

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. ARCHITETTURA STAZIONI E TERRITORIO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA

TRATTA PIADENA- MANTOVA

FV13 – STAZIONE DI MARCARIA

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

Relazione di calcolo pensilina ferroviaria a doppio pilastro

SCALA:

-

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

N M 2 5 0 3 D 4 4 C L F V 1 3 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorezzato	Data
A	Emissione esecutiva	F. Serrau 	Aprile 2020	M. De Vita 	Aprile 2020	M. Berlingeri 	Aprile 2020		Marino 2020

File: NM2503D44CLFV1300002A

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	SALDATURE	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.....	13
6	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	14
6.1	GENERALITÀ.....	14
6.2	UNITÀ DI MISURA.....	16
6.3	MODELO DI CALCOLO	16
6.3.1	<i>Codice di calcolo.....</i>	16
6.3.2	<i>Affidabilità dei codici di calcolo</i>	16
6.3.3	<i>Informazioni generali sull'elaborazione.....</i>	16
6.3.4	<i>Tipo di analisi svolta</i>	16
6.4	ANALISI DEI CARICHI.....	21

6.4.1	<i>Peso proprio della struttura</i>	21
6.4.2	<i>Carichi permanenti non strutturali</i>	21
6.4.3	<i>Carichi variabili</i>	21
6.4.4	<i>Azione termica</i>	21
6.4.5	<i>Carico della neve sulla copertura</i>	21
6.4.6	<i>Azione del vento</i>	23
6.4.7	<i>Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei treni</i>	30
6.4.8	<i>Carichi di pali TE (Tensione Elettrica)</i>	35
6.4.9	<i>Azione sismica</i>	36
6.5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	40
7	RISULTATI ANALISI.....	51
7.1	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	51
7.2	STATI LIMITE ULTIMO (SLU).....	52
7.2.1	<i>Inviluppo diagrammi delle sollecitazioni di progetto</i>	52
7.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	57
8	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	57
9	VERIFICHE DELLE MEMBRATURE METALLICHE.....	58
9.1	VERIFICHE DELLE COLONNE HEB360.....	59
9.2	VERIFICHE DELLE TRAVI TRASVERSALI HEA360	61
9.3	VERIFICHE DELLE TRAVI TRASVERSALI IPE330	63
9.4	VERIFICHE DELLE TRAVI LONGITUDINALI HEB360	65
9.5	VERIFICHE DEGLI ARCARECCI IPE 160.....	67
9.6	VERIFICHE DEI CONTROVENTI 2XL70x70x7	69
9.7	VERIFICHE TABELLE OUTPUT COMPLETE.....	71
10	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ.....	75

10.1	VERIFICHE DI SPOSTAMENTI VERTICALI	75
10.2	VERIFICHE DI SPOSTAMENTI LATERALI.....	77
10.3	VERIFICHE DI RIGIDEZZA.....	80
10.4	VERIFICHE DI BUCKLING SENCONDO LA CIRCOLARE APPLICATIVA C4.2.3.4.....	83
10.5	VERIFICHE DEGLI EFFETTI DELLE NON-LINEARITÀ GEOMETRICHE SECONDO NTC18 §7.3.1	85
10.6	VERIFICHE DEL GIUNTO STRUTTURALE	86
11	VERIFICA DEI TIRAFONDI.....	88
11.1	VERIFICHE DELL'ACCIAIO	88
11.2	VERIFICHE NEL CLS.....	106

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA TRATTA PIADENA- MANTOVA					
OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 44	DOCUMENTO CLFV1300002	REV. A	FOGLIO 5 di 108

1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del Raddoppio linea Codogno – Cremona – Mantova, tratta Piadena - Mantova. Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento alle pensiline previste in corrispondenza della fermata “Marcaria”.

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 “Marcaria”.

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

- Pensilina metallica ad un pilastro, disposta a protezione di una parte della banchina
- Pensilina metallica a due pilastri, disposta a protezione di una parte della banchina in corrispondenza del sottopasso.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Il presente documento ha per oggetto il calcolo strutturale delle pensiline da realizzarsi nell'ambito dell'intervento Raddoppio della linea Codogno – Cremona – Mantova, in particolare la stazione ferroviaria di “Marcaria”.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA TRATTA PIADENA- MANTOVA					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 44	DOCUMENTO CLFV1300002	REV. A

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.*

3.2 Elaborati di riferimento

Titolo	scala																					
Pensiline – Relazione di calcolo pensilina ferroviaria a singolo pilastro	-	N	M	2	5	0	3	D	4	4	C	L	F	V	1	3	0	0	0	0	1	A
Pensiline – Relazione di calcolo pensilina ferroviaria a doppio pilastro	-	N	M	2	5	0	3	D	4	4	C	L	F	V	1	3	0	0	0	0	2	A
Pensiline – Carpenteria piano terra	1:100	N	M	2	5	0	3	D	4	4	P	A	F	V	1	3	0	0	0	0	7	A
Pensiline – Carpenteria copertura	1:100	N	M	2	5	0	3	D	4	4	P	A	F	V	1	3	0	0	0	0	8	A
Pensiline – Carpenteria – sezioni logitudinali e trasversali	1:50	N	M	2	5	0	3	D	4	4	W	B	F	V	1	3	0	0	0	0	1	A
Pensiline – Dettagli tipologici nodi - pensiline e copertura scale	Varie	N	M	2	5	0	3	D	4	4	B	Z	F	V	0	0	0	0	0	0	2	A
Pensiline – Relazione di calcolo fondazioni	-	N	M	2	5	0	3	D	2	6	C	L	F	V	1	3	B	0	0	1	1	A
Pensiline – Planimetria fondazioni	1:100	N	M	2	5	0	3	D	2	6	P	A	F	V	1	3	B	0	0	1	1	A
Pensiline – Carpenteria fondazioni	1:50	N	M	2	5	0	3	D	2	6	P	B	F	V	1	3	0	0	0	1	2	A

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
Coefficienti 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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA TRATTA PIADENA- MANTOVA					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 44	DOCUMENTO CLFV1300002	REV. A

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 LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA TRATTA PIADENA- MANTOVA				
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 44	DOCUMENTO CLFV1300002

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.

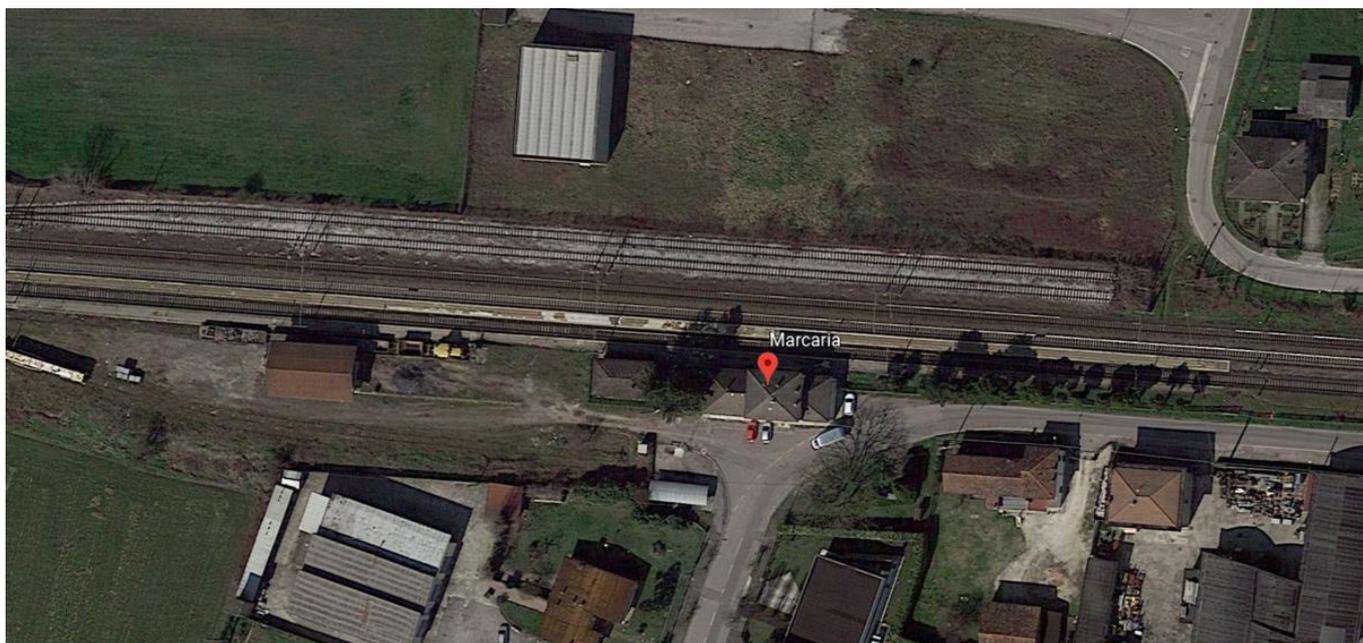


Figura 1 – Configurazione planimetrica tracciato

Le coordinate del sito sono:

45°07'28"N

10°32'00"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. 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:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA TRATTA PIADENA- MANTOVA					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 44	DOCUMENTO CLFV1300002	REV. A

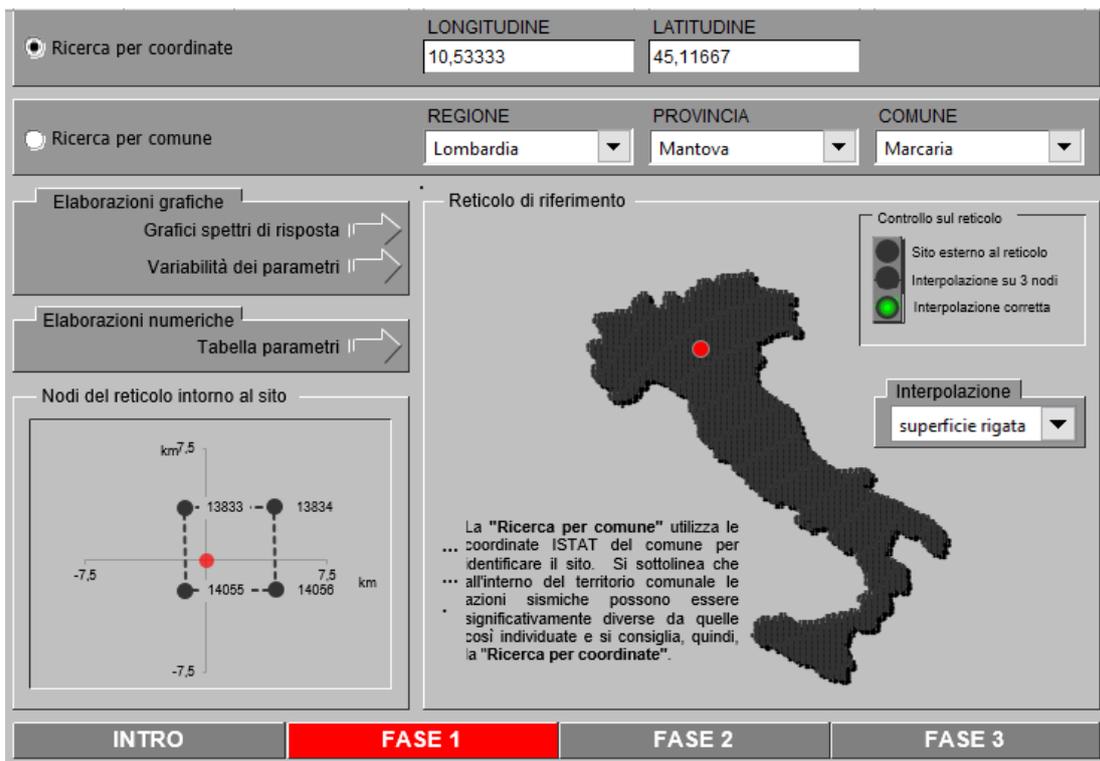
$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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

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:



LONGITUDINE: 10,53333 LATITUDINE: 45,11667

REGIONE: Lombardia PROVINCIA: Mantova COMUNE: Marcaria

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

km 7.5

13833 13834

-7.5 7.5

14055 14056

km

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

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

Interpolazione: superficie rigata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,037	2,568	0,243
SLD	75	0,045	2,560	0,269
SLV	712	0,093	2,606	0,317
SLC	1462	0,118	2,583	0,324

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA TRATTA PIADENA- MANTOVA					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 44	DOCUMENTO CLFV1300002	REV. A

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 C e una classe

Topografica T1.

6 DESCRIZIONE DELL'OPERA

6.1 Generalità

La presente relazione ha per scopo il dimensionamento delle pensiline a doppio pilastro in corrispondenza della stazione ferroviaria di Marcaria. La struttura metallica è composta da una struttura intelaiata, che si estende per 16 assi strutturali, disposte ad un interasse di 4.45 m tra di loro. In corrispondenza al sottopasso di progetto, l'interasse è pari a 9.96m. La lunghezza totale della struttura è pari a circa 75m, di cui si possono distinguere tre tipologie strutturali distinte, le cui sezioni trasversali sono esposte nelle figure seguenti. Scopo della presente relazione è la tipologia a doppio pilastro in corrispondenza delle assi strutturali 5-12.

