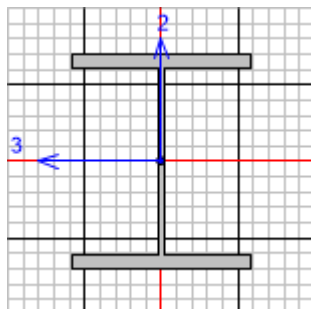
	Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed
Major (y-y)	Moment	Moment	Moment	Moment
	-146.509	-146.509	-418.598	-72.812

Minor (z-z)	1.092	1.092	3.121	0.046		
	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major (y-y)	210.571	210.571	210.571	201.127		
Minor (z-z)	40.333	40.333	40.333			
LTB	Curve c	AlphaLT 0.49	LambdaBarLT 0.336	PhiLT 0.59	ChiLT 0.955	psi 1.402 Mcr 1957.906
Factors	kyy 0.455	kyz 0.316	kzy 1.	kzz 0.527		
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Major (z)	57.113	0.078	465.767	0.123	OK	
Minor (y)	1.199	0.078	598.416	0.002	OK	
Reduction	Vpl,Rd 465.767	Eta 1.	LambdabarW 0.498			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
Major (V2)	VMajor Left 17.108	VMajor Right 57.113				

La verifica ha esito positivo!

9.2.4 Verifiche delle travi longitudinali HEB360

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione che contraddistingue le travi longitudinali della struttura della pensilina condotte con il software SAP2000 (si considera la sezione maggiormente sollecitata).



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 158	X Mid: -30.	Combo: SLU_01	Design Type: Beam
Length: 10.	Y Mid: 0.	Shape: HE360B	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 10.	Z Mid: 5.35	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25		D/C Lim=1.
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.		
Aeff=0.018	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.018	Iyy=4.319E-04	iy=0.154	Wel, yy=0.002	Weff, yy=0.002
It=2.980E-06	Izz=1.014E-04	iz=0.075	Wel, zz=6.760E-04	Weff, zz=6.760E-04
Iw=2.888E-06	Iyz=0.	h=0.36	Wpl, yy=0.003	Av, y=0.014
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl, zz=0.001	Av, z=0.006

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
10.	-32.741	-290.469	3.101	185.709	-1.839	-0.43

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.607 = 0.008 + 0.589 + 0.011 < 1. OK

$$= \frac{NEd}{\chi_z N_{Rk}/\Gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + NEd e_{Ny})}{\chi_{LT} M_{y, Rk}/\Gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + NEd e_{Nz})}{(M_z, Rk/\Gamma_{M1})}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-32.741	4740.476	4740.476				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	4740.476	5603.76	40668.121	40668.121	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	b	0.34	8951.632	0.746	0.871	0.757	3589.948
MajorB (y-y)	b	0.34	8951.632	0.746	0.871	0.757	3589.948
Minor (z-z)	c	0.49	33626.137	0.385	0.619	0.905	4291.844
MinorB (z-z)	c	0.49	33626.137	0.385	0.619	0.905	4291.844
Torsional TF	c	0.49	40668.121	0.35	0.598	0.924	4378.05

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	-290.469	-420.138	-1161.877	-244.72

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D.44	CLFV0300001A	A	79 di 130

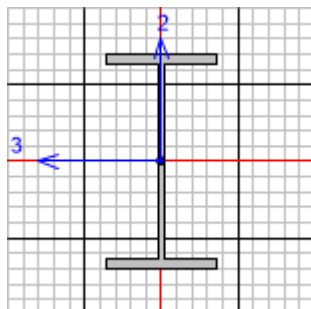
RELAZIONE DI CALCOLO

Minor (z-z)	3.101	3.101	12.402	1.471		
	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major (y-y)	702.69	702.69	702.69	702.69		
Minor (z-z)	270.286	270.286	270.286			
LTB	Curve AlphaLT b	LambdaBarLT 0.34	PhiLT 0.577	ChiLT 1.	psi 1.066	Mcr 6766.399
Factors	kyy 0.606	kyz 0.574	kzy 0.985	kzz 0.957		
SHEAR DESIGN	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Major (z)	185.709	0.43	921.818	0.201	OK	
Minor (y)	1.839	0.43	2141.522	0.001	OK	
Reduction	Vpl,Rd 921.818	Eta 1.	LambdabarW 0.312			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS	VMajor Left	VMajor Right				
Major (V2)	227.016	185.709				

La verifica ha esito positivo!

9.2.5 Verifiche degli arcarecci IPE 160

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione scelta per gli arcarecci longitudinali condotte con il software SAP2000 (si considera la sezione maggiormente sollecitata).



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 195	X Mid: -33.75	Combo: SLU_01	Design Type: Beam
Length: 2.5	Y Mid: 4.4	Shape: IPE160	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 2.5	Z Mid: 5.35	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	D/C Lim=1.	
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.		
Aeff=0.002	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.002	Iyy=8.690E-06	iy=0.066	Wel, yy=1.086E-04	Weff, yy=1.086E-04
It=0.	Izz=0.	iz=0.018	Wel, zz=1.666E-05	Weff, zz=1.666E-05
Iw=0.	Iyz=0.	h=0.16	Wpl, yy=1.240E-04	Av, y=0.001
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl, zz=2.610E-05	Av, z=9.666E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
2.5	0.012	-9.338	1.339	7.763	-2.624	-0.006

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.435 = 0. + 0.347 + 0.088 < 1. OK

$$= \frac{NED}{(\chi_z N_{Rk}/\Gamma_{M1})} + \frac{k_{zy} (M_y, Ed + NED e_{Ny})}{(\chi_{LT} M_y, Rk/\Gamma_{M1})} + \frac{k_{zz} (M_z, Ed + NED e_{Nz})}{(M_z, Rk/\Gamma_{M1})}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	0.012	526.429	526.429				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	526.429	622.296	895.915	895.915	1.		
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd	
Major (y-y)	a	0.21	2881.767	0.438	0.621	0.943	496.163
MajorB (y-y)	a	0.21	2881.767	0.438	0.621	0.943	496.163
Minor (z-z)	b	0.34	226.496	1.562	1.952	0.32	168.626
MinorB (z-z)	b	0.34	226.496	1.562	1.952	0.32	168.626
Torsional TF	b	0.34	895.915	0.785	0.908	0.733	386.069

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed
Major (y-y)	Moment	Moment	Moment	Moment
	-9.338	-9.338	-9.338	-9.338

Minor (z-z)	1.339	1.339	1.339	1.339		
	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major (y-y)	32.476	32.476	32.476	26.892		
Minor (z-z)	6.836	6.836	6.836			
	Curve AlphaLT b	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	0.34	0.686	0.818	0.828	2.358	72.544
	kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors	0.4	0.269	1.	0.448		
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Major (z)	7.763	0.006	146.16	0.053	OK	
Minor (y)	2.624	0.006	194.155	0.014	OK	
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction	146.16	1.	0.356			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
	VMajor Left	VMajor Right				
Major (V2)	0.292	7.763				

La verifica ha esito positivo!

9.3 Verifiche dei controventi 2x L70x7

I controventi vengono modellati con elementi frame a cui si assegnano dei release di tipo M2-M3 ed un modulo elastico dimezzato. Nel modello di calcolo sono stati considerati reagenti sia a trazione, che a compressione nell'ambito dell'analisi statica lineare. Le verifiche di resistenza, comunque, sono eseguite con il doppio dello sforzo assiale agente del controvento.

Seguono le verifiche di resistenza strutturale della sezione scelta per i controventi condotte con un calcolo manuale (si considera la sezione maggiormente sollecitata).

Axial Force Diagram (INV_SLV)

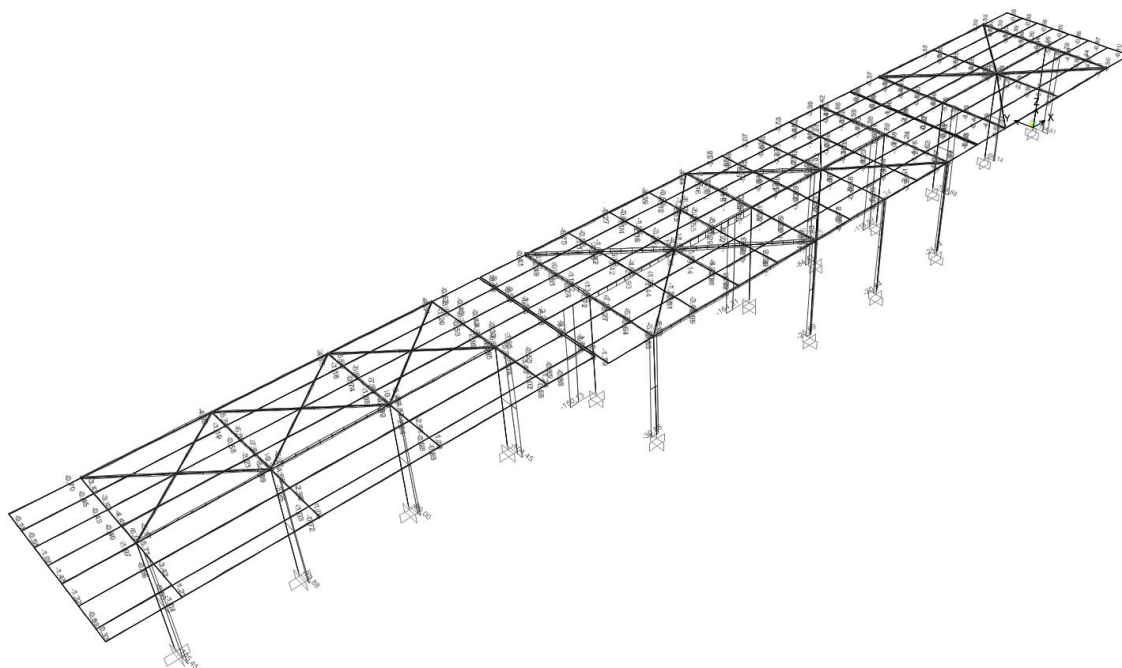
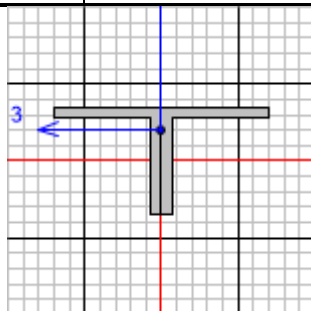


Figura 22 – Sforzi normali da INV-SLV [kN]



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 221	X Mid: -27.5	Combo: SLV_16	Design Type: Beam
Length: 6.403	Y Mid: -2.	Shape: 2L70X7/0/	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 6.403	Z Mid: 5.35	Class: Class 3	Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.	D/C Lim=1.

Aeff=0.002	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.002	Iyy=0.	iyz=0.021	Wel,yy=1.682E-05	Weff,yy=1.682E-05
It=0.	Izz=1.576E-06	izz=0.029	Wel,zz=2.251E-05	Weff,zz=2.251E-05
Iw=0.	Iyz=0.	h=0.07	Wpl,yy=3.120E-05	Av,y=8.134E-04
E=105000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl,zz=3.705E-05	Av,z=9.800E-04

Iyz=0.	Imax=1.576E-06	imax=0.029	Wel,zz,maj=2.251E-05
Rot= 90. deg	Imin=0.	imin=0.021	Wel,zz,min=1.682E-05

Element: 221

Sforzo assiale massimo: N=10.83 kN (comb. SLV_16 dal modelo SAP2000)

$$N_{Ed} = 2 \times N = 21.66 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = A \times f_y / \gamma_{M0} = 18.8 \times 27.5 / 1.05 = 492.38 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} < N_{Rd}$$

La verifica ha esito positivo!

9.4 Verifiche tabelle output complete

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Italian NTC 2018					
Frame	DesignSe	DesignTy	Ratio	RatioTy	Comb
Text	Text	Text	Unitless	Text	Text
133	IPE180	Beam	0,947511	PMM	SLU_01
126	IPE180	Beam	0,946787	PMM	SLU_01
90	IPE180	Beam	0,937285	PMM	SLU_01
102	IPE180	Beam	0,936982	PMM	SLU_01
81	IPE180	Beam	0,926919	PMM	SLU_01
83	IPE180	Beam	0,926802	PMM	SLU_01
134	IPE180	Beam	0,915074	PMM	SLU_01
127	IPE180	Beam	0,915061	PMM	SLU_01
221	2L70X7/0/	Beam	0,913656	PMM	SLV_9
129	IPE180	Beam	0,844503	PMM	SLU_01
136	IPE180	Beam	0,842859	PMM	SLU_01
92	IPE180	Beam	0,83053	PMM	SLU_01
104	IPE180	Beam	0,829561	PMM	SLU_01
94	IPE180	Beam	0,817802	PMM	SLU_01
106	IPE180	Beam	0,817655	PMM	SLU_01
222	2L70X7/0/	Beam	0,81286	PMM	SLU_08
138	IPE180	Beam	0,812192	PMM	SLU_01
131	IPE180	Beam	0,809888	PMM	SLU_01
93	IPE180	Beam	0,795208	PMM	SLU_01
105	IPE180	Beam	0,794131	PMM	SLU_01
137	IPE180	Beam	0,792978	PMM	SLU_01
130	IPE180	Beam	0,792575	PMM	SLU_01
223	2L70X7/0/	Beam	0,787517	PMM	SLU_67
76	2L70X7/0/	Beam	0,776304	PMM	SLV_1
78	2L70X7/0/	Beam	0,771417	PMM	SLV_1
82	IPE220	Beam	0,762129	PMM	SLU_01
96	IPE220	Beam	0,760156	PMM	SLU_01
166	IPE330	Beam	0,744669	PMM	SLU_01
172	IPE330	Beam	0,736208	PMM	SLU_01
224	2L70X7/0/	Beam	0,724307	PMM	SLV_1
101	IPE220	Beam	0,711438	PMM	SLU_34
77	2L70X7/0/	Beam	0,708095	PMM	SLV_1
75	2L70X7/0/	Beam	0,704139	PMM	SLV_1
173	IPE330	Beam	0,702634	PMM	SLU_01
169	IPE330	Beam	0,699889	PMM	SLU_01
226	2L70X7/0/	Beam	0,691438	PMM	SLV_1
225	2L70X7/0/	Beam	0,683406	PMM	SLU_35
219	2L70X7/0/	Beam	0,664501	PMM	SLV_9
70	2L70X7/0/	Beam	0,661798	PMM	SLV_9
98	IPE220	Beam	0,657548	PMM	SLU_01
220	2L70X7/0/	Beam	0,657466	PMM	SLV_1
97	IPE220	Beam	0,654107	PMM	SLU_08
100	IPE220	Beam	0,648642	PMM	SLU_01
99	IPE220	Beam	0,648074	PMM	SLU_01
73	2L70X7/0/	Beam	0,646444	PMM	SLV_9
71	2L70X7/0/	Beam	0,63303	PMM	SLV_9
72	2L70X7/0/	Beam	0,627448	PMM	SLV_9
74	2L70X7/0/	Beam	0,626043	PMM	SLU_35
69	2L70X7/0/	Beam	0,624751	PMM	SLV_9
128	IPE180	Beam	0,621002	PMM	SLU_08
135	IPE180	Beam	0,620859	PMM	SLU_08
103	IPE180	Beam	0,618211	PMM	SLU_08

91	IPE180	Beam	0,61775	PMM	SLU_08
158	HE360B	Beam	0,607378	PMM	SLU_01
95	IPE180	Beam	0,592846	PMM	SLU_34
107	IPE180	Beam	0,591979	PMM	SLU_34
139	IPE180	Beam	0,59114	PMM	SLU_34
132	IPE180	Beam	0,591011	PMM	SLU_34
35	IPE180	Beam	0,536725	PMM	SLU_01
54	IPE180	Beam	0,535955	PMM	SLU_01
62	IPE180	Beam	0,534744	PMM	SLU_01
170	IPE330	Beam	0,529452	PMM	SLU_01
28	IPE180	Beam	0,525009	PMM	SLU_01
164	IPE330	Beam	0,52334	PMM	SLU_01
7	HE360B	Column	0,519404	PMM	SLU_01
55	IPE180	Beam	0,508424	PMM	SLU_01
31	IPE180	Beam	0,508375	PMM	SLU_01
171	IPE330	Beam	0,506884	PMM	SLU_01
63	IPE180	Beam	0,50604	PMM	SLU_01
9	Mensola 4.4	Beam	0,502517	PMM	SLU_01
5	HE360B	Column	0,500978	PMM	SLU_08
80	IPE180	Beam	0,50046	PMM	SLU_01
32	IPE180	Beam	0,498936	PMM	SLU_01
15	Mensola 4.4	Beam	0,498127	PMM	SLU_01
24	IPE180	Beam	0,495891	PMM	SLU_01
65	IPE180	Beam	0,495646	PMM	SLU_01
21	Mensola 4.4	Beam	0,494501	PMM	SLU_01
17	Mensola 4.4	Beam	0,493993	PMM	SLU_01
167	IPE330	Beam	0,490678	PMM	SLU_01
79	IPE180	Beam	0,487995	PMM	SLU_01
25	IPE180	Beam	0,485952	PMM	SLU_01
57	IPE180	Beam	0,485176	PMM	SLU_01
66	IPE180	Beam	0,482028	PMM	SLU_01
154	HE360A	Beam	0,479949	PMM	SLU_01
58	IPE180	Beam	0,475254	PMM	SLU_01
151	UPN240	Beam	0,470587	PMM	SLU_01
33	IPE180	Beam	0,469672	PMM	SLU_01
26	IPE180	Beam	0,455484	PMM	SLU_01
67	IPE180	Beam	0,44765	PMM	SLU_01
59	IPE180	Beam	0,442683	PMM	SLU_01
157	HE360A	Beam	0,438653	PMM	SLU_01
150	UPN240	Beam	0,438245	PMM	SLU_01
195	IPE160	Beam	0,435095	PMM	SLU_01
210	IPE160	Beam	0,43117	PMM	SLU_01
13	Mensola 4.4	Beam	0,428102	PMM	SLU_01
11	Mensola 4.4	Beam	0,427796	PMM	SLU_01
44	IPE160	Beam	0,422034	PMM	SLU_01
51	IPE160	Beam	0,419003	PMM	SLU_01
140	HE360B	Column	0,410142	PMM	SLU_08
142	HE360B	Column	0,410116	PMM	SLU_08
191	IPE160	Beam	0,408168	PMM	SLU_01
43	IPE160	Beam	0,405306	PMM	SLU_01
146	HE400B	Column	0,390681	PMM	SLU_08
18	Mensola 3.86	Beam	0,388766	PMM	SLU_01
22	Mensola 3.86	Beam	0,388499	PMM	SLU_01

183	IPE160	Beam	0,385778	PMM	SLU_01
143	HE400B	Column	0,385037	PMM	SLU_08
50	IPE160	Beam	0,384986	PMM	SLU_01
187	IPE160	Beam	0,384779	PMM	SLU_01
208	IPE160	Beam	0,384263	PMM	SLU_01
42	IPE160	Beam	0,380067	PMM	SLU_01
113	IPE160	Beam	0,365895	PMM	SLU_01
19	Mensola 4.4	Beam	0,365704	PMM	SLU_01
141	HE360B	Column	0,35444	PMM	SLU_08
10	Mensola 2.6	Beam	0,353664	PMM	SLU_01
16	Mensola 2.6	Beam	0,350842	PMM	SLU_01
41	IPE160	Beam	0,348522	PMM	SLU_01
155	HE360A	Beam	0,34573	PMM	SLU_08
206	IPE160	Beam	0,341764	PMM	SLU_01
49	IPE160	Beam	0,340806	PMM	SLU_01
145	HE400B	Column	0,340097	PMM	SLU_08
144	HE400B	Column	0,339914	PMM	SLU_08
159	HE360B	Beam	0,337559	PMM	SLU_01
1	HE360B	Column	0,331132	PMM	SLV_9
156	HE360A	Beam	0,330464	PMM	SLU_08
38	IPE160	Beam	0,329844	PMM	SLU_01
203	IPE160	Beam	0,325422	PMM	SLU_34
202	IPE160	Beam	0,325192	PMM	SLU_34
211	IPE160	Beam	0,324712	PMM	SLU_34
192	IPE160	Beam	0,323244	PMM	SLU_34
193	IPE160	Beam	0,323244	PMM	SLU_34
194	IPE160	Beam	0,323244	PMM	SLU_34
112	IPE160	Beam	0,321785	PMM	SLU_01
14	Mensola 2.6	Beam	0,309191	PMM	SLU_01
12	Mensola 2.6	Beam	0,308393	PMM	SLU_01
111	IPE160	Beam	0,308146	PMM	SLU_01
3	HE360B	Column	0,303453	PMM	SLV_9
110	IPE160	Beam	0,29908	PMM	SLU_01
48	IPE160	Beam	0,298459	PMM	SLU_01
20	Mensola 3.86	Beam	0,298185	PMM	SLU_01
34	IPE180	Beam	0,297624	PMM	SLU_01
119	IPE160	Beam	0,297388	PMM	SLU_01
36	IPE180	Beam	0,295	PMM	SLU_08
39	IPE160	Beam	0,292557	PMM	SLU_01
204	IPE160	Beam	0,286362	PMM	SLU_01
182	IPE160	Beam	0,285047	PMM	SLU_01
124	IPE160	Beam	0,284069	PMM	SLU_01
125	IPE160	Beam	0,283814	PMM	SLU_01
165	HE360A	Beam	0,28375	PMM	SLU_01
168	HE360A	Beam	0,283478	PMM	SLU_01
46	IPE160	Beam	0,282748	PMM	SLU_01
214	IPE160	Beam	0,281358	PMM	SLU_01
29	IPE180	Beam	0,281232	PMM	SLU_08
27	IPE180	Beam	0,281146	PMM	SLU_01
116	IPE160	Beam	0,280378	PMM	SLU_01
212	IPE160	Beam	0,277808	PMM	SLU_01
60	IPE180	Beam	0,277694	PMM	SLU_01
117	IPE160	Beam	0,277643	PMM	SLU_01
118	IPE160	Beam	0,277643	PMM	SLU_01