La tipologia in esame si estende tra le assi strutturali 5 – 12 in corrispondenza del binario nord e consiste di una struttura intelaiata con mensola simmetrica (circa 2.5m). 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. Sui pilastri appoggiano travi principali HEA360. La connessione trave pilastro è stata effettuata tramite una connessione rigida alla flangia inferiore del HEA. In direzione longitudinale, i telai sono uniti tramite una trave HEB360. La connessione delle travi secondarie HEB ed HEA ai pilastri della struttura è rigida. Longitudinalmente lo sviluppo è stato effettuato tramite arcarecci IPE160 il cui interasse e connessione alle travi trasversali segue lo stesso filo logico alla precedente tipologia strutturale.

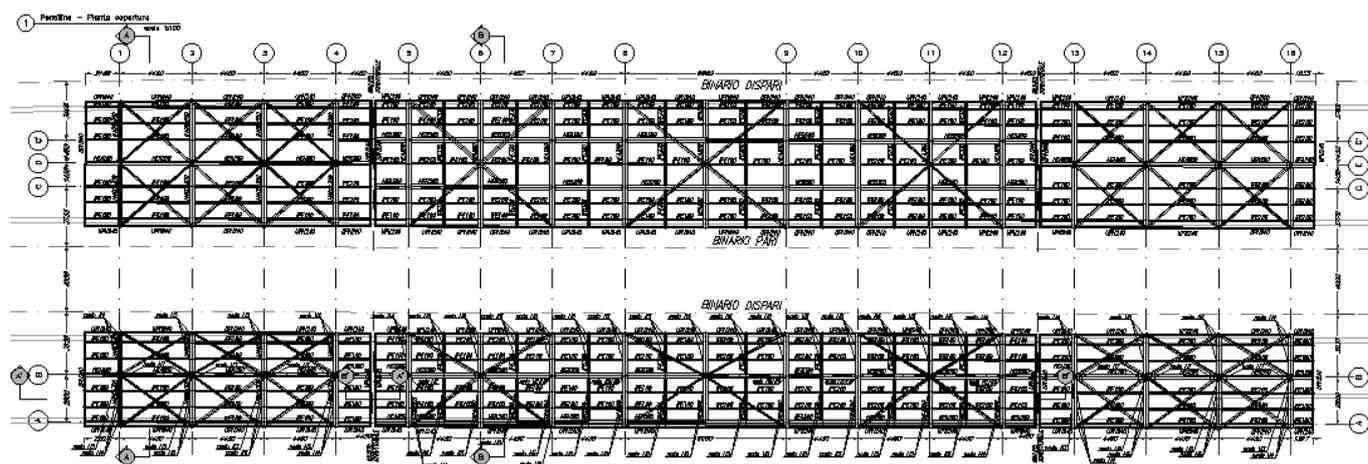


Figura 2 – Inquadramento planimetrico

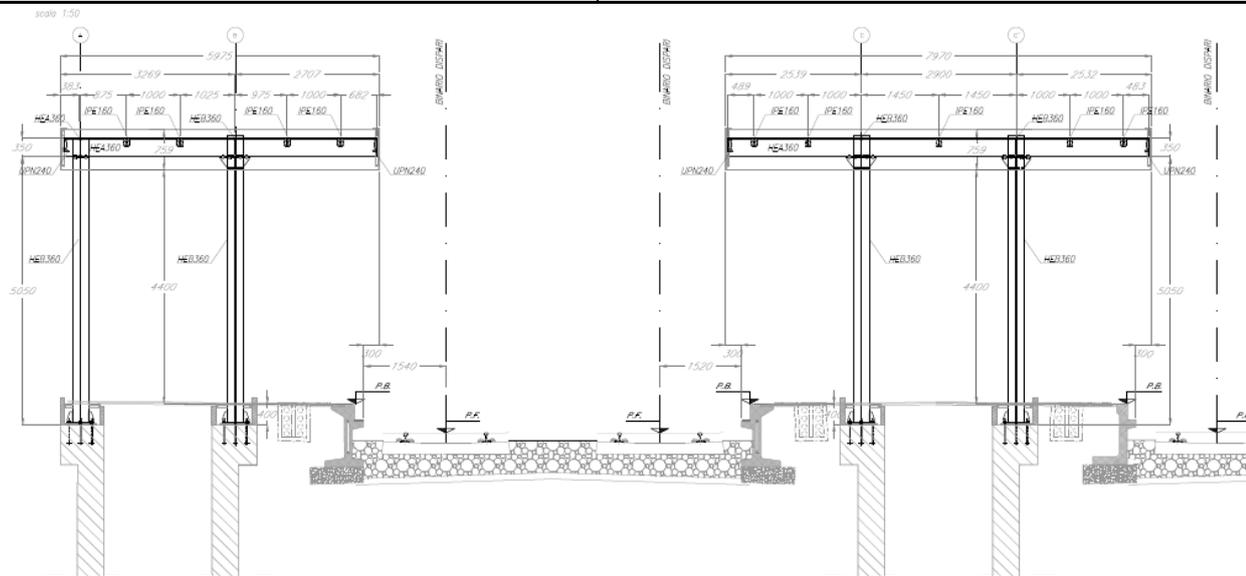


Figura 3 – Sezione trasversale

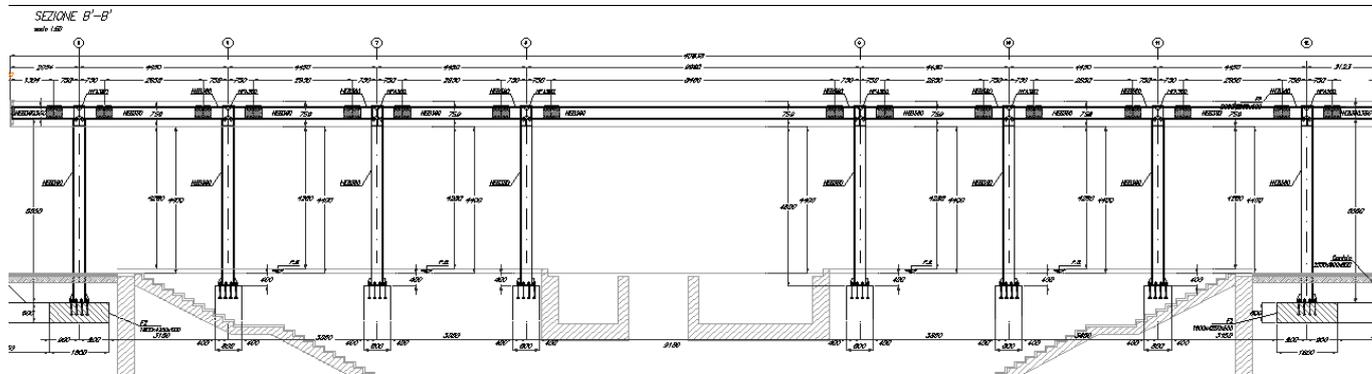


Figura 4 – Sezione longitudinale

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA TRATTA PIADENA- MANTOVA					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 44	DOCUMENTO CLFV1300002	REV. A

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 per entrambi le pensiline.

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:

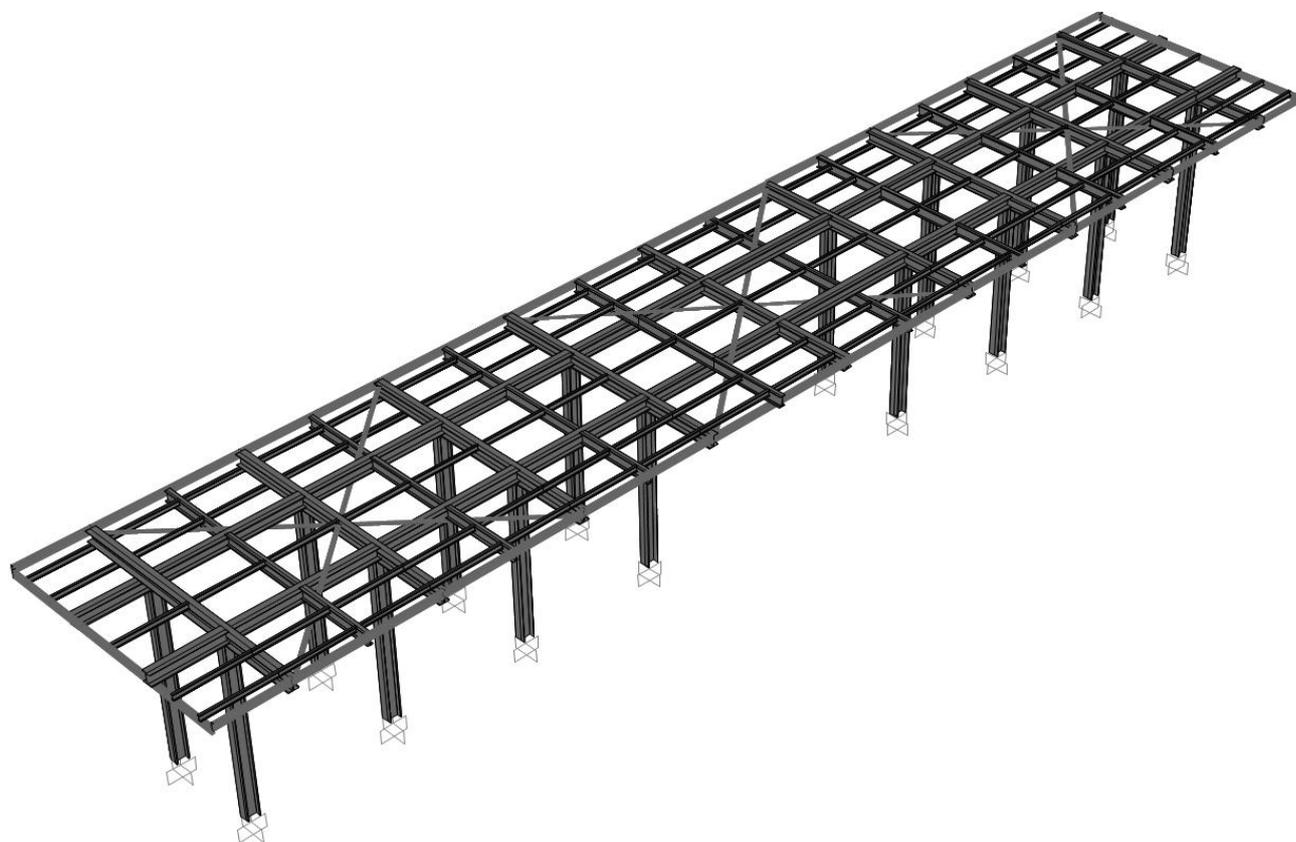


Figura 5 – Vista assonometrica

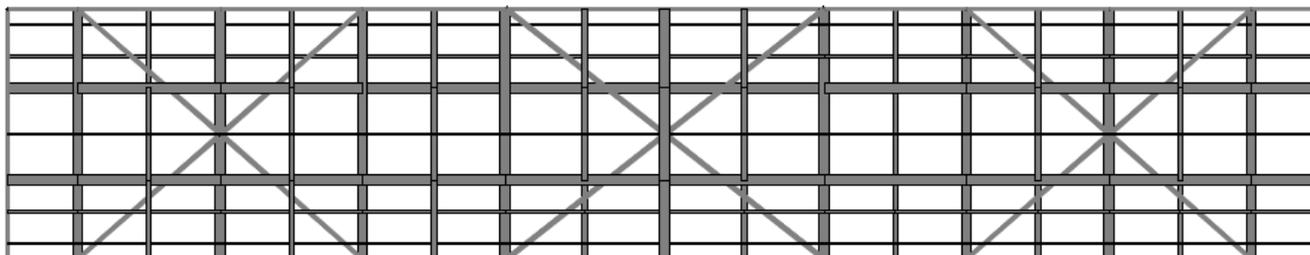


Figura 6 – Vista in pianta

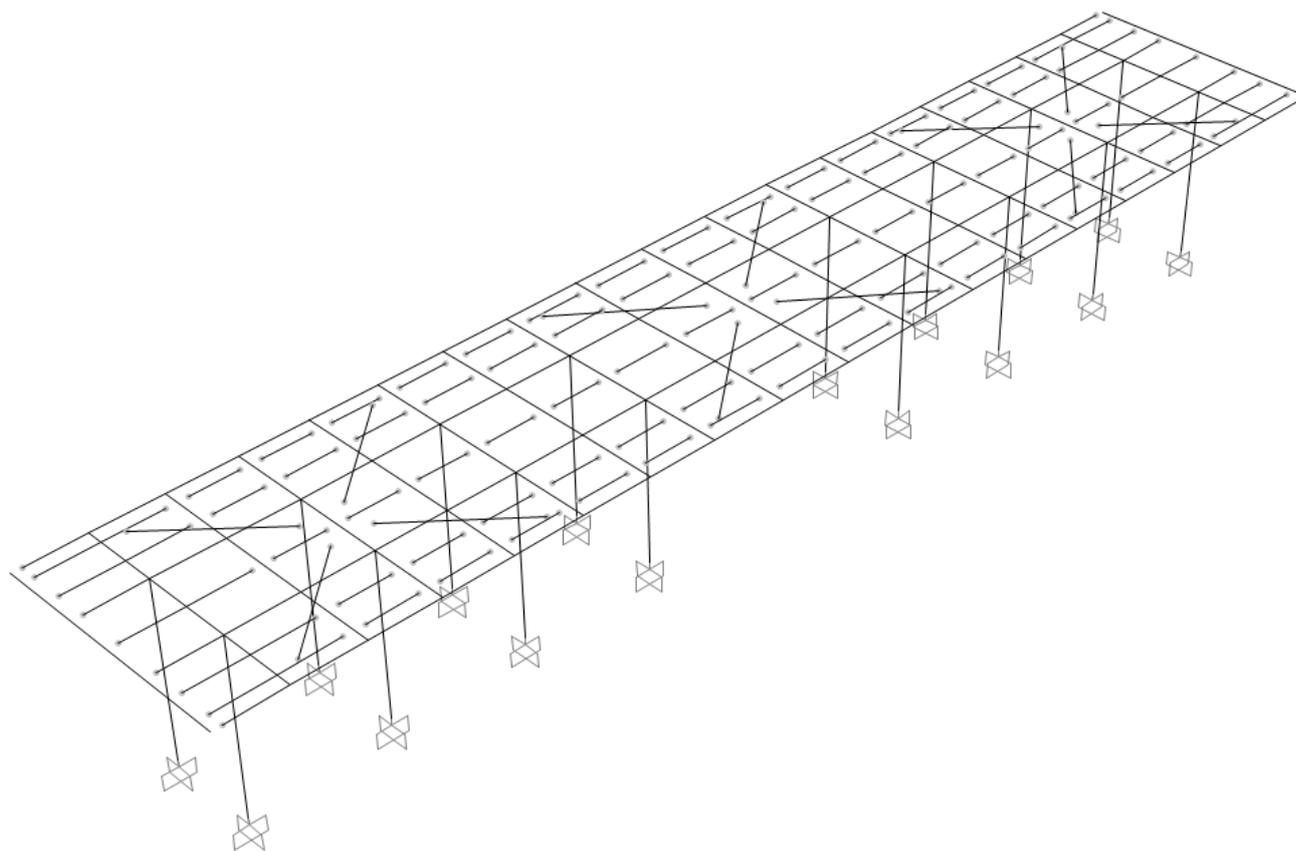


Figura 7 –Vincoli interni della pensilina



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA

TRATTA PIADENA- MANTOVA

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1300002	A	19 di 108

2167	2156	2161	2160	249	2157	253	2158	2165	2166	2163	2226	2241	2240	2246	2235	2255	2159	2157
2441	2440	2459	2458	2457	2456	2463	2462	2451	2449	2448	2465	2467	2469	2471	2473	2475	2444	2445
2439	2438	2455	2454	2453	2452	2461	2460	2450	2447	2446	2464	2466	2468	2470	2472	2474	2442	2443
2350	2337	2113	2338	248	2336	252	2335	256	269	257	2339	259	2341	260	2340	261	2334	2647
2357	2356	247	2135	262	2360	263	2361	268	2077	267	2362	264	2363	265	2233	266	2358	2359
2353	2345	246	2346	251	2344	255	2343	2119	270	2133	2347	2219	2349	2250	2348	2254	2342	2356
2401	2400	2410	2409	2408	2407	2412	2411	2406	2405	2404	2413	2414	2415	2416	2417	2418	2402	2403
2420	2419	2429	2428	2427	2426	2431	2430	2425	2424	2423	2432	2433	2434	2435	2436	2437	2421	2427
2100	2089	245	2137	250	2086	254	2082	2120	2078	2132	2225	2218	2131	2249	2234	2253	2237	2246

Figura 8 – Numerazione nodi di copertura

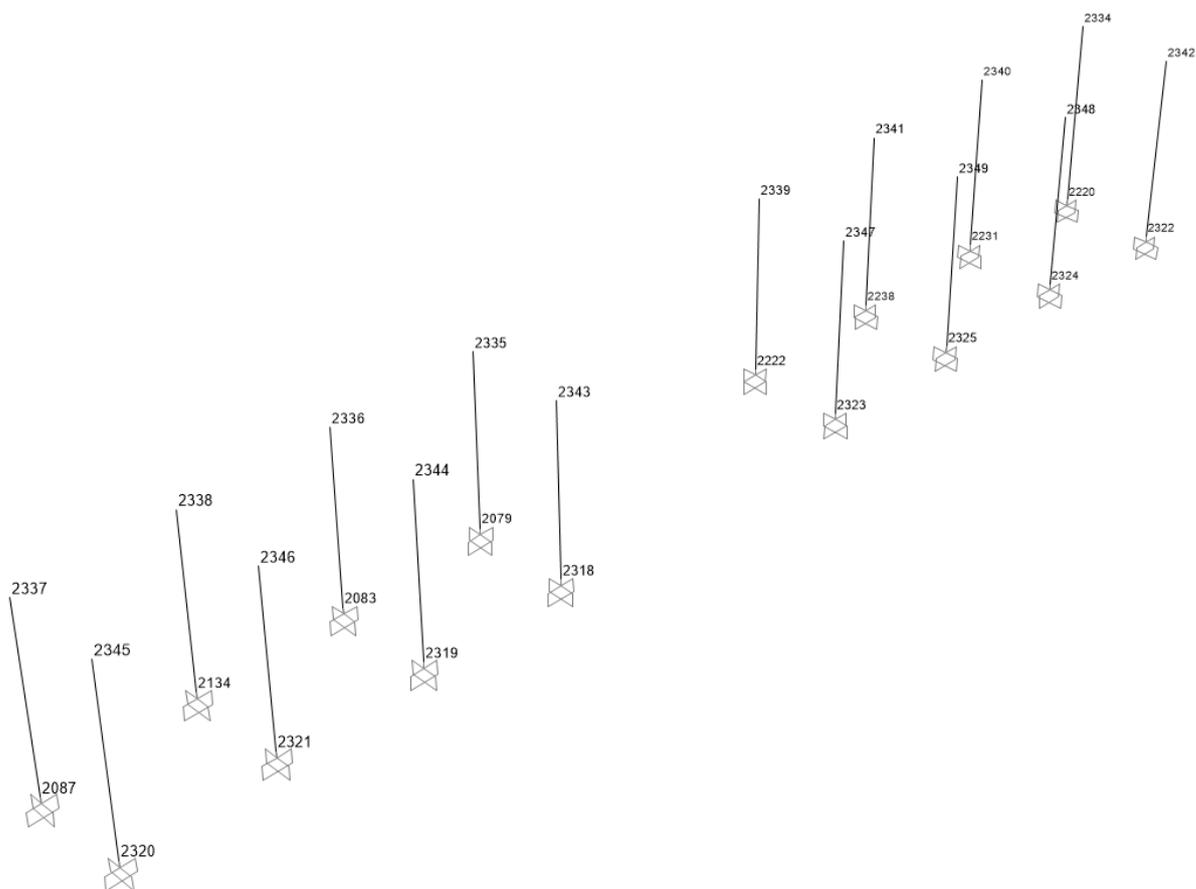


Figura 9 – Numerazione nodi di pilastri

	370	369	368	367	2860	377	378	380	381								
2789	2874	2873	2872	2871	2882	2881	2886	2865	2835	2941	2951	2954	2957	2962	2967	2970	2793
2788	2870	2869	2868	2867	2880	2879	2885	2864	2834	2940	2950	2953	2956	2961	2966	2969	2792
2785					2854			2832			371						38
2993	346	344	345	387	389	388	399	398	397	396	391	390	393	392	395	394	2994
3042	341	342	382	386	389	388	399	398	397	396	391	390	393	392	395	394	2994
3011	3018	3017	3016	3015	3020	3019	3021	3014	3013	3022	3023	3024	3025	3026	3027	3028	3012
3058	3065	3064	3063	3062	3067	3066	3068	3061	3060	3069	3070	3071	3072	3073	3074	3075	3059
366	365	364	363														385

Figura 10 – Numerazione aste di copertura

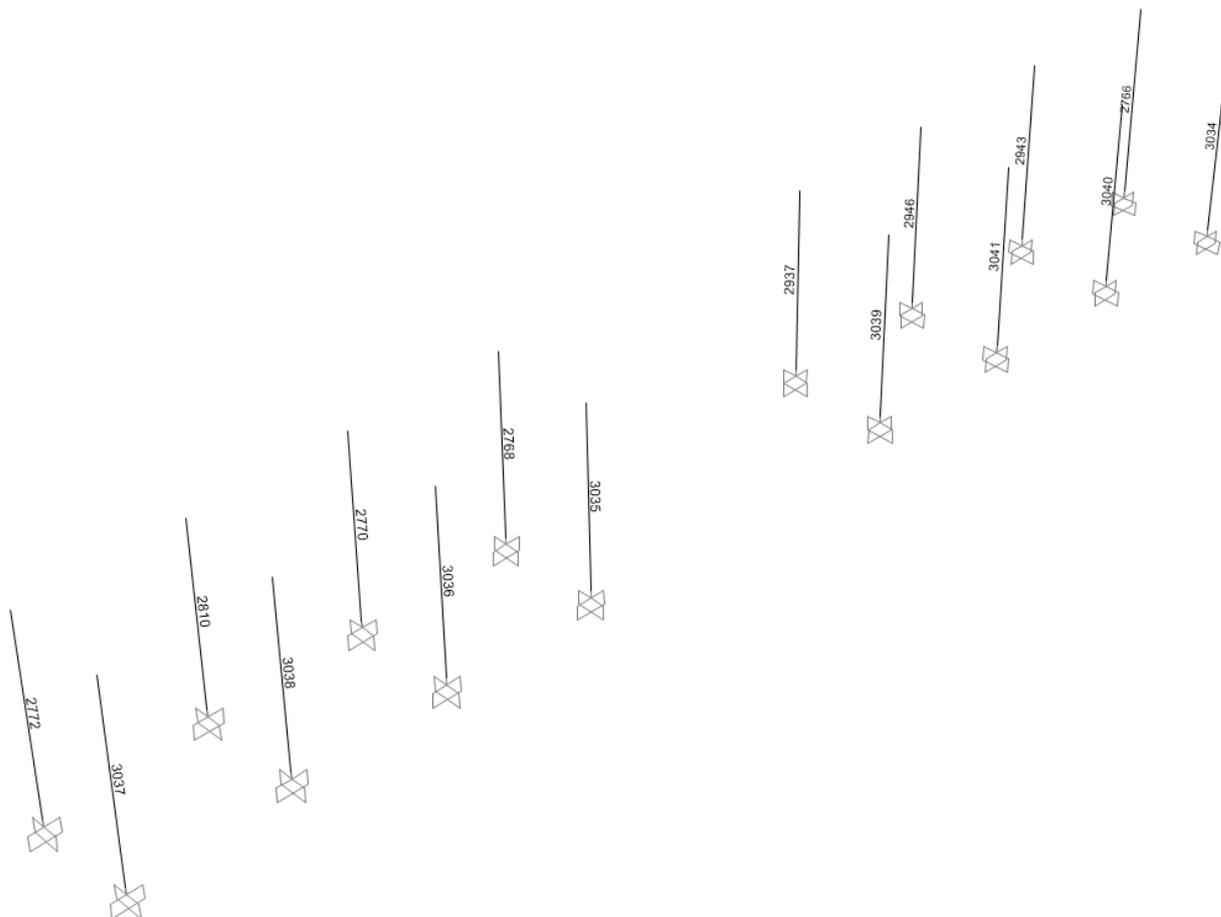


Figura 11 – Numerazione aste dei pilastri

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA TRATTA PIADENA- MANTOVA					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 44	DOCUMENTO CLFV1300002	REV. A

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:

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA TRATTA PIADENA- MANTOVA					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 44	DOCUMENTO CLFV1300002	REV. A

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 29 m s.l.m., si ottiene q_{sk} uguale a 1.00 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:

$$q_s = 0.8 \times 1.00 \times 1 \times 1 = 0.8 \text{ kN/m}^2$$

(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. Affinchè 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 costruzi) 29 [m]

Distanza dalla costa 150 [km]

T_r (Tempo di ritorno): 50 [anni]

Categoria di esposizione II

ZONE 1,2,3,4,5



	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
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



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

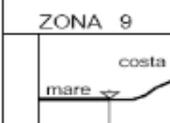
ZONE 7,8



	1.5 km	0.5 km
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9



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 $a_s < a_0 \leq 1500$ 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])

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

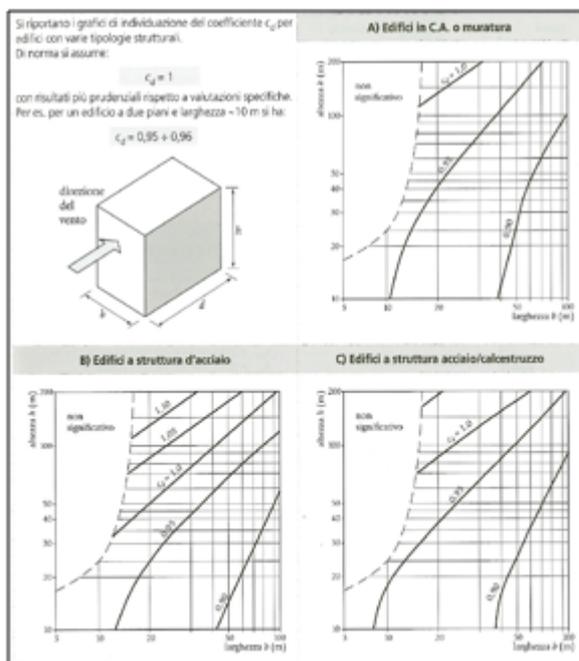
Pressione cinetica di riferimento q_r 391.20 [N/m²]

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			
					
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$			
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

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

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

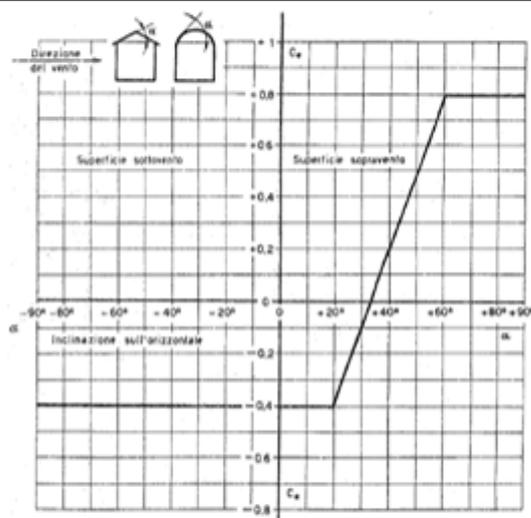
k_e	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.19	0.05	4.00

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.