122	IPE160	Beam	0,277643	PMM	SLU_01
123	IPE160	Beam	0,277643	PMM	SLU_01
56	IPE180	Beam	0,277595	PMM	SLU_08
64	IPE180	Beam	0,274738	PMM	SLU_08
181	IPE160	Beam	0,269504	PMM	SLU_01
147	IPE160	Beam	0,268729	PMM	SLU_01
185	IPE160	Beam	0,267981	PMM	SLU_01
68	IPE180	Beam	0,267887	PMM	SLU_01
213	IPE160	Beam	0,266552	PMM	SLU_01
47	IPE160	Beam	0,263229	PMM	SLU_01
186	IPE160	Beam	0,259776	PMM	SLU_01
180	IPE160	Beam	0,259741	PMM	SLU_01
198	IPE160	Beam	0,250747	PMM	SLU_01
207	IPE160	Beam	0,247125	PMM	SLU_01
153	UPN240	Beam	0,246265	PMM	SLU_02
30	HE260A	Beam	0,241405	PMM	SLU_01
205	IPE160	Beam	0,240979	PMM	SLU_01
209	IPE160	Beam	0,238337	PMM	SLU_01
196	IPE160	Beam	0,237421	PMM	SLU_01
87	HE260A	Beam	0,23734	PMM	SLV_1
200	IPE160	Beam	0,237059	PMM	SLU_01
201	IPE160	Beam	0,236911	PMM	SLU_01
190	IPE160	Beam	0,236503	PMM	SLU_01
189	IPE160	Beam	0,23613	PMM	SLU_01
184	IPE160	Beam	0,236125	PMM	SLU_01
188	IPE160	Beam	0,236125	PMM	SLU_01
197	IPE160	Beam	0,236125	PMM	SLU_01
199	IPE160	Beam	0,236125	PMM	SLU_01
85	HE260A	Beam	0,234393	PMM	SLV_1
53	HE260A	Beam	0,233332	PMM	SLU_01
61	HE260A	Beam	0,231888	PMM	SLU_02
23	HE260A	Beam	0,228908	PMM	SLU_02
8	HE360B	Column	0,227451	PMM	SLU_08
152	UPN240	Beam	0,223641	PMM	SLU_01
88	HE260A	Beam	0,208904	PMM	SLV_1
89	HE260A	Beam	0,20823	PMM	SLV_1
6	HE360B	Column	0,201461	PMM	SLU_08
149	UPN240	Beam	0,199085	PMM	SLU_02
148	UPN240	Beam	0,190521	PMM	SLU_01
4	HE360B	Column	0,187145	PMM	SLU_08
2	HE360B	Column	0,176209	PMM	SLU_08
86	HE260A	Beam	0,156756	PMM	SLV_1
160	HE360B	Beam	0,154898	PMM	SLU_48
45	HE360B	Beam	0,142864	PMM	SLU_01
37	HE360B	Beam	0,135209	PMM	SLU_01
161	HE360A	Beam	0,045873	PMM	SLV_1
162	HE360A	Beam	0,043472	PMM	SLV_1
40	HE360A	Beam	0,037731	PMM	SLV_9
163	HE360A	Beam	0,035753	PMM	SLU_08
52	HE360A	Beam	0,033825	PMM	SLV_9

10 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

10.1 Verifiche di spostamenti verticali

10.1.1 Pensilina TIPO 1 (Assi strutturali 1-4 9-11)

Gli spostamenti attesi in copertura dati dalla combinazione SLE rara governante e dai carichi permanenti risultano pari a 33.8mm e 12.3mm:

Deformed Shape (INV_SLE)

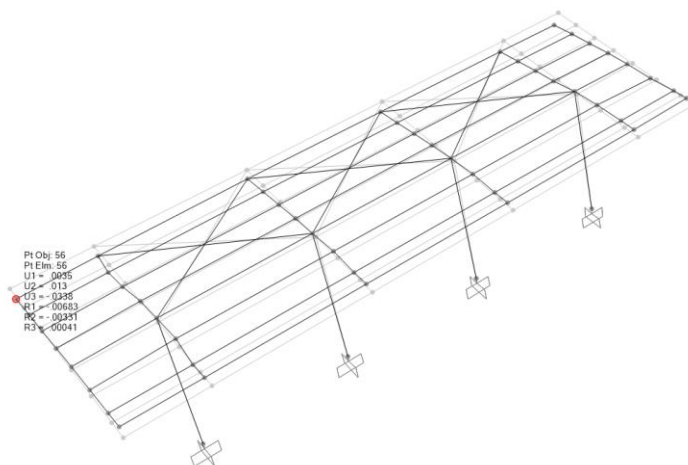


Figura 23 – Spostamenti massimi attesi

Deformed Shape (PP)

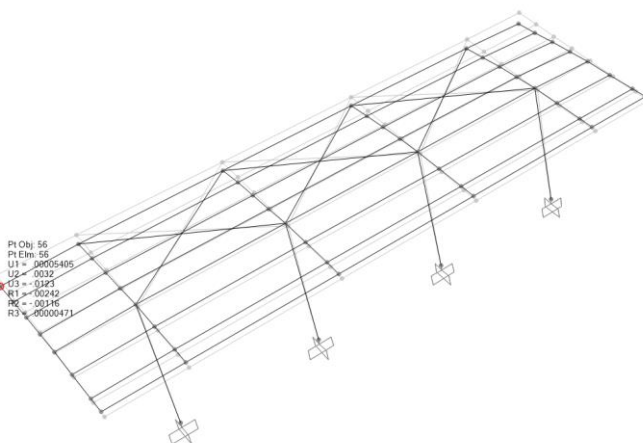


Figura 24 – Spostamenti massimi dai carichi permanenti

La verifica secondo il §4.2.4.2.1 del DM2018 fornisce i seguenti risultati:

- spostamento elastico dovuto alla combinazione SLE:

$$\delta_{\max} = 33.8 \text{ mm}$$

- spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti:

$$\delta_1 = 12.3 \text{ mm}$$

- spostamento elastico dovuto ai carichi variabili:

$$\delta_2 = 33.8 - 12.3 = 21.5 \text{ mm}$$

- spostamento massimo nello stato finale $\delta_{\max} = 33.8 \text{ mm}$

La deformabilità degli elementi della copertura è pertanto:

$$L / \delta_2 = 2 \times 5060 / 21.5 = 470$$

$$L / \delta_{\max} = 2 \times 5060 / 33.8 = 299$$

$$L / 470 \leq L / 250$$

$$L / 299 \leq L / 200$$

lunghezza dello sbalzo = 5.06m

Si ha dunque: $L = 2 \times 5.06 = 10.12 \text{ m}$

La verifica risulta soddisfatta.

La verifica di deformabilità degli altri elementi strutturali è sintetizzata nella tabella seguente:

Tipologia pensilina intelaiata a mensola assi 1-4 (TIPO 1)							
	Elementi	δ_{\max} [mm]	δ_2 [mm]	δ_1 [mm]	L/200 [mm]	L/250 [mm]	Verifica
1	HEA 260- travi longitudinali	2,2	1,8	0,4	25	20	OK
2	H400x300- travi trasversali	30,8	20,4	10,4	44	35,2	OK
3	Mensole 2.5 m	33,8	21,5	12,3	50,6	40,5	OK
4	IPE180- arcarecci	5,6	3,6	2	25	20	OK
5	IPE220- arcarecci	6,1	3,8	2,3	25	20	OK

10.1.2 Pensilina TIPO 2 (Assi strutturali 5-8)

Gli spostamenti attesi in copertura dati dalla combinazione SLE rara governante e dai carichi permanenti risultano pari a 55.4mm e 21.7mm:

Deformed Shape (INV_SLE)

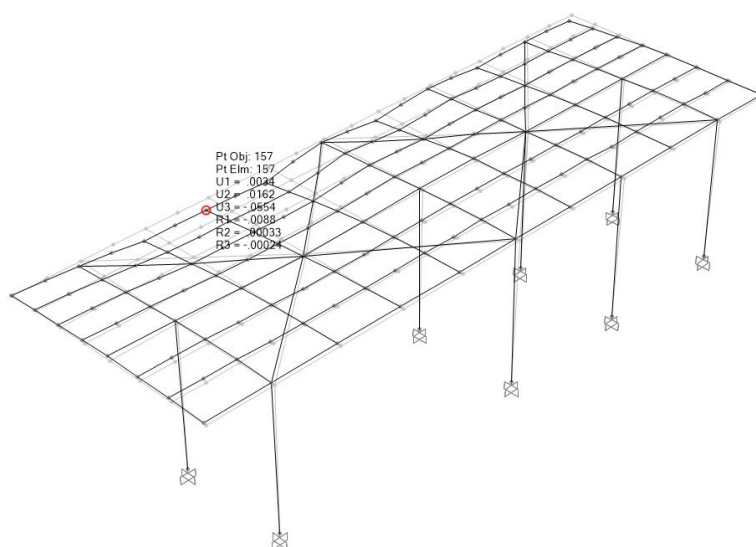


Figura 25 – Spostamenti massimi attesi

Deformed Shape (PP)

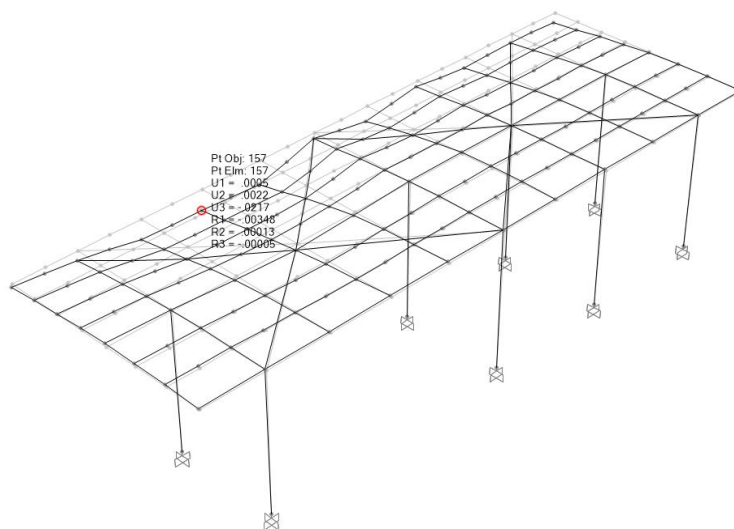


Figura 26 – Spostamenti massimi dai carichi permanenti

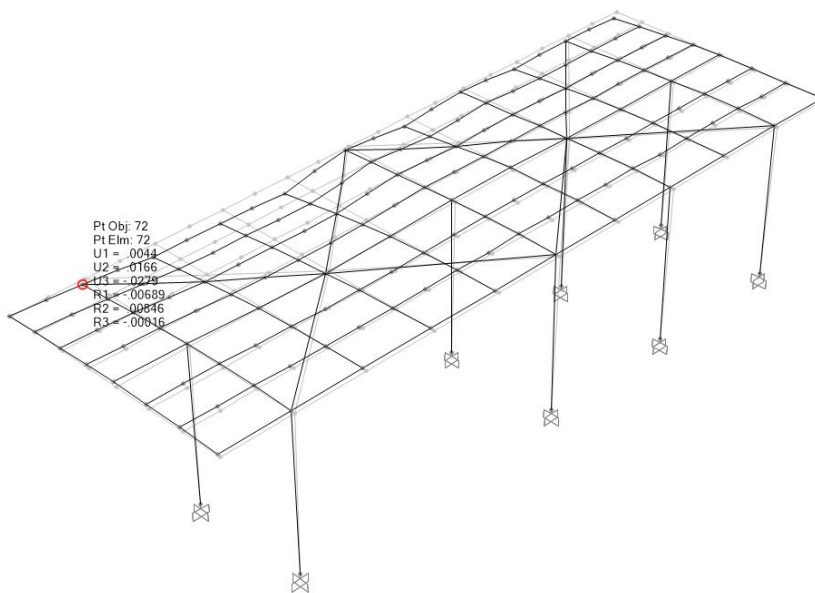


Figura 27 – Spostamento verticale massimo nella trave trasversale

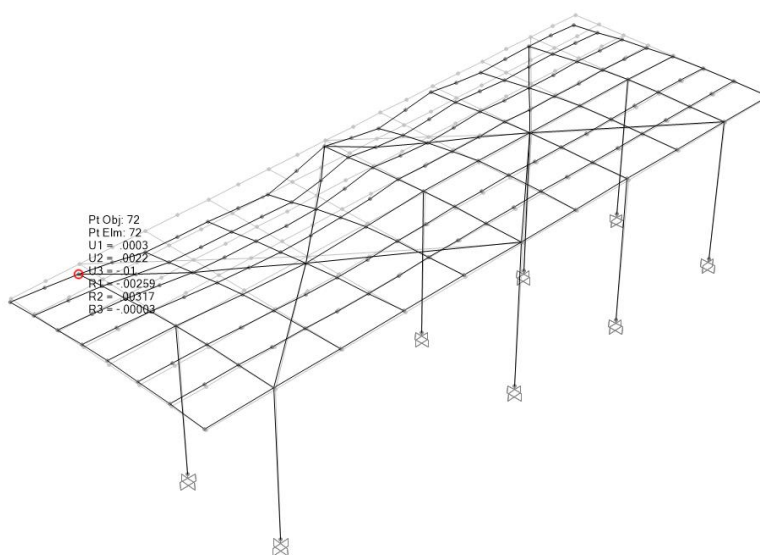


Figura 28 – Spostamento verticale dovuto ai carichi permanenti nella trave trasversale

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV0300001A	REV. A

La verifica secondo il §4.2.4.2.1 del DM2018 fornisce i seguenti risultati:

- spostamento elastico dovuto alla combinazione SLE:

Essendo lo spostamento verticale nella trave trasversale HEA360 nella posizione critica uguale a 27.9mm, lo spostamento relativo nel punto critico è pari a :

$$\delta_{\max} = 55.4 - 27.9 = 27.5 \text{ mm}$$

- spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti:

Analogiche considerazioni sono state fatte riguardo la deformazione dovuta ai carichi permanenti

$$\delta_1 = 21.7 - 10.0 = 11.7 \text{ mm}$$

- spostamento elastico dovuto ai carichi variabili:

$$\delta_2 = 27.5 - 11.7 = 15.8 \text{ mm}$$

- spostamento massimo nello stato finale $\delta_{\max} = 27.5 \text{ mm}$

La deformabilità degli elementi della copertura è pertanto:

$$L / \delta_2 = 2 \times 4400 / 15.8 = 557$$

$$L / \delta_{\max} = 2 \times 4400 / 27.5 = 320$$

$$L / 557 \leq L / 250$$

$$L / 320 \leq L / 200$$

lunghezza dello sbalzo = 4.4m

Si ha dunque: $L = 2 \times 4.4 = 8.8\text{m}$

La verifica risulta soddisfatta.

La verifica di deformabilità degli altri elementi strutturali è sintetizzata nella tabella seguente:

Tipologia pensilina con due pilastri assi 5-8 (TIPO 2)							
	Elementi	δ_{\max} [mm]	δ_2 [mm]	δ_1 [mm]	L/200 [mm]	L/250 [mm]	Verifica
1	HEB 360- travi longitudinali	18,9	11,5	7,4	50	40	OK
2	HEA 360- travi trasversali	2,6	2,6	0	20	16	OK
3	HEA 360-travi a mensola	27,5	15,8	11,7	44	35,2	OK
4	IPE 330- travi trasversali	6,9	4,3	2,6	20	16	OK
5	IPE 330- travi a mensola	26,5	16,3	10,2	44	35,2	OK
6	Mensole 2.5m	30	18,6	11,4	50,6	40,5	OK
7	IPE 160- arcarecci	10,8	6,7	4,1	12,5	10	OK

10.2 Verifiche di spostamenti laterali

Gli spostamenti laterali in copertura, dovuti a forze orizzontali, risultanti dall'involuppo delle SLE Rare, sono pari a 17.6 mm

Deformed Shape (INV_SLD)

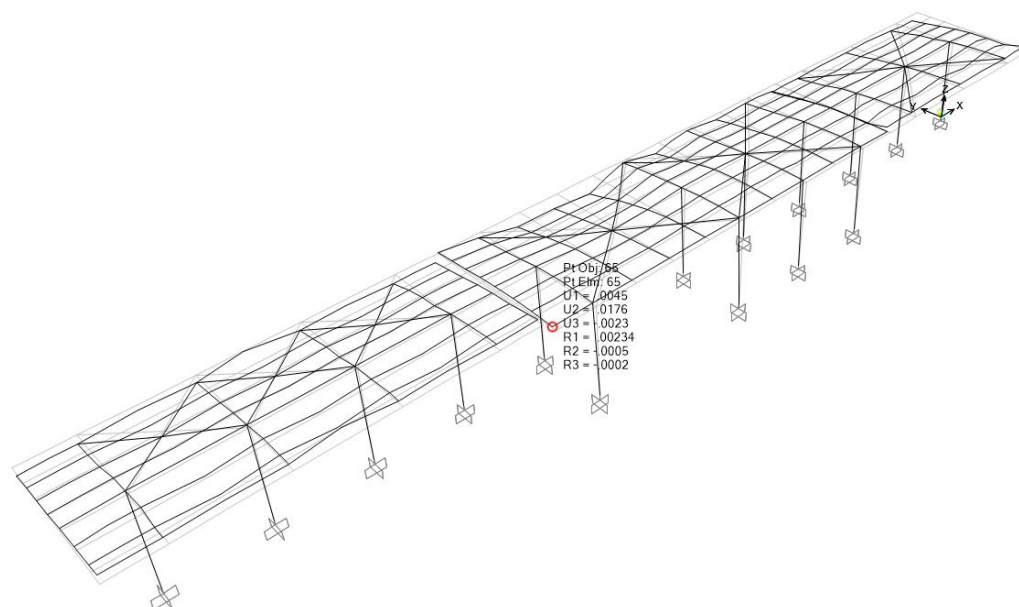


Figura 29 – Spostamenti massimi per il SLE_RR

La verifica secondo il §4.2.4.2.2 del DM2018 fornisce i seguenti risultati:

spostamento laterale dovuto ai carichi variabili $\delta=17.6$ mm

$$\delta/h \leq 1/300$$

$$\delta=17.6 \text{ mm} \leq 5350/300=17.8 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

10.3 Verifiche di rigidezza

Gli spostamenti laterali in copertura, risultanti dalle combinazioni il **SLO**, sono pari a 8 mm.

Deformed Shape (INV_SLO)

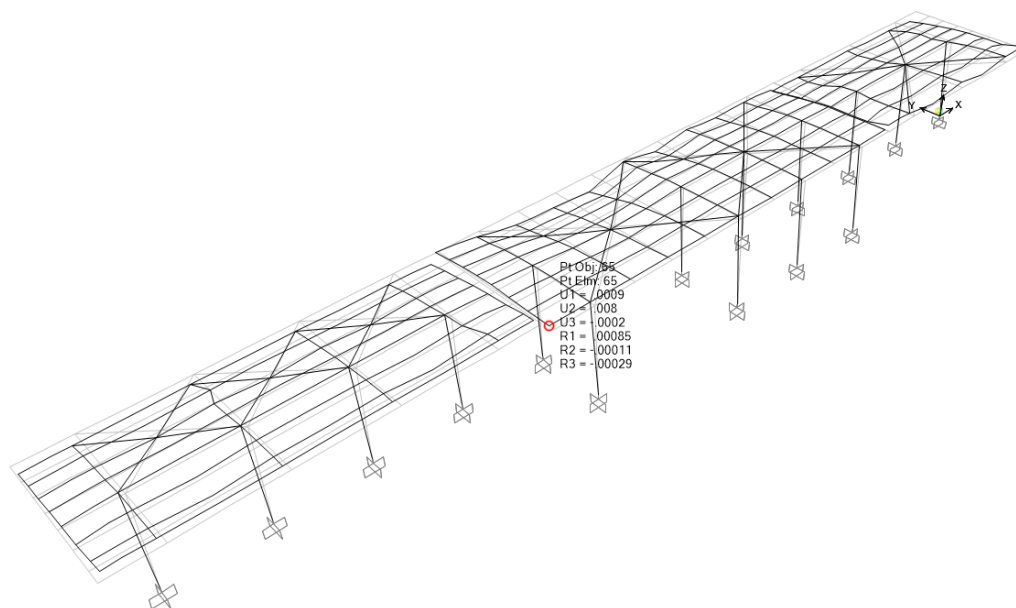


Figura 30 – Spostamenti massimi per il SLO

La verifica secondo il §7.3.6.1 del DM2018 fornisce i seguenti risultati:

$$q.dr \leq 0,005 \times 2/3 \times h$$

$$dr = 8 \text{ mm} < 0,005 \times 2/3 \times 5350 = 17,8 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

10.4 Verifiche del giunto strutturale

Gli spostamenti laterali in copertura dovuti alle combinazioni SLV sono pari a 18.8 mm.

Deformed Shape (INV_SLV)

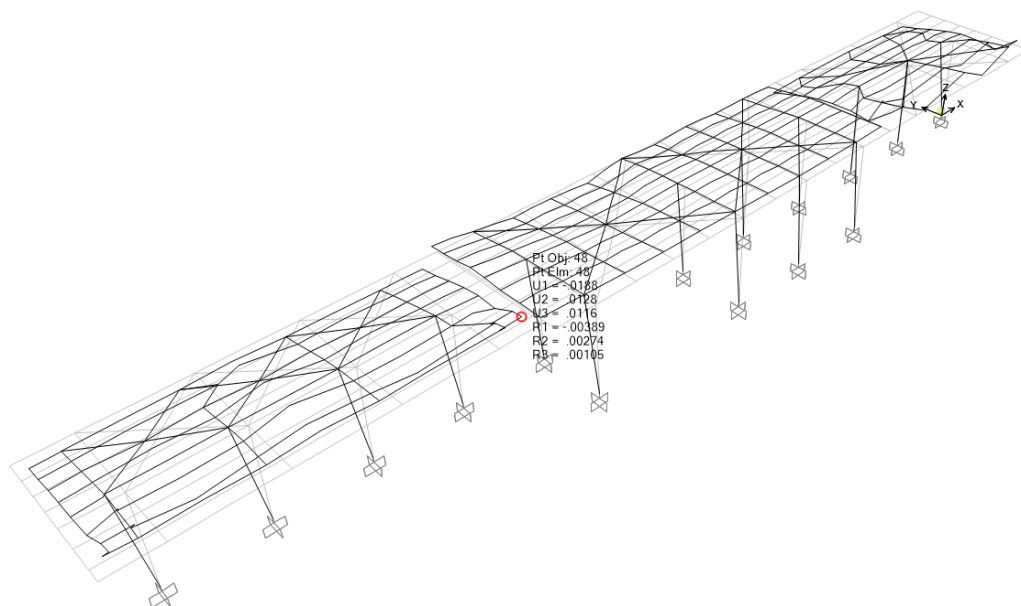


Figura 31 – Spostamenti massimi per il SLV

Gli spostamenti laterali in copertura dovuti allo carico Temperatura sono pari a 2.9 mm.