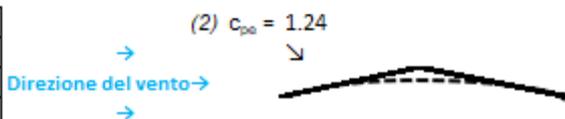


Tettoia ad uno spiovente

Configurazione più svantaggiosa

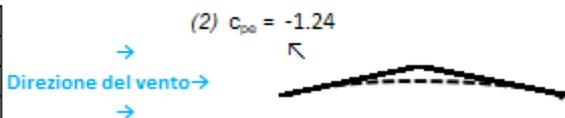
Configurazione A

(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

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

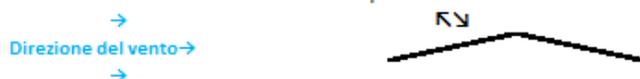
c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)

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

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



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.

Nel caso specifico si ha:

$$p = 0.391 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.985 \times 1.24 = 0.96$$

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

La pressione sulle superfici orizzontali dovuta al carico del vento è stata incrementata a **$p = 1.09 \text{ kN/m}^2$** . Si veda §6.4.7.

6.4.6.2 Superfici verticali parallele al binario

6.4.6.2.1 Carico di vento agente sulla fascia perimetrale

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:

$$p = 0.391 \times 1.985 \times 1.4 \times 1 = 1.09 \text{ kN/m}^2$$

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

$$p_1 = p \times h_{\text{fascia perimetrale}} = 1.09 \times 0.8 = 0.87 \text{ kN/m}$$

6.4.6.2.2 Carico di vento agente sui pilastri HEB360

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.

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

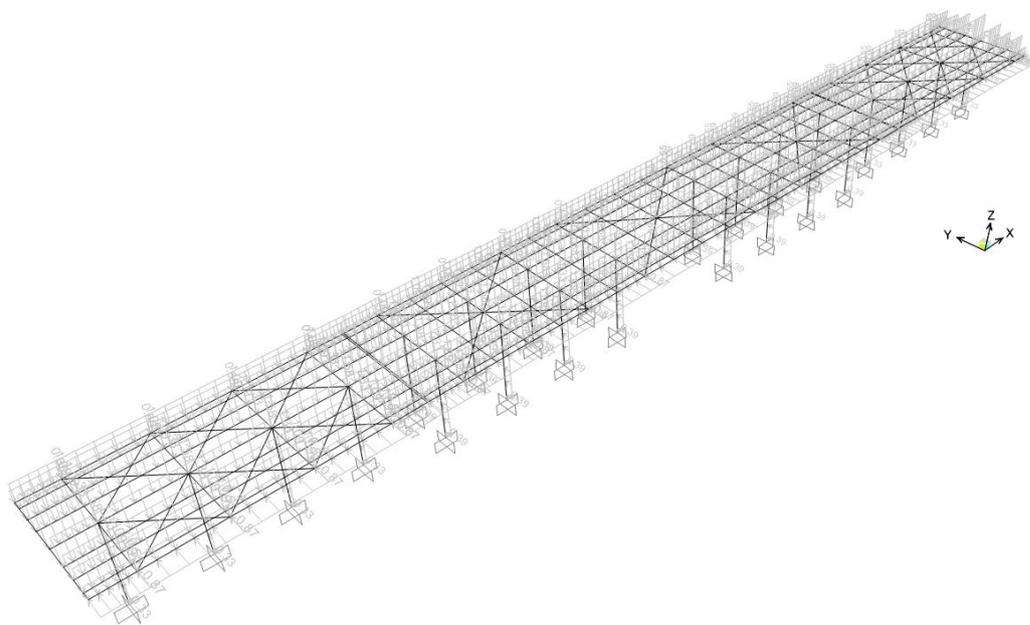
La pressione del vento sui pilastri è dunque pari a:

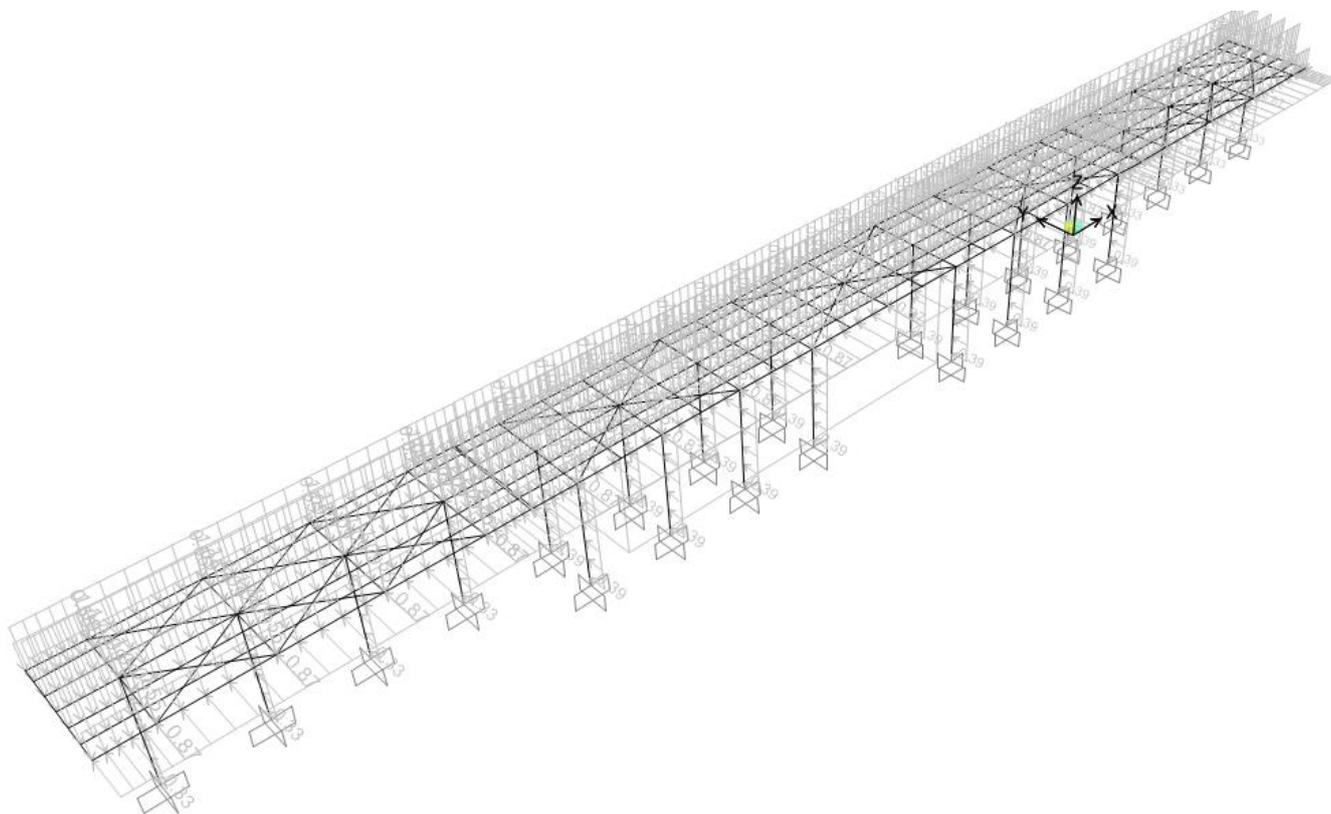
$$p = 0.39 \times 1.985 \times 1.4 \times 1 = 1.09 \text{ kN/m}^2$$

Nello specifico si ha:

$$p_2 = p \times h_{\text{HEB360}} = 1.09 \times 0.36 = 0.39 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = p \times b_{\text{HEB360}} = 1.09 \times 0.30 = 0.33 \text{ kN/m}$$



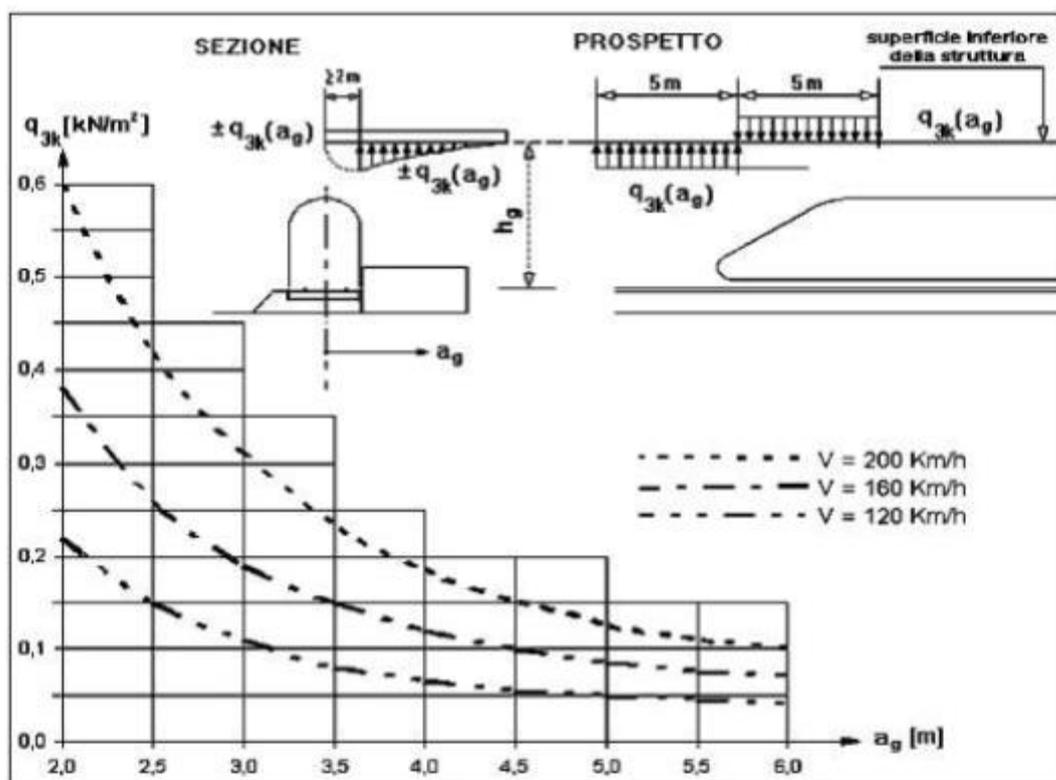


(CONDIZIONE VENTO)

6.4.7 Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei treni

6.4.7.1 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 $q_{3k} = 0.68 \times 0.60 = 0.41 \text{ kN/m}^2$

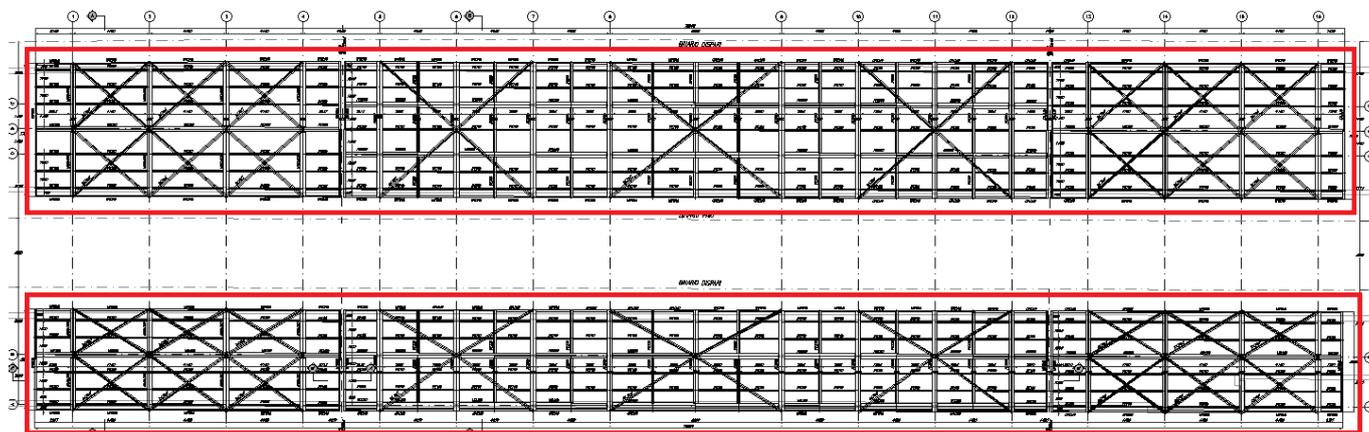
La misura assunta per la distanza tra pensilina e convoglio viene assunta a favore di sicurezza pari a 2 metri che rappresenta il valore al quale corrisponde la massima pressione.

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.