Deformed Shape (TEMPERATURA)

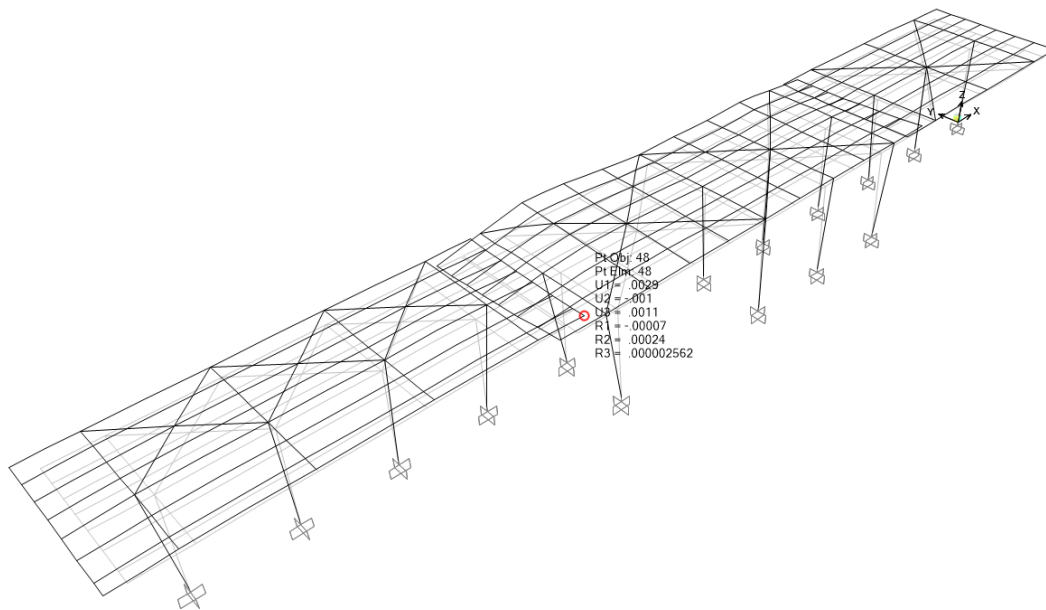


Figura 32 – Spostamenti massimi per il Temperatura

$$d_{SLV} = 18.8 \text{ mm} \quad d_T = 2.9 \text{ mm}$$

Il giunto tra i moduli della pensilina è di 50 mm.

$$2 \times (d_{SLV} + d_T) = 43.4 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$$

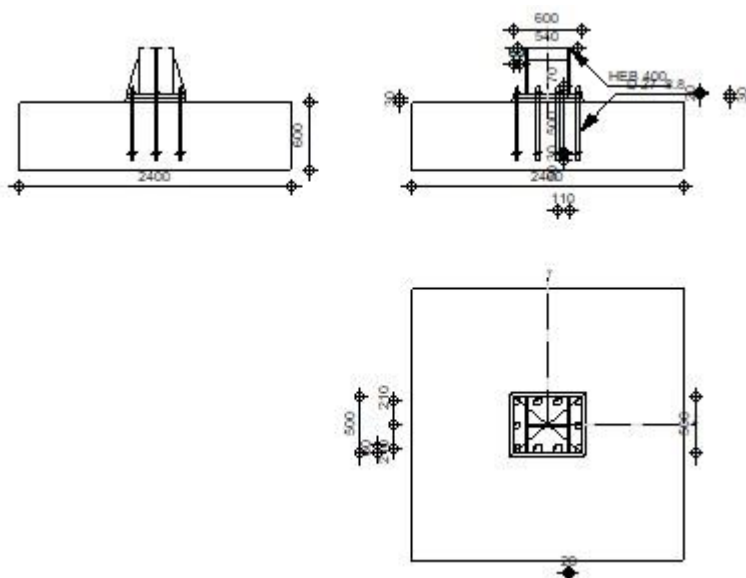
La verifica risulta soddisfatta.

11 VERIFICA DELLE CONNESSIONI

Le verifiche delle connessioni sono state verificate tramite il programma Autodesk Robot 2020

11.1 Calcolo della base colonna. Giunto ad incastro

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020</p> <p>Calcolo del plinto della colonna incastrato</p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	
		<p>Coefficient e 0,33</p>



Generale

N. giunto: 2

Nome del giunto: Fixed column base

Geometria

Colonna

Profilato: **HEB 400**

$L_c =$	5,00	[m]	Lunghezza della colonna
$a =$	0,0	[Deg]	Angolo d'inclinazione
$h_c =$	400	[mm]	Altezza della sezione della colonna
$b_{fc} =$	300	[mm]	Larghezza della sezione della colonna
$t_{wc} =$	14	[mm]	Spessore dell'anima della sezione della colonna
$t_{fc} =$	24	[mm]	Spessore dell'ala della sezione della colonna
$r_c =$	27	[mm]	Raggio di raccordo della sezione della colonna
$A_c =$	19800	[mm ²]	Area della sezione della colonna
$I_{yc} =$	57680000 0	[mm ⁴]	Momento di inerzia della sezione della colonna

Materiale: **S275**

$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Resistenza
$f_{uc} =$	430,00	[MPa]	Limite di resistenza del materiale

Plinto della colonna

$l_{pd} =$	600	[mm]	Lunghezza
$b_{pd} =$	500	[mm]	Larghezza
$t_{pd} =$	30	[mm]	Spessore

Materiale: **S275**

$f_{ypd} =$	275,00	[MPa]	Resistenza
$f_{upd} =$	430,00	[MPa]	Limite di resistenza del materiale

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV0300001A	REV. A

Ancoraggio

Il piano di taglio attraversa la parte FILETTATA del bullone.

Classe =	8.8	Classe di ancoraggi
$f_{yb} =$	640,00 [MPa]	Limite di plasticità del materiale del bullone
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Resistenza del materiale del bullone alla trazione
$d =$	27 [mm]	Diametro del bullone
$A_s =$	459 [mm ²]	Area della sezione efficace del bullone
$A_v =$	573 [mm ²]	Area della sezione del bullone
$n_H =$	4	Numero di colonne dei bulloni
$n_V =$	3	Numero di file di bulloni

Distanza orizzontale e_{Hi} = 180;180 [mm]

Distanza verticale e_{Vi} = 210 [mm]

Dimensioni di ancoraggi

$L_1 =$	70 [mm]
$L_2 =$	500 [mm]
$L_3 =$	50 [mm]

Piastrina di resistenza

$l_p =$	80 [mm]	Lunghezza
$b_p =$	80 [mm]	Larghezza

$l_p = 80$ [mm] Lunghezza

$t_p = 30$ [mm] Spessore

Materiale: S275

$f_y = 275,00$ [MPa] Resistenza

Rondella

$l_{wd} = 60$ [mm] Lunghezza

$b_{wd} = 60$ [mm] Larghezza

$t_{wd} = 20$ [mm] Spessore

Irrigidimento

$w_s = 500$ [mm] Larghezza

$h_s = 300$ [mm] Altezza

$t_s = 20$ [mm] Spessore

$d_1 = 20$ [mm] Intaglio

$d_2 = 20$ [mm] Intaglio

Coefficienti di materiale

$g_{M0} = 1,00$ Coefficiente di sicurezza parziale

$g_{M2} = 1,25$ Coefficiente di sicurezza parziale

$g_C = 1,50$ Coefficiente di sicurezza parziale

Plinto di fondazione

$L = 2400$ [mm] Lunghezza del plinto

Plinto di fondazione

$L = 2400$ [mm] Lunghezza del plinto

$B = 2400$ [mm] Larghezza del plinto

$H = 600$ [mm] Altezza del plinto

Calcestruzzo

Class
e C30

$f_{ck} = 30,00$ [MPa] Resistenza caratteristica alla compressione

Getto di sigillatura

$t_g = 30$ [mm] Spessore del getto di sigillatura

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Resistenza caratteristica alla compressione

$C_{f,d} = 0,30$ Coeff. di attrito tra la piastra di base e il calcestruzzo

Saldature

$a_p = 12$ [mm] Piastra principale del plinto della colonna

$a_s = 15$ [mm] Irrigidimenti

Carichi

Condizione Calcolo manuale.

$N_{j,Ed} = -96,00$ [kN] Azione assiale

$V_{j,Ed,z} = 14,00$ [kN] Azione tagliante

$$N_{j,Ed} = -96,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Azione assiale}$$

$$M_{j,Ed,y} = 134,00 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Momento flettente}$$

Risultati

Zona di compressione

COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

$$f_{cd} = 20,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Resistenza di calcolo alla compressione} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.6.(1)]}$$

$$f_j = 27,97 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Resistenza di calcolo del materiale del giunto sotto la piastra di base} \quad \text{di [6.2.5.(7)]}$$

$$c = t_p \cdot \ddot{O}(f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot g_{M0}))$$

$$c = 54 \quad [\text{mm}] \quad \text{Larghezza dell'appoggio addizionale} \quad \text{[6.2.5.(4)]}$$

$$b_{\text{eff}} = 133 \quad [\text{mm}] \quad \text{Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala} \quad \text{[6.2.5.(3)]}$$

$$l_{\text{eff}} = 409 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala} \quad \text{[6.2.5.(3)]}$$

$$A_{c0} = 54193 \quad [\text{mm}^2] \quad \text{Zona di contatto della piastra di base e della fondazione} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$A_{c1} = \frac{40130}{2} \quad [\text{mm}^2] \quad \text{Area di calcolo massima della ripartizione del carico} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$F_{\text{rd}u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \ddot{O}(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$$

$$F_{\text{rd}u} = 2949,43 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistenza del calcestruzzo alla pressione} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$b_j = 0,67 \quad \text{Coefficiente di riduzione per la compressione} \quad \text{[6.2.5.(7)]}$$

$$f_{jd} = b_j \cdot F_{\text{rd}u} / (b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}})$$

$$f_{jd} = 36,28 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Resistenza di calcolo del materiale del giunto} \quad \text{[6.2.5.(7)]}$$

$$A_{c,n} = 160746 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Area di compressione efficace} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$A_{c,y} = 65512 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Area di flessione } M_y \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,n} = 5832,32 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del calcestruzzo alla compressione} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,y} = 2376,96 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del calcestruzzo alla flessione } M_y \quad [6.2.8.3.(1)]$$

ALA E ANIMA DELLA COLONNA IN COMPRESSIONE

$$CL = 1,00 \quad \text{Classe di sezione} \quad \text{EN 1993-1-1:[5.5.2]}$$

$$W_{pl,y} = \frac{475200}{0} \text{ [mm}^3\text{]} \quad \text{Fattore plastico della sezione} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{c,Rd,y} = 1306,80 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistenza di calcolo della sezione alla flessione} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_{f,y} = 376 \text{ [mm]} \quad \text{Distanza tra i centri di gravità delle ali} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 3475,53 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza dell'ala compressa e dell'anima} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

RESISTENZA DEL PLINTO NELLA ZONA COMPRESSA

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 5832,32 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del plinto alla compressione assiale} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 2376,96 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del plinto nella zona compressa} \quad [6.2.8.3]$$

Zona in trazione

ROTTURA DEL BULLONE D'ANCORAGGIO

$A_b = 459$ [mm²] Area efficace del bullone [Tabella 3.4]

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Resistenza del materiale del bullone alla trazione [Tabella 3.4]

$\beta = 0,85$ Coefficiente di riduzione della resistenza del bullone [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / g_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 224,73$ [kN] Resistenza del bullone alla rottura [Tabella 3.4]

$g_{Ms} = 1,20$ Coefficiente di sicurezza parziale CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 640,00$ [MPa] Limite di plasticità del materiale del bullone CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / g_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 244,80$ [kN] Resistenza del bullone alla rottura CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 224,73$ [kN] Resistenza del bullone alla rottura

STRAPPO DEL BULLONE DI ANCORAGGIO DAL CALCESTRUZZO

$f_{ck} = 30,00$ [MPa] Resistenza caratteristica del calcestruzzo alla compressione EN 1992-1:[3.1.2]

$A_h = 5827$ [mm²] Area di contatto della piastrina di ancoraggio CEB [15.1.2.3]

$p_k = 210,0$ [MPa] Resistenza caratteristica del calcestruzzo allo strappo CEB [15.1.2.3]

$g_{Mp} = 2,16$ Coefficiente di sicurezza parziale CEB [3.2.3.1]

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO DEFINITIVO					
	RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV0300001A	REV. A	FOGLIO 103 di 130

$$F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / g_{Mp}$$

$$F_{t,Rd,p} = 607,03 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza di calc. per il sollevamento} \quad \text{CEB [9.2.3]}$$

STRAPPO DEL CONO DEL CALCESTRUZZO

$$h_{ef} = 470 \text{ [mm]} \quad \text{Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 502,28 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza caratteristica del bullone d'ancoraggio} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$s_{cr,N} = 1410 \text{ [mm]} \quad \text{Larghezza critica del cono del calcestruzzo} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c_{cr,N} = 705 \text{ [mm]} \quad \text{Distanza critica dal bordo della fondazione} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N0} = \frac{198810}{0} \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Area massima del cono} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N} = 860100 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Area reale del cono} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$y_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$$y_{A,N} = 0,43 \quad \text{Coeff. dipendente dall'interasse dell'ancoraggio e dalla distanza dal bordo} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c = 705 \text{ [mm]} \quad \text{Distanza minima dell'ancoraggio dal bordo} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$y_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$y_{s,N} = \frac{1,0}{0} \quad \text{Coeff. dipendente dalla distanza dell'ancoraggio dal bordo della fondazione} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$y_{ec,N} = \frac{1,0}{0} \quad \text{Coeff. dipendente dalla ripartizione delle forze di trazione negli ancoraggi} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$y_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}] / 200 \leq 1.0$$

$$y_{re,N} = \begin{matrix} 1,0 \\ 0 \end{matrix} \quad \text{Coeff. dipendente dalla densità dell'armatura della fondazione della CEB [9.2.4]}$$

$$y_{ucr,N} = \begin{matrix} 1,0 \\ 0 \end{matrix} \quad \text{Coeff. dipendente dal grado di fessurazione del calcestruzzo CEB [9.2.4]}$$

$$g_{Mc} = \frac{2,1}{6} \quad \text{Coefficiente di sicurezza parziale CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * y_{A,N} * y_{s,N} * y_{ec,N} * y_{re,N} * y_{ucr,N} / g_{Mc}$$

$$F_{t,Rd,c} = \begin{matrix} 100,6 \\ 0 \end{matrix} \quad \text{Resistenza di calcolo dell'ancoraggio allo strappo del cono del EN 1992-1: [8.4.2.(2)]}$$

[kN] calcestruzzo

SPACCO DEL CALCESTRUZZO

$$h_{ef} = 470 \quad \text{[mm]} \quad \text{Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio CEB [9.2.5]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 502,28 \quad \text{[kN]} \quad \text{Resistenza di calc. per il sollevamento CEB [9.2.5]}$$

$$s_{cr,N} = 940 \quad \text{[mm]} \quad \text{Larghezza critica del cono del calcestruzzo CEB [9.2.5]}$$

$$c_{cr,N} = 470 \quad \text{[mm]} \quad \text{Distanza critica dal bordo della fondazione CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N0} = 883600 \quad \text{[mm}^2\text{]} \quad \text{Area massima del cono CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N} = 426133 \quad \text{[mm}^2\text{]} \quad \text{Area reale del cono CEB [9.2.5]}$$

$$y_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$$y_{A,N} = 0,48 \quad \text{Coeff. dipendente dall'interasse dell'ancoraggio e dalla distanza dal bordo CEB [9.2.5]}$$

$$c = 470 \quad \text{[mm]} \quad \text{Distanza minima dell'ancoraggio dal bordo CEB [9.2.5]}$$

$$y_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$y_{s,N} = \begin{matrix} 1,0 \\ 0 \end{matrix} \quad \text{Coeff. dipendente dalla distanza dell'ancoraggio dal bordo della fondazione della CEB [9.2.5]}$$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NB1R</p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV0300001A</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

$$y_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$y_{s,N} = \begin{matrix} 1,0 \\ 0 \end{matrix} \quad \text{Coeff. dipendente dalla distanza dell'ancoraggio dal bordo della fondazione della CEB [9.2.5]}$$

$$y_{ec,N} = \begin{matrix} 1,0 \\ 0 \end{matrix} \quad \text{Coeff. dipendente dalla ripartizione delle forze di trazione negli ancoraggi CEB [9.2.5]}$$

$$y_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$$y_{re,N} = \begin{matrix} 1,0 \\ 0 \end{matrix} \quad \text{Coeff. dipendente dalla densità dell'armatura della fondazione della CEB [9.2.5]}$$

$$y_{ucr,N} = \begin{matrix} 1,0 \\ 0 \end{matrix} \quad \text{Coeff. dipendente dal grado di fessurazione del calcestruzzo CEB [9.2.5]}$$

$$y_{h,N} = (h / (2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$$y_{h,N} = 0,74 \quad \text{Coeff. dipendente dall'altezza della fondazione della CEB [9.2.5]}$$

$$g_{M,sp} = 2,16 \quad \text{Coefficiente di sicurezza parziale CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,sp} = N_{RK,c}^0 * y_{A,N} * y_{s,N} * y_{ec,N} * y_{re,N} * y_{ucr,N} * y_{h,N} / g_{M,sp}$$

$$F_{t,Rd,sp} = \frac{83,1}{4} \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza di calcolo dell'ancoraggio allo spacco del calcestruzzo della CEB [9.2.5]}$$

RESISTENZA DELL'ANCORAGGIO ALLA TRAZIONE

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p})$$

$$F_{t,Rd} = 224,73 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza dell'ancoraggio alla trazione}$$

FLESSIONE DELLA PIASTRA DI BASE

Momento flettente $M_{j,Ed,y}$

$$l_{eff,1} = 237 \quad [mm] \quad \text{Lunghezza efficace per un bullone per il modo 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$l_{eff,2} = 237 \quad [mm] \quad \text{Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 56 \quad [mm] \quad \text{Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 14,64 \quad [kN*m] \quad \text{Resistenza plastica della piastra per il modo 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 14,64 \quad [kN*m] \quad \text{Resistenza plastica della piastra per il modo 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{1037,8}{3} \quad [kN] \quad \text{Resistenza della piastra per il modo 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 425,36 \quad [kN] \quad \text{Resistenza della piastra per il modo 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 674,19 \quad [kN] \quad \text{Resistenza della piastra per il modo 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = 425,36 \quad [kN] \quad \text{Resistenza della piastra in trazione} \quad [6.2.4]$$

RESISTENZA DEL PLINTO NELLA ZONA IN TRAZIONE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 425,36 \quad [kN] \quad \text{Resistenza del plinto nella zona tesa} \quad [6.2.8.3]$$

Controllo della resistenza del giunto

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad (6.24) \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{verificato} \quad (0,02)$$

$$e_y = 1396 \quad [mm] \quad \text{Eccentricità dell'azione assiale} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 188 \quad [mm] \quad \text{Braccio di leva } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 270 \quad [mm] \quad \text{Braccio di leva } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$e_y = 1396 \text{ [mm]} \quad \text{Eccentricità dell'azione assiale} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Rd,y} = 410,35 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistenza del giunto alla flessione} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,33 < 1,00 \quad \text{verificato (0,33)}$$

Taglio

PRESSIONE DEL BULLONE D'ANCORAGGIO SULLA PIASTRA DI BASE

Taglio della forza $V_{j,Ed,z}$

$$a_{d,z} = \frac{0,3}{4} \quad \text{Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$a_{b,z} = \frac{0,3}{4} \quad \text{Coeff. per il calcolo della resistenza } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$k_{1,z} = \frac{2,1}{6} \quad \text{Coeff. di posizione dei bulloni: perpendicolari alla direzione del taglio} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * a_{b,z} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = \frac{207,7}{4} \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del bullone d'ancoraggio alla pressione sulla piastra di base} \quad [6.2.2.(7)]$$

TAGLIO DEL BULLONE D'ANCORAGGIO

$$a_b = 0,25 \quad \text{Coeff. per il calcolo della resistenza } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{sb} = 459 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Area della sezione efficace del bullone} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 800,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Resistenza del materiale del bullone alla trazione} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$g_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficiente di sicurezza parziale} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = a_b * f_{ub} * A_{sb} / g_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = \frac{72,8}{5} \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del bullone al taglio - senza effetto della leva} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$a_M = 2,00 \quad \text{Coeff. dipendente dal fissaggio di un ancoraggio alla fondazione} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = 1,22 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistenza caratteristica dell'ancoraggio alla flessione} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 59 \text{ [mm]} \quad \text{Lunghezza del braccio di leva} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$g_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficiente di sicurezza parziale} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$F_{v,Rd,sm} = a_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * g_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = \frac{34,6}{3} \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del bullone al taglio - con effetto della leva} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

DISTRUZIONE DEL CONO DEL CALCESTRUZZO

$$N_{Rk,c} = 217,30 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza di calc. per il sollevamento} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coeff. dipendente dalla lunghezza dell'ancoraggio} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$g_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficiente di sicurezza parziale} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / g_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 201,20 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del calcestruzzo alla distruzione} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

DISTRUZIONE DEL BORDO DEL CALCESTRUZZO

Taglio della forza $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = \frac{911,4}{6} \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza caratteristica del bullone d'ancoraggio} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$y_{A,V,z} = 0,31 \quad \text{Coeff. dipendente dall'interasse dell'ancoraggio e dalla distanza dal bordo} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

Taglio della forza $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = \frac{911,4}{6} \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza caratteristica del bullone d'ancoraggio} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$y_{h,v,z} = 1,32 \quad \text{Coeff. dipendente dallo spessore della fondazione} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$y_{s,v,z} = 0,91 \quad \text{Coeff. di influenza dei bordi paralleli all'azione tagliante} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$y_{ec,v,z} = 1,00 \quad \text{Coeff. di irregolarità della ripartizione dell'azione tagliante sui singoli ancoraggi di un gruppo} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$y_{a,v,z} = 1,00 \quad \text{Coeff. dipendente dall'angolo dell'azione tagliante} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$y_{ucr,v,z} = 1,00 \quad \text{Coeff. dipendente dal tipo di armatura dei bordi utilizzata} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$g_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficiente di sicurezza parziale} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot y_{a,v,z} \cdot y_{h,v,z} \cdot y_{s,v,z} \cdot y_{ec,v,z} \cdot y_{a,v,z} \cdot y_{ucr,v,z} / g_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = \frac{155,7}{7} \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del calcestruzzo alla distruzione del bordo} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

SLITTAMENTO DEL PLINTO

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coeff. di attrito tra la piastra di base e il calcestruzzo} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 96,00 \text{ [kN]} \quad \text{Azione di compressione} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 28,80 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza allo slittamento} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

CONTROLLO DEL TAGLIO

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 375,12 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del giunto al taglio} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$$

$$0,04 < 1,00$$

verificato (0,04)

Controllo degli irrigidimenti

Irrigidimento perpendicolare all'anima (sul prolungamento delle ali della colonna)

$$M_1 = 3,43 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Momento flettente dell'irrigidimento}$$

$$Q_1 = 68,55 \quad [\text{kN}] \quad \text{Azione tagliante dell'irrigidimento}$$

$$z_s = 81 \quad [\text{mm}] \quad \text{Posizione dell'asse neutro (dalla base della piastra)}$$

$$I_s = 14368500 \quad [\text{mm}^4] \quad \text{Momento di inerzia dell'irrigidimento}$$

$$s_d = 1,22 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione normale a contatto dell'irrigidimento e piastra} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$s_g = 5,94 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione normale nelle fibre superiori} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$t = 11,43 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale nell'irrigidimento} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$s_z = 19,83 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione equivalente a contatto dell'irrigidimento e piastra} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max (s_g, t / (0,58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1,0 \quad (6.1) \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{verificato (0,07)}$$