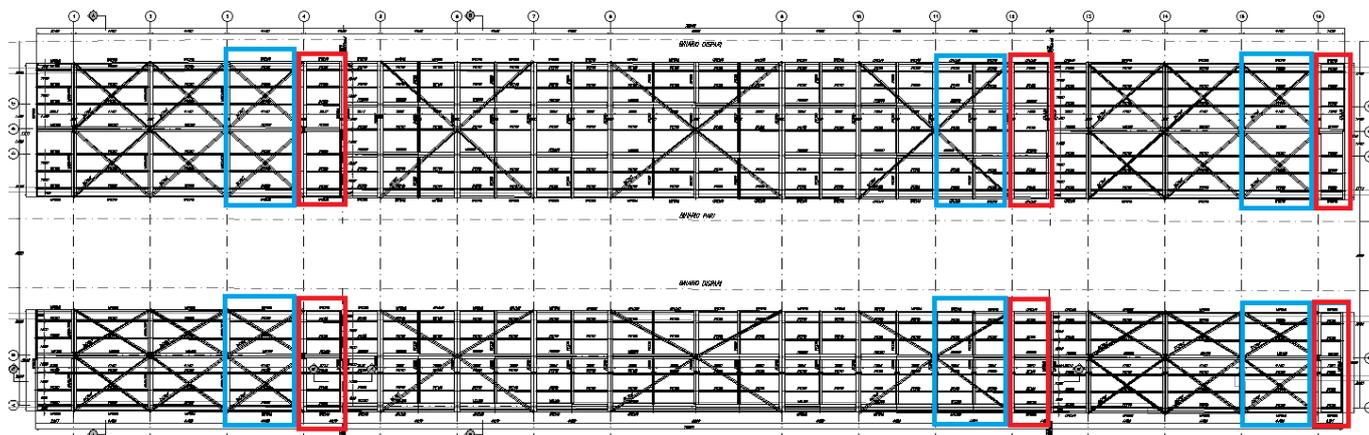
Nello specifico, sono stati individuati n° 4 casi ( depressione,  pressione):

- Condizione di carico 1: (EFFETTI AERODINAMICI 1)

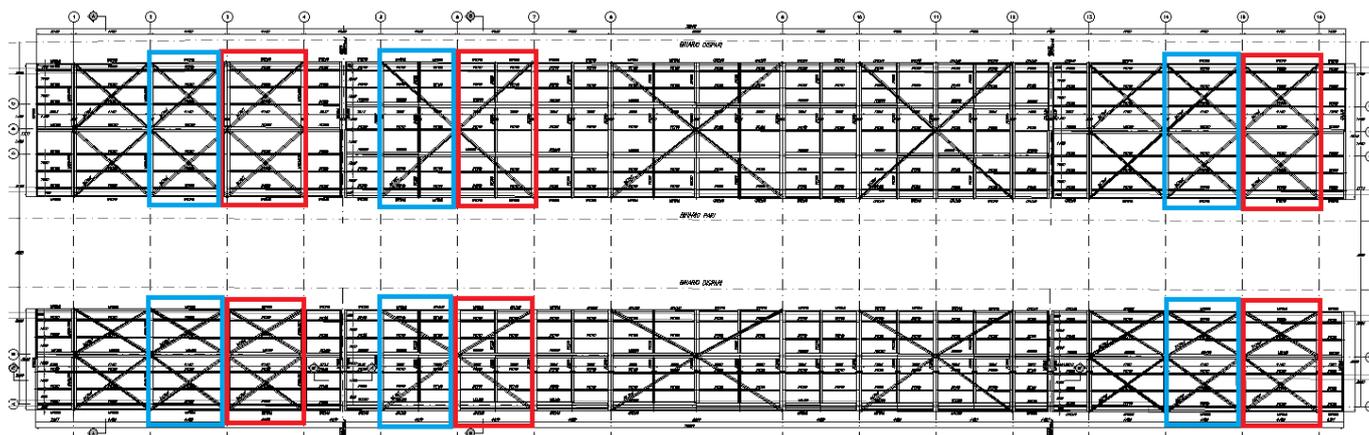


NOTA: Cautelativamente, la prima condizione di carico, ipotizza una distribuzione della pressione aerodinamica lungo tutto lo sviluppo della pensilina. Ulteriormente, per quanto riguarda le pensiline **tipo 1 e 2**, la quali sono situate tra due linee, i carichi calcolati sono stati raddoppiati, a favore di sicurezza.

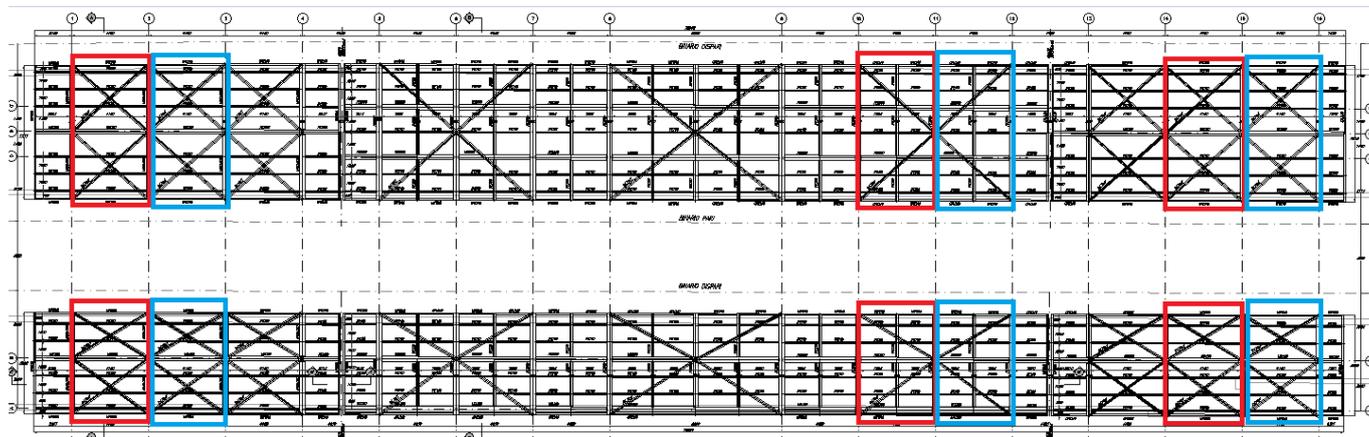
- Condizione di carico 2: (EFFETTI AERODINAMICI 2)



- Condizione di carico 3: (EFFETTI AERODINAMICI 3)

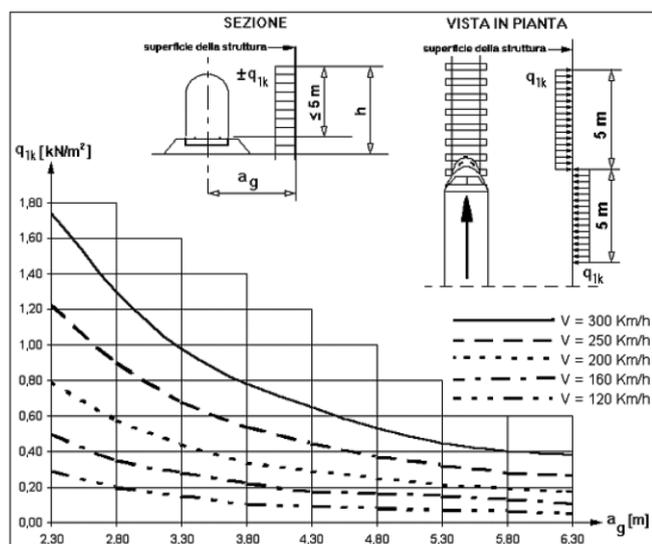


- Condizione di carico 4: (EFFETTI AERODINAMICI 4)



6.4.7.2 Superfici verticali parallele al binario

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 $\leq 2,50$ 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 .

Complessivamente si ottiene quindi:

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

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA</p> <p>TRATTA PIADENA- MANTOVA</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1300002</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

6.4.7.2.1 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:

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

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

$$q_1' = q_1 \times h_{\text{fascia perimetrale}} = 0.95 \times 0.8 = 0.76 \text{ kN/m}$$

6.4.7.2.2 Carico di vento agente sui pilastri HEB360

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:

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

Nello specifico si ha:

$$q_1'' = q_1 \times b_{\text{HEB}} = 0.95 \times 0.3 = 0.29 \text{ kN/m}$$

$$q_1''' = q_1 \times h_{\text{HEB}} = 0.95 \times 0.36 = 0.34 \text{ kN/m}$$

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA TRATTA PIADENA- MANTOVA					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 44	DOCUMENTO CLFV1300002	REV. A

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:

$$N_{TE} = 18.5 \text{ kN (CONDIZIONE Nte)}$$

$$V_{TE,tras} = 12 \text{ kN}; M_{TE,tras} = 54 \text{ kN.m (CONDIZIONE V1te)}$$

$$V_{TE,long} = 3 \text{ kN}; M_{TE,long} = 5 \text{ kN.m (CONDIZIONE V2te)}$$

Le forze sono ubicate nel punto superiore, del pilastro della pensilina tipologia 2, il quale è maggiormente sollecitato e presenta una luce di gran lunga maggiore, pari a circa 10m, in corrispondenza della zona adiacente al sottopasso.

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 linSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.093 g
F_a	2.606
T_c	0.317 s
S_g	1500
C_c	1534
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1500
η	1.000
T_B	0.162 s
T_C	0.486 s
T_D	1.973 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

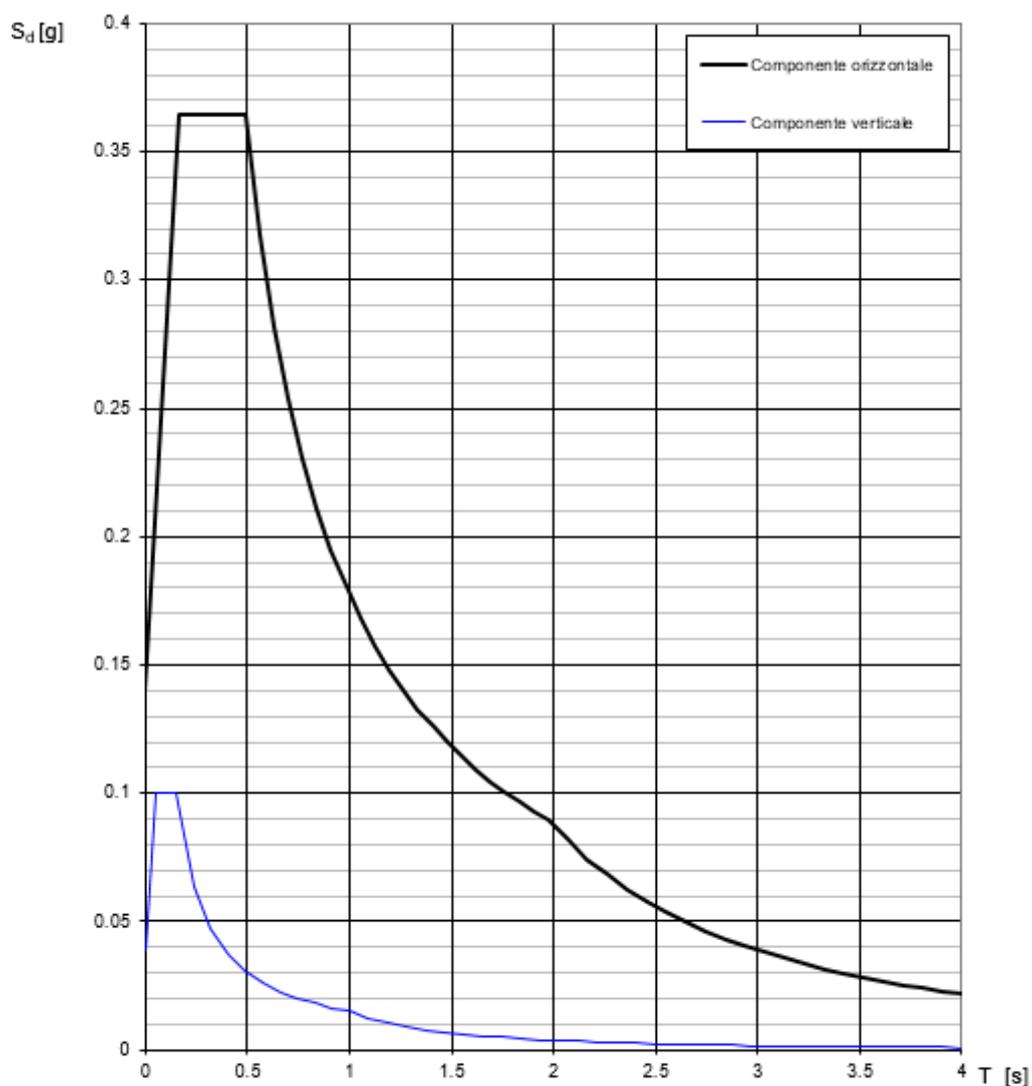
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