Saldature tra la colonna e la piastra della base

$$s_\wedge = 21,16 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione normale nella saldatura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_\wedge = 21,16 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale perpendicolare} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{\text{II}} = 0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale parallela a } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{\text{II}} = 1,66 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale parallela a } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$b_w = 0,85 \quad \text{Coefficiente dovuto alla resistenza} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$s_\wedge / (0,9 \cdot f_u / g_{M2}) \leq 1,0 \quad (4.1)$$

$$0,07 < 1,00$$

verificato (0,07)

$$s_{\wedge} / (0.9 \cdot f_u / g_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{verificato (0,07)}$$

$$\ddot{O}(s_{\wedge}^2 + 3.0 (t_{yII}^2 + t_{\wedge}^2)) / (f_u / (b_w \cdot g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{verificato (0,10)}$$

$$\ddot{O}(s_{\wedge}^2 + 3.0 (t_{zII}^2 + t_{\wedge}^2)) / (f_u / (b_w \cdot g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{verificato (0,09)}$$

Saldature verticali degli irrigidimenti

Irrigidimento perpendicolare all'anima (sul prolungamento delle ali della colonna)

$$s_{\wedge} = 5,39 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione normale nella saldatura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{\wedge} = 5,39 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale perpendicolare} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{II} = 7,62 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale parallela} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$s_z = 17,03 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione totale equivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$b_w = 0,85 \quad \text{Coefficiente dovuto alla resistenza} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max (s_{\wedge}, t_{II} \cdot \ddot{O}_3, s_z) / (f_u / (b_w \cdot g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{verificato (0,04)}$$

Saldature orizzontali degli irrigidimenti

Irrigidimento perpendicolare all'anima (sul prolungamento delle ali della colonna)

$$s_{\wedge} = 16,16 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione normale nella saldatura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{\wedge} = 16,16 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale perpendicolare} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{II} = 11,10 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale parallela} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$s_z = 37,61 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione totale equivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$b_w = 0,85 \quad \text{Coefficiente dovuto alla resistenza} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max (s_{\wedge}, t_{II} \cdot \ddot{O}_3, s_z) / (f_u / (b_w \cdot g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{verificato (0,09)}$$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NB1R</p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D.44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV0300001A</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

Rigidezza del giunto

Momento flettente $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 133$ [mm] Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 409$ [mm] Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c \cdot \bar{\alpha} (b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)$$

$k_{13,y} = 23$ [mm] Coefficiente di rigidezza del calcestruzzo in compressione in [Tabella 6.11]

$l_{eff} = 237$ [mm] Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2 [6.2.6.5]

$m = 56$ [mm] Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento [6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} = 15$ [mm] Coefficiente di rigidezza della piastra di base in trazione in [Tabella 6.11]

$L_b = 310$ [mm] Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio [Tabella 6.11]

$$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,y} = 2$ [mm] Coefficiente di rigidezza dell'ancoraggio in trazione in [Tabella 6.11]

$l_{0,y} = 0,34$ Snellezza della colonna [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 30391,70$ [kN*m] Rigidezza di rotazione iniziale [Tabella 6.12]

$S_{j,rig,y} = 709464,0$ [kN*m] Rigidezza del giunto rigido [5.2.2.5]



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 44	CLFV0300001A	A	113 di 130

RELAZIONE DI CALCOLO

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDO

[5.2.2.5.(2)]

Giunto conforme alla norma

Coefficiente

0,33

11.2 Calcolo della base colonna nella zona di sottopasso. Giunto ad incastro



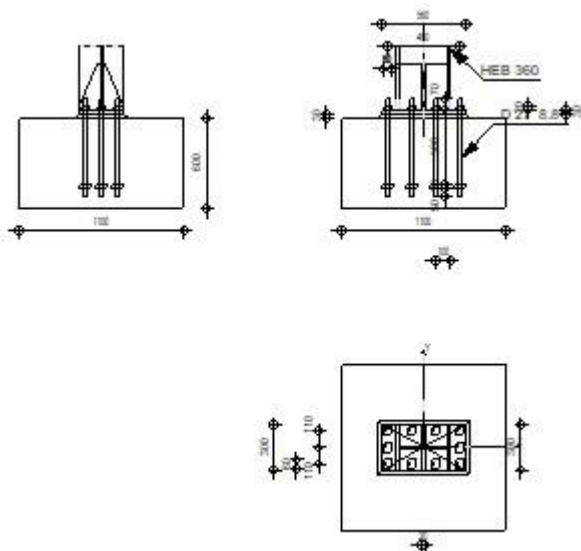
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcolo del plinto della colonna incastrato

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Coefficiente
0,63



Generale

N. giunto: 2

Nome del giunto: Fixed base column

Geometria

Colonna

Profilato: HEB 360

$L_c = 5,00$ [m] Lunghezza della colonna

$a = 0,0$ [Deg] Angolo d'inclinazione

$L_c =$	5,00	[m]	Lunghezza della colonna
$h_c =$	360	[mm]	Altezza della sezione della colonna
$b_{fc} =$	300	[mm]	Larghezza della sezione della colonna
$t_{wc} =$	13	[mm]	Spessore dell'anima della sezione della colonna
$t_{fc} =$	23	[mm]	Spessore dell'ala della sezione della colonna
$r_c =$	27	[mm]	Raggio di raccordo della sezione della colonna
$A_c =$	18100	[mm ²]	Area della sezione della colonna
$I_{yc} =$	43190000 0	[mm ⁴]	Momento di inerzia della sezione della colonna

Materiale: S275

$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Resistenza
$f_{uc} =$	430,00	[MPa]	Limite di resistenza del materiale

Plinto della colonna

$l_{pd} =$	560	[mm]	Lunghezza
$b_{pd} =$	300	[mm]	Larghezza
$t_{pd} =$	30	[mm]	Spessore

Materiale: S275

$f_{ypd} =$	275,00	[MPa]	Resistenza
$f_{upd} =$	430,00	[MPa]	Limite di resistenza del materiale

Ancoraggio

Il piano di taglio attraversa la parte FILETTATA del bullone.

Classe =	8.8	Classe di ancoraggi
$f_{yb} =$	640,00 [MPa]	Limite di plasticità del materiale del bullone
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Resistenza del materiale del bullone alla trazione
$d =$	27 [mm]	Diametro del bullone
$A_s =$	459 [mm ²]	Area della sezione efficace del bullone
$A_v =$	573 [mm ²]	Area della sezione del bullone
$n_H =$	4	Numero di colonne dei bulloni
$n_V =$	3	Numero di file di bulloni

Distanza orizzontale e_{Hi} = 160;160 [mm]

Distanza verticale e_{Vi} = 110 [mm]

Dimensioni di ancoraggi

$L_1 =$ 70 [mm]

$L_2 =$ 500 [mm]

$L_3 =$ 50 [mm]

Piastrina di resistenza

$l_p =$ 80 [mm] Lunghezza

$b_p =$ 80 [mm] Larghezza

$t_p =$ 30 [mm] Spessore

Materiale: S275

$f_y = 275,00$ [MPa] Resistenza

Rondella

$l_{wd} = 60$ [mm] Lunghezza

$b_{wd} = 60$ [mm] Larghezza

$t_{wd} = 20$ [mm] Spessore

Irrigidimento

$w_s = 300$ [mm] Larghezza

$h_s = 300$ [mm] Altezza

$t_s = 20$ [mm] Spessore

$d_1 = 20$ [mm] Intaglio

$d_2 = 20$ [mm] Intaglio

Coefficienti di materiale

$g_{M0} = 1,00$ Coefficiente di sicurezza parziale

$g_{M2} = 1,25$ Coefficiente di sicurezza parziale

$g_C = 1,50$ Coefficiente di sicurezza parziale

Plinto di fondazione

$L = 1100$ [mm] Lunghezza del plinto

$B = 1100$ [mm] Larghezza del plinto

$H = 600$ [mm] Altezza del plinto

Calcestruzzo

Class
e C30

$f_{ck} = 30,00$ [MPa] Resistenza caratteristica alla compressione

Getto di sigillatura

$t_g = 30$ [mm] Spessore del getto di sigillatura

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Resistenza caratteristica alla compressione

$C_{f,d} = 0,30$ Coeff. di attrito tra la piastra di base e il calcestruzzo

Saldature

$a_p = 12$ [mm] Piastra principale del plinto della colonna

$a_s = 12$ [mm] Irrigidimenti

Carichi

Condizione Calcolo manuale.

$N_{j,Ed} = -488,00$ [kN] Azione assiale

$V_{j,Ed,y} = -19,00$ [kN] Azione tagliante

$V_{j,Ed,z} = -53,00$ [kN] Azione tagliante

$M_{j,Ed,y} = -100,00$ [kN*m] Momento flettente

$M_{j,Ed,z} = 59,00$ [kN*m] Momento flettente

Risultati

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NB1R</p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV0300001A</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

Zona di compressione

COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

$f_{cd} = 20,00$ [MPa] Resistenza di calcolo alla compressione EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 32,37$ [MPa] Resistenza di calcolo del materiale del giunto sotto la piastra di base [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \ddot{O}(f_{yp}/(3*f_j*g_{M0}))$$

$c = 50$ [mm] Larghezza dell'appoggio addizionale [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 123$ [mm] Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 300$ [mm] Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 37042$ [mm²] Zona di contatto della piastra di base e della fondazione EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = \frac{33337}{8}$ [mm²] Area di calcolo massima della ripartizione del carico EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \ddot{O}(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 2222,52$ [kN] Resistenza del calcestruzzo alla pressione EN 1992-1:[6.7.(3)]

$b_j = 0,67$ Coefficiente di riduzione per la compressione [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = b_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 40,00$ [MPa] Resistenza di calcolo del materiale del giunto [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 120935$ [mm²] Area di compressione efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 37042$ [mm²] Area di flessione My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 55188$ [mm²] Area di flessione Mz [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{C,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 4837,40$ [kN] Resistenza del calcestruzzo alla compressione [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 1481,68$ [kN] Resistenza del calcestruzzo alla flessione M_y [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 2207,52$ [kN] Resistenza del calcestruzzo alla flessione M_z [6.2.8.3.(1)]

ALA E ANIMA DELLA COLONNA IN COMPRESSIONE

$CL = 1,00$ Classe di sezione EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = \frac{271175}{0}$ [mm³] Fattore plastico della sezione EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 745,73$ [kN*m] Resistenza di calcolo della sezione alla flessione EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 338$ [mm] Distanza tra i centri di gravità delle ali [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 2209,57$ [kN] Resistenza dell'ala compressa e dell'anima [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = \frac{144528}{1}$ [mm³] Fattore plastico della sezione EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 397,45$ [kN*m] Resistenza di calcolo della sezione alla flessione EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 150$ [mm] Distanza tra i centri di gravità delle ali [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$F_{c,fc,Rd,z} = 2649,68$ [kN] Resistenza dell'ala compressa e dell'anima [6.2.6.7.(1)]

RESISTENZA DEL PLINTO NELLA ZONA COMPRESSA

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 4837,40 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del plinto alla compressione assiale} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 1481,68 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del plinto nella zona compressa} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 2207,52 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del plinto nella zona compressa} \quad [6.2.8.3]$$

Zona in trazione

ROTTURA DEL BULLONE D'ANCORAGGIO

$$A_b = 459 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Area efficace del bullone} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$f_{ub} = 800,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Resistenza del materiale del bullone alla trazione} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$\text{Beta} = 0,85 \quad \text{Coefficiente di riduzione della resistenza del bullone} \quad [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 224,73 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del bullone alla rottura} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$$

$$F_{t,Rd,s} = 224,73 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del bullone alla rottura}$$