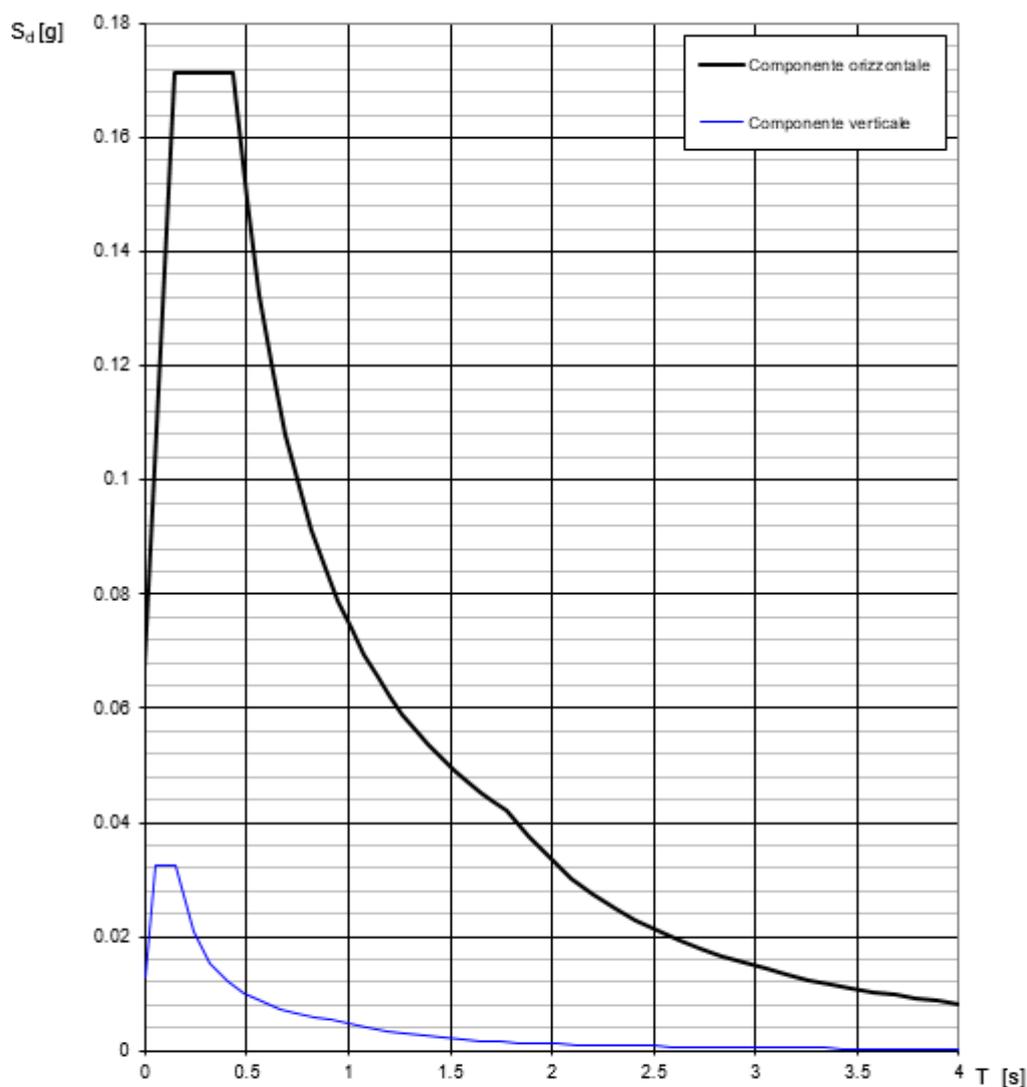
	T [s]	Se [g]
	0.000	0.140
T_B	0.162	0.364
T_C	0.486	0.364
	0.557	0.318
	0.628	0.282
	0.699	0.254
	0.770	0.230
	0.840	0.211
	0.911	0.194
	0.982	0.180
	1.053	0.168
	1.123	0.158
	1.194	0.148
	1.265	0.140
	1.336	0.133
	1.406	0.126
	1.477	0.120
	1.548	0.114
	1.619	0.109
	1.690	0.105
	1.760	0.101
	1.831	0.097
	1.902	0.093
T_D	1.973	0.090
	2.069	0.082
	2.166	0.075
	2.262	0.068
	2.359	0.063
	2.455	0.058
	2.552	0.054
	2.648	0.050
	2.745	0.046
	2.842	0.043
	2.938	0.040
	3.035	0.038
	3.131	0.036
	3.228	0.034
	3.324	0.032
	3.421	0.030
	3.517	0.028
	3.614	0.027
	3.710	0.025
	3.807	0.024
	3.903	0.023
	4.000	0.022

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



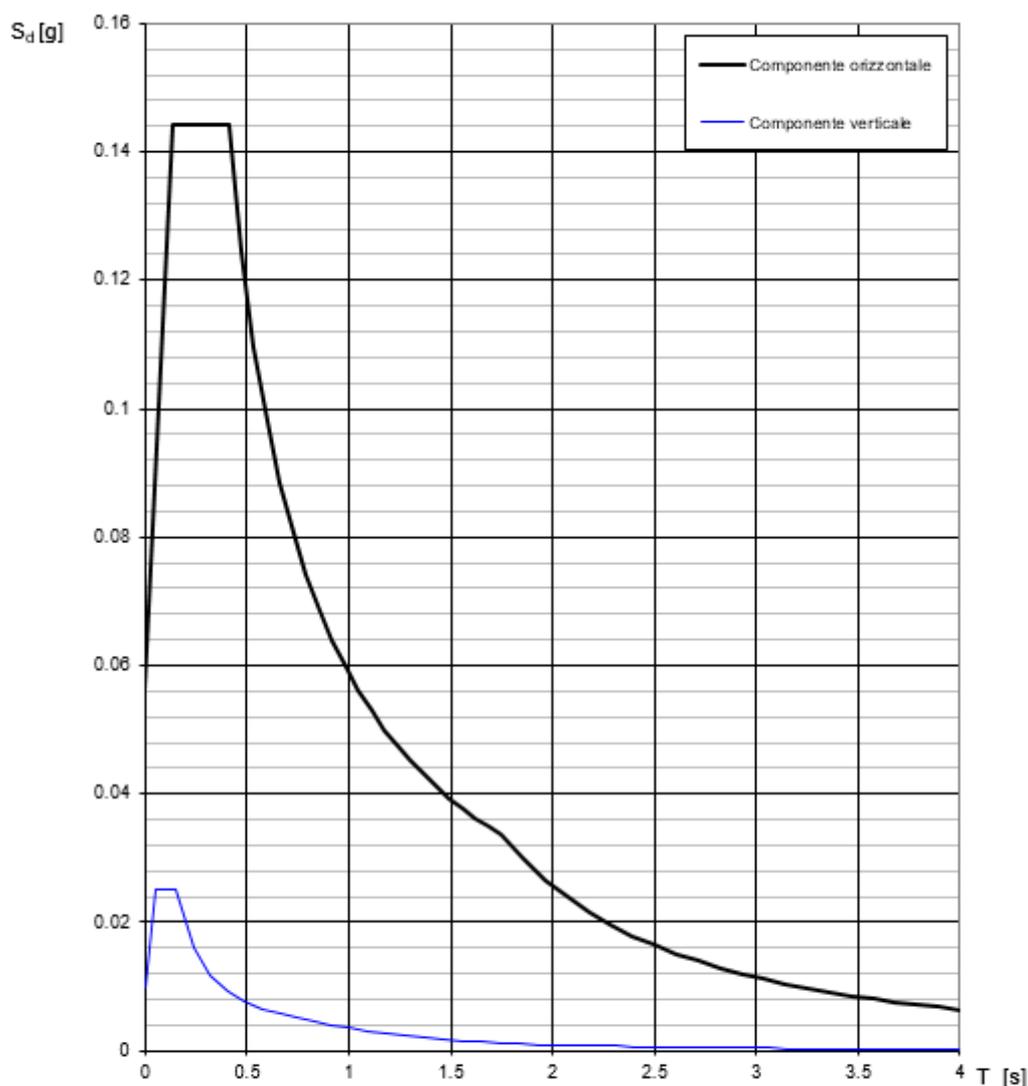
La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

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 li 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 LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA</p> <p>TRATTA PIADENA- MANTOVA</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1300002</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 SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 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
Variabile - Catenaria	Variabile	1.5	0.8	0.5	0
Temperatura	Variabile	1.5	0.6	0.5	0.5
Neve (<1000mslm)	Variabile	1.5	0.5	0.2	0
Vento	Variabile	1.5	0.6	0.5	0
Variabili-copertura (cat. H1) - Carico distribuito	Variabile	1.5	0	0	0
Variabili-Pressione aerodinamica	Variabile	1.45	0.8	0.5	0
Rottura - Catenaria	Accidentale	1	0	0	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

7 RISULTATI ANALISI

7.1 Risultati dell'analisi modale

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	0.380679	9.705E-12	0.98651	4.97E-12	9.705E-12	0.98651	4.97E-12	0.14161	8.629E-12	0.54412	0.14161	8.629E-12	0.54412
MODAL	Mode	2	0.365432	9.551E-12	0.00133	6.211E-12	1.926E-11	0.98783	1.118E-11	0.00019	7.141E-12	0.19546	0.1418	1.577E-11	0.73957
MODAL	Mode	3	0.231816	5.736E-09	0.01033	2.613E-09	5.756E-09	0.99816	2.624E-09	0.00141	5.425E-10	0.00519	0.14321	5.583E-10	0.74476
MODAL	Mode	4	0.206187	0.99594	1.441E-10	1.804E-07	0.99594	0.99816	0.000000183	1.533E-07	0.05723	0.25276	0.14321	0.05723	0.99752
MODAL	Mode	5	0.16419	1.162E-09	0.00021	2.448E-07	0.99594	0.99837	4.278E-07	0.00371	1.593E-07	0.00011	0.14692	0.05723	0.99763
MODAL	Mode	6	0.144857	9.084E-10	0.00002066	6.708E-09	0.99594	0.99837	4.345E-07	6.438E-07	4.232E-09	0.00009654	0.14692	0.05723	0.99773
MODAL	Mode	7	0.121818	2.59E-10	5.819E-09	0.14849	0.99594	0.99837	0.14849	0.12385	0.0997	3.726E-09	0.27077	0.15693	0.99773
MODAL	Mode	8	0.110795	1.238E-08	0.00027	5.346E-07	0.99594	0.99864	0.14849	0.00008466	4.925E-07	0.00017	0.27085	0.15693	0.9979
MODAL	Mode	9	0.106708	1.084E-09	0.000001699	0.000000309	0.99594	0.99864	0.14849	0.000002573	0.000000181	0.00000264	0.27086	0.15693	0.9979
MODAL	Mode	10	0.092354	0.00029	5.382E-08	0.01263	0.99623	0.99864	0.16112	0.01018	0.03746	0.0000798	0.28103	0.19439	0.99798
MODAL	Mode	11	0.090896	0.000002368	0.000009401	0.00008147	0.99623	0.99865	0.16121	0.00082	0.00029	0.00002015	0.28186	0.19468	0.998
MODAL	Mode	12	0.089268	0.00022	2.874E-08	0.01211	0.99645	0.99865	0.17332	0.01033	0.00008871	0.00005693	0.29219	0.19477	0.99805
MODAL	Mode	13	0.086735	4.619E-07	0.00001506	0.0000024	0.99645	0.99866	0.17334	0.00037	0.00000135	3.124E-07	0.29256	0.19477	0.99806
MODAL	Mode	14	0.079012	0.00002696	0.000002062	2.216E-07	0.99648	0.99867	0.17334	0.000002812	0.00562	0.00003924	0.29256	0.20039	0.99809
MODAL	Mode	15	0.078999	0.00002354	0.000002462	5.881E-08	0.9965	0.99867	0.17334	0.00000657	0.00491	0.000002354	0.29257	0.2053	0.9981
MODAL	Mode	16	0.076961	1.541E-09	3.438E-12	0.24383	0.9965	0.99867	0.41717	0.2032	0.16716	1.098E-10	0.49577	0.37246	0.9981
MODAL	Mode	17	0.076257	0.000006149	9.28E-10	0.00002529	0.99651	0.99867	0.41719	0.00002246	0.05722	0.000001515	0.49579	0.42968	0.9981

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9829	99.651
MODAL	Acceleration	UY	99.996	99.8669
MODAL	Acceleration	UZ	91.7083	41.7195

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0.38068; F = 2.62689

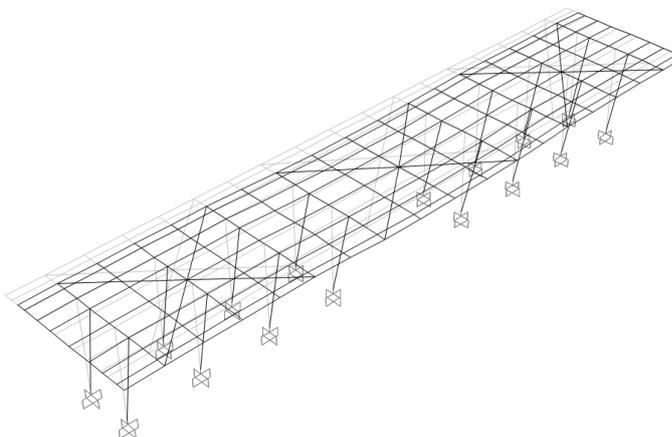
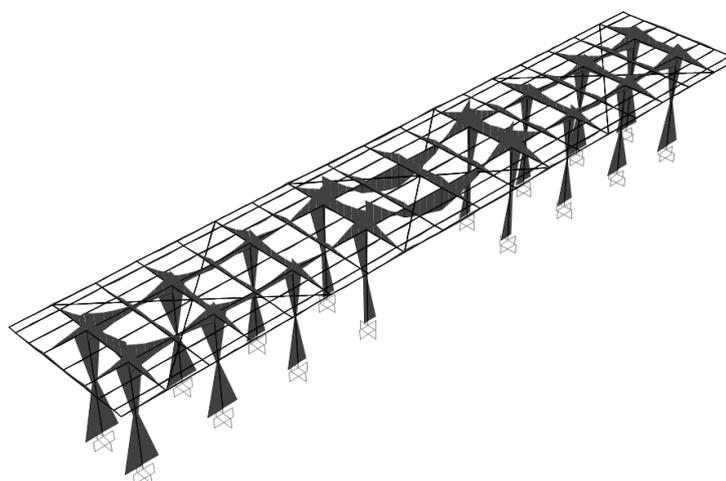