RESISTENZA DELL'ANCORAGGIO ALLA TRAZIONE

$$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$$

$$F_{t,Rd} = 224,73 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza dell'ancoraggio alla trazione}$$

FLESSIONE DELLA PIASTRA DI BASE

Momento flettente $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 150$ [mm] Lunghezza efficace per un bullone per il modo 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 150$ [mm] Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2 [6.2.6.5]

$m = 46$ [mm] Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 9,28$ [kN*m] Resistenza plastica della piastra per il modo 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 9,28$ [kN*m] Resistenza plastica della piastra per il modo 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 799,70$ [kN] Resistenza della piastra per il modo 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 526,82$ [kN] Resistenza della piastra per il modo 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 674,18$ [kN] Resistenza della piastra per il modo 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y} = 526,82$ [kN] Resistenza della piastra in trazione [6.2.4]

Momento flettente $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 158$ [mm] Lunghezza efficace per un bullone per il modo 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 158$ [mm] Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2 [6.2.6.5]

$m = 46$ [mm] Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 9,77$ [kN*m] Resistenza plastica della piastra per il modo 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 9,77$ [kN*m] Resistenza plastica della piastra per il modo 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 841,54$ [kN] Resistenza della piastra per il modo 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 642,07$ [kN] Resistenza della piastra per il modo 2 [6.2.4]

Momento flettente $M_{j,Ed,z}$

$$l_{eff,1} = 158 \quad [mm] \quad \text{Lunghezza efficace per un bullone per il modo 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$F_{T,3,Rd} = 898,91 \quad [kN] \quad \text{Resistenza della piastra per il modo 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = 642,07 \quad [kN] \quad \text{Resistenza della piastra in trazione} \quad [6.2.4]$$

RESISTENZA DELL'ANIMA DELLA COLONNA ALLA TRAZIONE

Momento flettente $M_{j,Ed,z}$

$$t_{wc} = 13 \quad [mm] \quad \text{Spessore efficace dell'anima della colonna} \quad [6.2.6.3.(8)]$$

$$b_{eff,t,wc} = 411 \quad [mm] \quad \text{Larghezza efficace dell'anima in trazione} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$A_{vc} = 6096 \quad [mm^2] \quad \text{Area al taglio} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$w = 0,72 \quad \text{Coefficiente di riduzione per l'interazione con il taglio} \quad [6.2.6.3.(4)]$$

$$F_{t,wc,Rd,z} = w b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{t,wc,Rd,z} = 1018,35 \quad [kN] \quad \text{Resistenza dell'anima della colonna} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

RESISTENZA DEL PLINTO NELLA ZONA IN TRAZIONE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 526,82 \quad [kN] \quad \text{Resistenza del plinto nella zona tesa} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$$

$$F_{T,Rd,z} = 642,07 \quad [kN] \quad \text{Resistenza del plinto nella zona tesa} \quad [6.2.8.3]$$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NB1R</p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV0300001A</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

Controllo della resistenza del giunto

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad (6.24) \qquad 0,10 < 1,00 \qquad \text{verificato} \quad (0,10)$$

$$e_y = 205 \quad [\text{mm}] \quad \text{Eccentricità dell'azione assiale} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 169 \quad [\text{mm}] \quad \text{Braccio di leva } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 240 \quad [\text{mm}] \quad \text{Braccio di leva } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 278,94 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Resistenza del giunto alla flessione} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad (6.23) \qquad 0,36 < 1,00 \qquad \text{verificato} \quad (0,36)$$

$$e_z = 121 \quad [\text{mm}] \quad \text{Eccentricità dell'azione assiale} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,z} = 75 \quad [\text{mm}] \quad \text{Braccio di leva } F_{C,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,z} = 110 \quad [\text{mm}] \quad \text{Braccio di leva } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 213,84 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Resistenza del giunto alla flessione} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad (6.23) \qquad 0,28 < 1,00 \qquad \text{verificato} \quad (0,28)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \qquad 0,63 < 1,00 \qquad \text{verificato} \quad (0,63)$$

Taglio

PRESSIONE DEL BULLONE D'ANCORAGGIO SULLA PIASTRA DI BASE

Taglio della forza $V_{j,Ed,y}$

$$a_{d,y} = \frac{0,4}{6} \quad \text{Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$a_{b,y} = \frac{0,4}{6} \quad \text{Coeff. per il calcolo della resistenza } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO DEFINITIVO					
	RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV0300001A	REV. A	FOGLIO 125 di 130

Taglio della forza $V_{j,Ed,y}$

$$a_{d,y} = \frac{0,4}{6} \quad \text{Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$k_{1,y} = \frac{2,1}{6} \quad \text{Coeff. di posizione dei bulloni: perpendicolari alla direzione del taglio} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * a_{b,y} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = \frac{276,9}{8} \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistenza del bullone d'ancoraggio alla pressione sulla piastra di base} \quad [6.2.2.(7)]$$

Taglio della forza $V_{j,Ed,z}$

$$a_{d,z} = 0,46 \quad \text{Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$a_{b,z} = 0,46 \quad \text{Coeff. per il calcolo della resistenza } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,16 \quad \text{Coeff. di posizione dei bulloni: perpendicolari alla direzione del taglio} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * a_{b,z} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = \frac{276,9}{8} \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistenza del bullone d'ancoraggio alla pressione sulla piastra di base} \quad [6.2.2.(7)]$$

TAGLIO DEL BULLONE D'ANCORAGGIO

$$a_b = 0,25 \quad \text{Coeff. per il calcolo della resistenza } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{sb} = 459 \quad [\text{mm}^2] \quad \text{Area della sezione efficace del bullone} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 800,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Resistenza del materiale del bullone alla trazione} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$g_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficiente di sicurezza parziale} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = a_b * f_{ub} * A_{sb} / g_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = \frac{72,8}{5} \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del bullone al taglio - senza effetto della leva} \quad [6.2.2.(7)]$$

SLITTAMENTO DEL PLINTO

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coeff. di attrito tra la piastra di base e il calcestruzzo} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 488,00 \text{ [kN]} \quad \text{Azione di compressione} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 146,40 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza allo slittamento} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTROLLO DEL TAGLIO

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 874,92 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del giunto al taglio } V_{j,Rd}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{verificato (0,02)}$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 874,92 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del giunto al taglio } V_{j,Rd}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{verificato (0,06)}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{verificato (0,08)}$$

Controllo degli irrigidimenti

Irrigidimento perpendicolare all'anima (a metà altezza dell'anima della colonna)

$$M_1 = 26,67 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Momento flettente dell'irrigidimento}$$

$$Q_1 = 371,12 \quad [\text{kN}] \quad \text{Azione tagliante dell'irrigidimento}$$

$$z_s = 104 \quad [\text{mm}] \quad \text{Posizione dell'asse neutro (dalla base della piastra)}$$

$$I_s = \frac{12043520}{3} \quad [\text{mm}^4] \quad \text{Momento di inerzia dell'irrigidimento}$$

$$s_d = 16,43 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione normale a contatto dell'irrigidimento e piastra} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$s_g = 50,01 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione normale nelle fibre superiori} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$t = 61,85 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale nell'irrigidimento} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$s_z = 108,39 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione equivalente a contatto dell'irrigidimento e piastra} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max (s_g, t / (0,58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1,0 \quad (6.1) \quad 0,39 < 1,00 \quad \text{verificato (0,39)}$$

Saldature tra la colonna e la piastra della base

$$s_\wedge = 59,58 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione normale nella saldatura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_\wedge = 59,58 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale perpendicolare} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{yII} = -0,92 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale parallela a } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{zII} = -7,01 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale parallela a } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$b_w = 0,85 \quad \text{Coefficiente dovuto alla resistenza} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$s_\wedge / (0,9 \cdot f_w / g_{M2}) \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,19 < 1,00 \quad \text{verificato (0,19)}$$

$$\sqrt{(s_\wedge^2 + 3,0 (t_{yII}^2 + t_\wedge^2)) / (f_w / (b_w \cdot g_{M2}))} \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,29 < 1,00 \quad \text{verificato (0,29)}$$

$$\sqrt{(s_\wedge^2 + 3,0 (t_{zII}^2 + t_\wedge^2)) / (f_w / (b_w \cdot g_{M2}))} \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,16 < 1,00 \quad \text{verificato (0,16)}$$

Saldature verticali degli irrigidimenti

Irrigidimento perpendicolare all'anima (a metà altezza dell'anima della colonna)

$$s_{\wedge} = 52,39 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione normale nella saldatura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{\wedge} = 52,39 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale perpendicolare} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{\parallel} = 51,54 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale parallela} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$s_z = 137,66 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione totale equivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$b_w = 0,85 \quad \text{Coefficiente dovuto alla resistenza} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max (s_{\wedge}, t_{\parallel} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,34 < 1,00 \quad \text{verificato} \quad (0,34)$$

Saldature orizzontali degli irrigidimenti

Irrigidimento perpendicolare all'anima (a metà altezza dell'anima della colonna)

$$s_{\wedge} = 76,06 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione normale nella saldatura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{\wedge} = 76,06 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale perpendicolare} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{\parallel} = 51,39 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale parallela} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$s_z = 176,26 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione totale equivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$b_w = 0,85 \quad \text{Coefficiente dovuto alla resistenza} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max (s_{\wedge}, t_{\parallel} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,44 < 1,00 \quad \text{verificato} \quad (0,44)$$

Rigidezza del giunto

Momento flettente $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 123 \quad [\text{mm}] \quad \text{Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 300 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c * \ddot{O}(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D.44	DOCUMENTO CLFV0300001A	REV. A

$k_{13,y} = 19$ [mm] Coefficiente di rigidezza del calcestruzzo in compressione [Tabella 6.11]

$l_{eff} = 150$ [mm] Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2 [6.2.6.5]

$m = 46$ [mm] Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento [6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} = 17$ [mm] Coefficiente di rigidezza della piastra di base in trazione [Tabella 6.11]

$L_b = 310$ [mm] Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio [Tabella 6.11]

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$k_{16,y} = 2$ [mm] Coefficiente di rigidezza dell'ancoraggio in trazione [Tabella 6.11]

$l_{0,y} = 0,38$ Snellezza della colonna [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = \frac{172939,6}{0}$ [kN*m] Rigidezza di rotazione iniziale [Tabella 6.12]

$S_{j,rig,y} = \frac{531237,0}{0}$ [kN*m] Rigidezza del giunto rigido [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDO [5.2.2.5.(2)]

Momento flettente $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c * \ddot{O}(A_{c,z}) / (1.275 * E)$$

$k_{13,z} = 23$ [mm] Coefficiente di rigidezza del calcestruzzo in compressione [Tabella 6.11]

$l_{eff} = 158$ [mm] Lunghezza efficace per un bullone per il modo $\frac{2}{2}$ [6.2.6.5]

$m = 46$ [mm] Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento [6.2.6.5]

$$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,z} = 18$ [mm] Coefficiente di rigidezza della piastra di base in trazione [Tabella 6.11]

$L_b = 310$ [mm] Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio [Tabella 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$$

$k_{16,z} = 2$ [mm] Coefficiente di rigidezza dell'ancoraggio in trazione [Tabella 6.11]

$l_{0,z} = 0,78$ Snellezza della colonna [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 26707,83$ [kN*m] Rigidezza di rotazione iniziale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = \frac{124722,0}{0}$ [kN*m] Rigidezza del giunto rigido [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ SEMI-RIGIDO [5.2.2.5.(2)]

Giunto conforme alla norma

Coefficiente

0,63