Figura 12 – Deformazione modale (Modo 1, T=0,381 s)

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)

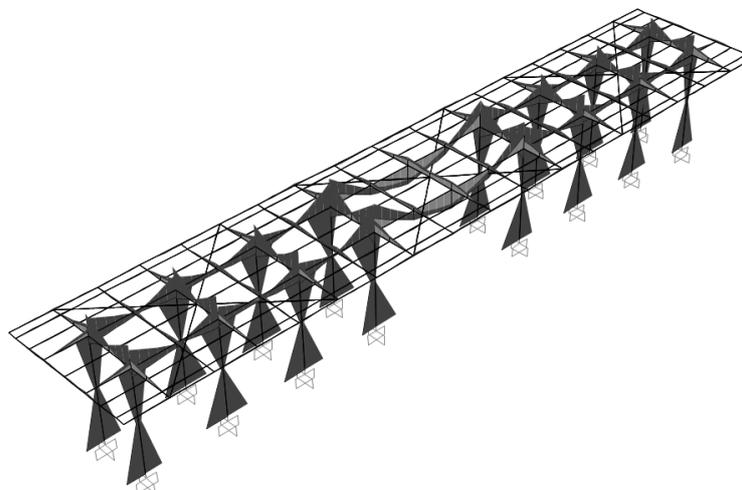


Figura 13 – Momenti flettenti (asse maggiore) da INV_SLU-SLV [kN.m]

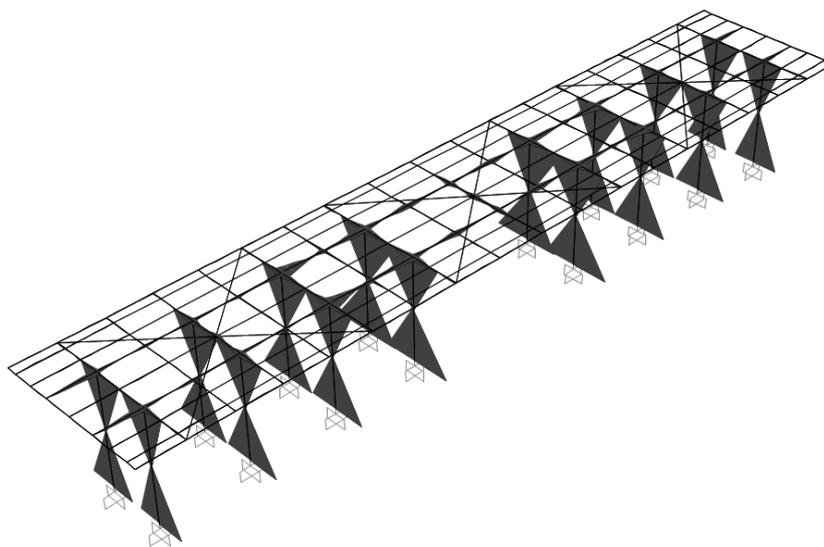
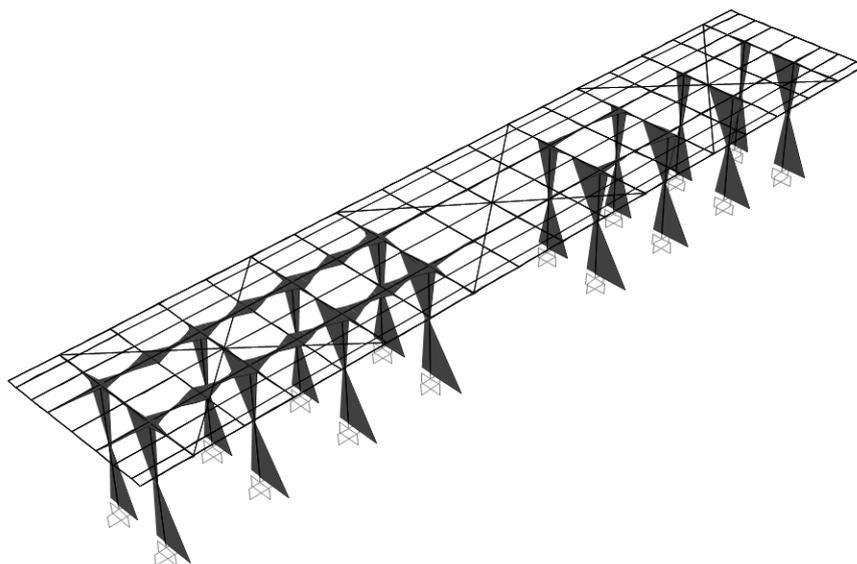


Figura 14 – Momenti flettenti (asse minore) da INV_SLU-SLV [kN.m]

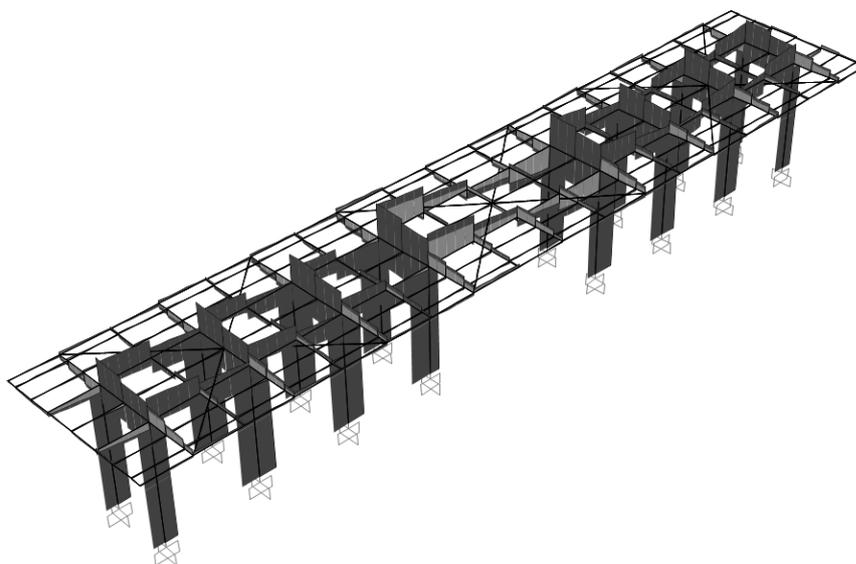
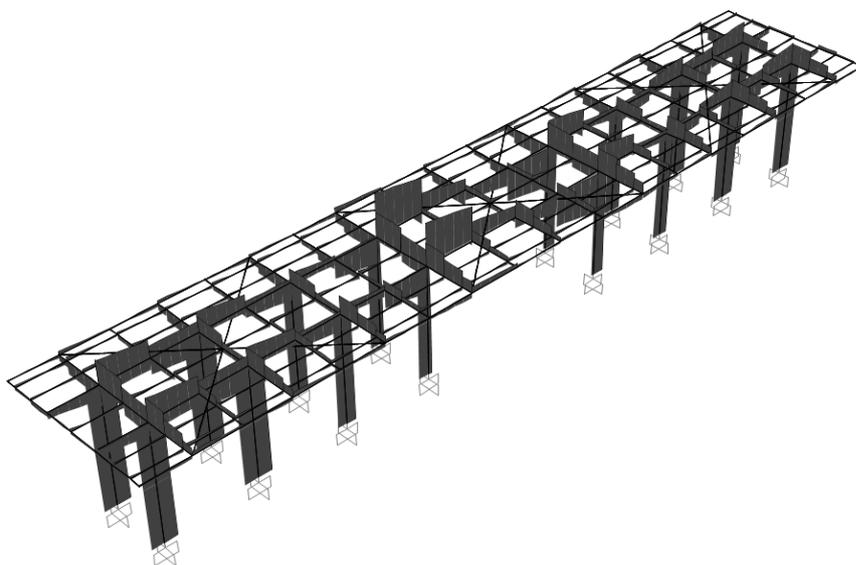


Figura 15 – Taglio (asse maggiore) da INV_SLU-SLV [kN]

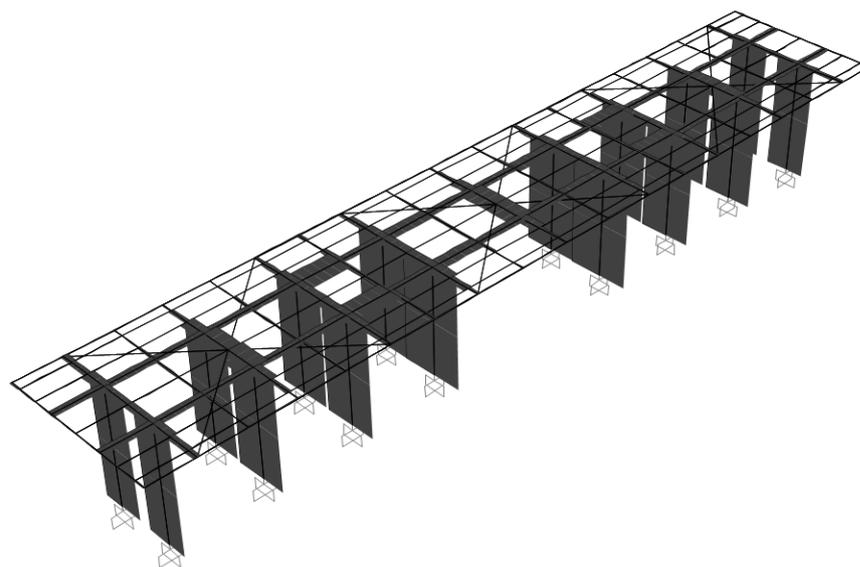
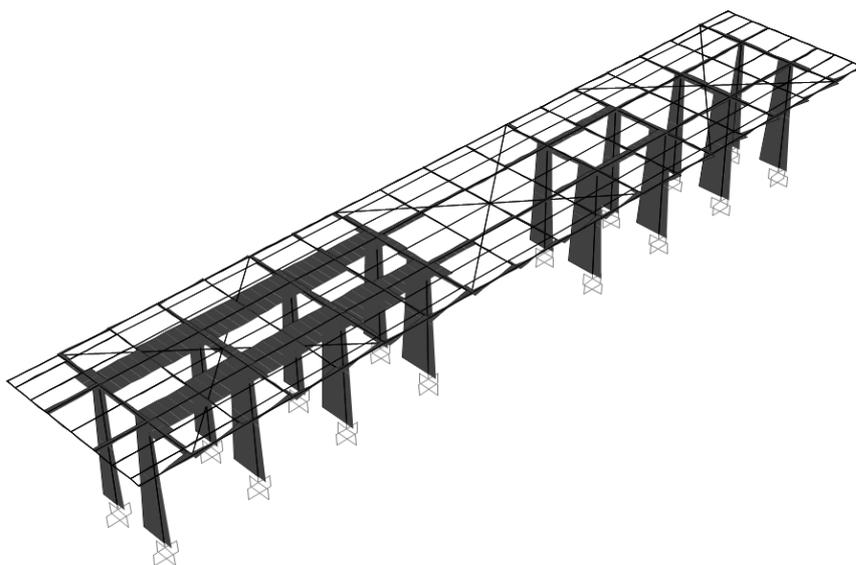


Figura 16 – Taglio (asse minore) da INV_SLU-SLV [kN]

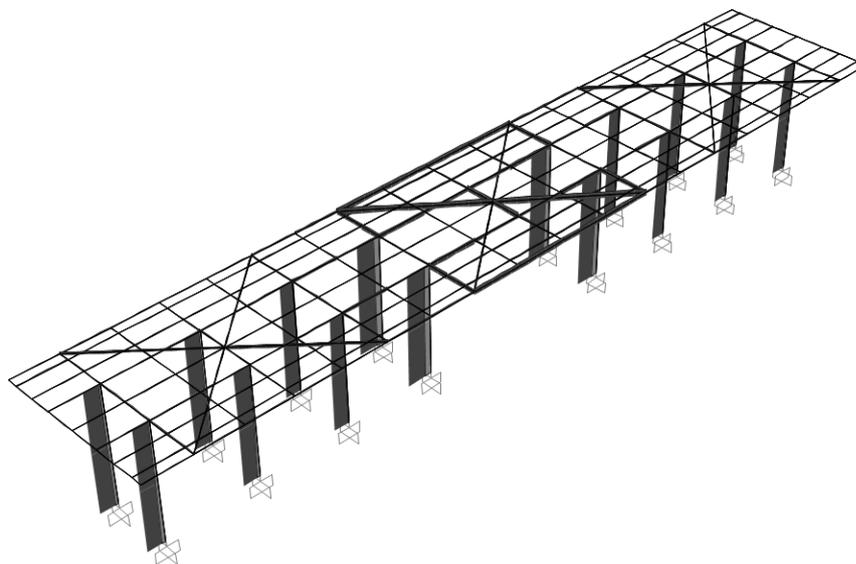
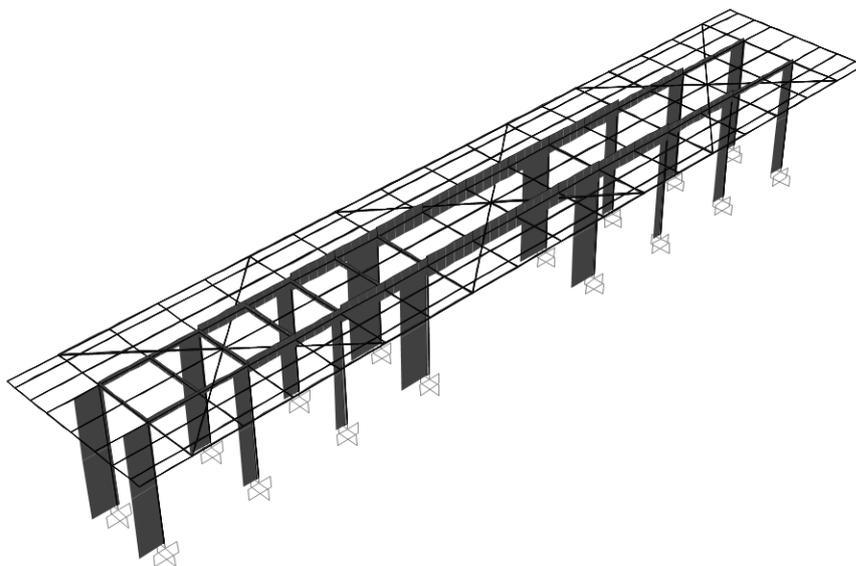


Figura 17 – Sforzi normali da INV_SLU-SLV [kN]

7.3 Stati Limite di Esercizio (SLE)

Deformed Shape (INV_SLE)

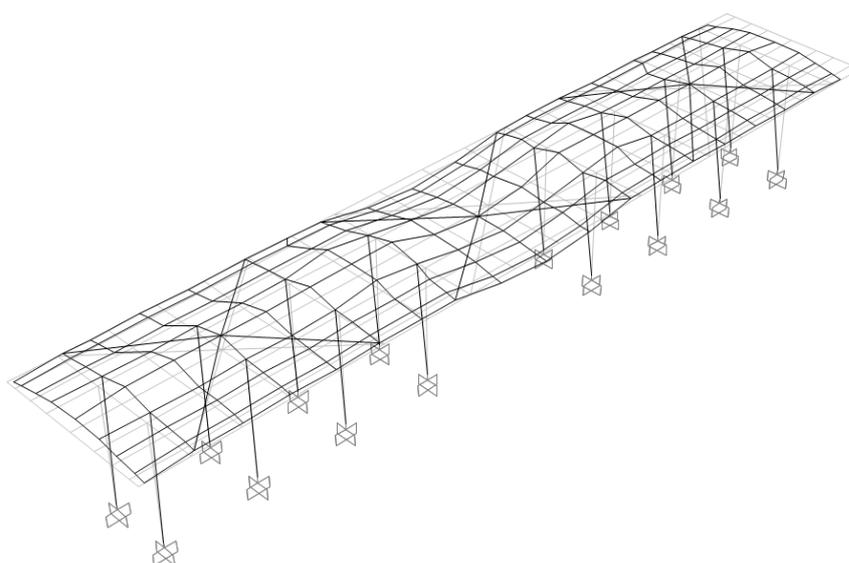


Figura 18 – Deformazioni verticali da INV_SLE_Rara [mm]

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 NTG 2018)

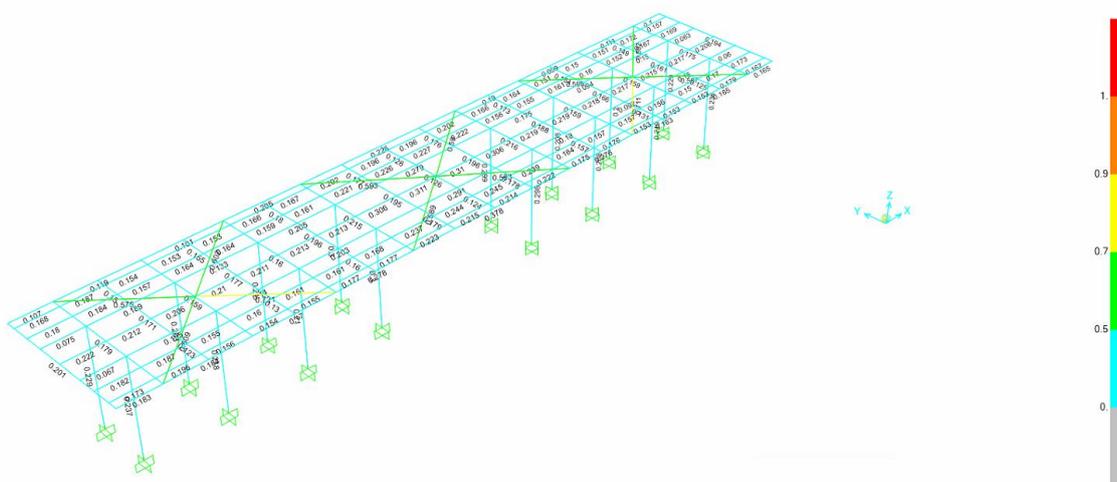
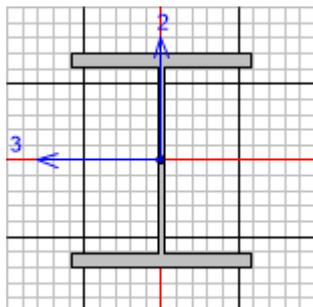


Figura 19 – Tasso di sfruttamento delle membrature

9.1 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 : 2768	X Mid: -23.8	Combo: SLV 16	Design Type: Column
Length: 5.35	Y Mid: 14.55	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	-115.566	6.706	3.831	-6.079	19.244	-0.01

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)
D/C Ratio: 0.3 = 0.038 + 0.035 + 0.227 < 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
Axial	Force	Capacity	Capacity
	-115.566	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	19956.207	0.499	0.676	0.884	4192.818
MajorB (y-y)	b	57431.785	0.294	0.559	0.966	4580.05
Minor (z-z)	c	7342.593	0.823	0.992	0.648	3069.474
MinorB (z-z)	c	7342.593	0.823	0.992	0.648	3069.474
Torsional TF	c	15265.502	0.571	0.754	0.802	3803.883

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	6.706	24.74	7.232	10.734
Minor (z-z)	3.831	61.702	58.506	59.145

	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	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
		0.34	0.426	0.629	1.	2.238	4066.908

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.435	0.598	0.983	0.996

SHEAR DESIGN

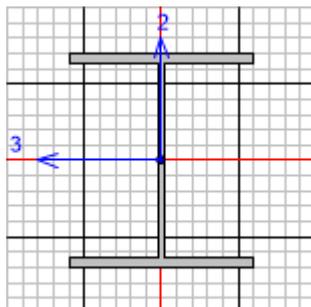
	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	6.746	0.01	921.818	0.007	OK
Minor (y)	23.174	0.01	2141.522	0.011	OK

Reduction	Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW
	921.818	1.	0.309

La verifica ha esito positivo!

9.2 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 : 2939	X Mid: -13.84	Combo: SLU 65	Design Type: Beam
Length: 7.9	Y Mid: 13.1	Shape: HE360A	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 5.4	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=0.014	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.014	Iyy=3.309E-04	iyy=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
5.4	-0.058	-82.694	3.681	-43.497	2.95	0.031

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)

D/C Ratio: 0.216 = 0. + 0.207 + 0.01 < 1. OK

$$= \frac{Ned}{(Chi_y NRk / GammaM1) + kyy (My, Ed + Ned eNy) / (Chi_{LT} My, Rk / GammaM1)} + \frac{kyy (Mz, Ed + Ned eNz) / (Mz, Rk / GammaM1)}{(NTC Eq C4.2.37)}$$

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd			
Axial	Force	Capacity	Capacity			
	-0.058	3745.238	3745.238			
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag	
	3745.238	4427.28	79304.39	79304.39	1.	

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	b	0.34	81549.22	0.22	0.527	0.993	3719.212
MajorB (y-y)	b	0.34	81549.22	0.22	0.527	0.993	3719.212
Minor (z-z)	c	0.49	77749.012	0.225	0.531	0.987	3697.753
MinorB (z-z)	c	0.49	77749.012	0.225	0.531	0.987	3697.753
Torsional TF	c	0.49	79304.39	0.223	0.53	0.988	3701.972

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	-82.694	-113.587	-450.54	-91.187
Minor (z-z)	3.681	3.681	20.055	0.485

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	546.857	546.857	546.857	546.857
Minor (z-z)	210.048	210.048	210.048	

LTB	Curve b	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
		0.34	0.195	0.518	1.	1.136	15095.326

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.995	0.544	0.825	0.907

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	43.497	0.031	743.957	0.058	OK
Minor (y)	2.95	0.031	1685.999	0.002	OK

Reduction	Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW
	743.957	1.	0.388

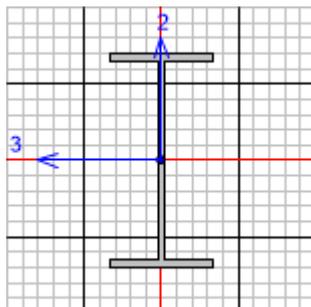
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

Major (V2)	VMajor Left	VMajor Right
	25.004	22.122

La verifica ha esito positivo!

9.3 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 : 355	X Mid: -16.33	Combo: SLU 73	Design Type: Beam
Length: 2.9	Y Mid: 13.1	Shape: IPE330	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 2.9	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	iyy=0.137	Wel, yy=7.133E-04	Weff, yy=7.133E-04
It=0.	Izz=7.880E-06	izz=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
2.9	-3.381	-36.848	0.471	10.241	-0.521	-0.031

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

D/C Ratio: 0.196 = 0.002 + 0.182 + 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	-3.381	1639.524	1639.524				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	1639.524	1938.096	10951.611	10951.611	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	a	0.21	29006.779	0.244	0.534	0.99	1623.723
MajorB (y-y)	a	0.21	29006.779	0.244	0.534	0.99	1623.723
Minor (z-z)	b	0.34	7768.001	0.471	0.657	0.897	1470.561
MinorB (z-z)	b	0.34	7768.001	0.471	0.657	0.897	1470.561

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1300002	A	64 di 108

RELAZIONE DI CALCOLO

Torsional TF b 0.34 10951.611 0.396 0.612 0.927 1520.609

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	-36.848	-36.915	-73.695	-27.274
Minor (z-z)	0.471	0.471	0.942	0.033

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	210.571	210.571	210.571	202.718
Minor (z-z)	40.333	40.333	40.333	

LTB	Curve c	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
		0.49	0.383	0.618	0.963	1.152	1505.569

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.692	0.574	1.	0.957

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	10.241	0.031	465.767	0.022	OK
Minor (y)	0.521	0.031	598.416	0.001	OK

Reduction	Vpl, Rd	Eta	LambdabarW
	465.767	1.	0.493

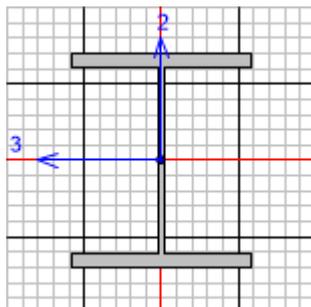
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

Major (V2)	VMajor Left	VMajor Right
	10.287	11.96

La verifica ha esito positivo!

9.4 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 :	3044	X Mid:	-18.82	Combo:	SLU_77	Design Type:	Beam
Length:	9.96	Y Mid:	11.65	Shape:	HE360B	Frame Type:	Non Dissipative
Loc :	9.96	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	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
9.96	-64.609	-181.652	6.384	102.67	-3.962	-4.006E-04

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

D/C Ratio: 0.291 = 0.015 + 0.254 + 0.021 < 1. OK

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

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
Axial	Force	Capacity	Capacity
	-64.609	4740.476	4740.476

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	4740.476	5603.76	40929.682	40929.682	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.34	9023.678	0.743	0.868	0.759
MajorB (y-y)	b	0.34	9023.678	0.743	0.868	0.759
Minor (z-z)	c	0.49	33896.769	0.383	0.618	0.906
MinorB (z-z)	c	0.49	33896.769	0.383	0.618	0.906
Torsional TF	c	0.49	40929.682	0.349	0.597	0.924
						4380.797

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	-181.652	-181.652	-726.608	-109.514
Minor (z-z)	6.384	6.384	25.536	1.603

	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	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
		0.34	0.329	0.576	1.	1.066	6815.029

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.622	0.545	0.983	0.908

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	102.67	4.006E-04	921.818	0.111	OK
Minor (y)	3.962	4.006E-04	2141.522	0.002	OK

Reduction	Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW
	921.818	1.	0.312

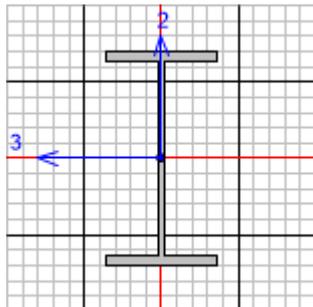
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

Major (V2)	VMajor Left	VMajor Right
	102.777	102.67

La verifica ha esito positivo!

9.5 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 : 398	X Mid: -20.065	Combo: SLU 73	Design Type: Beam
Length: 2.49	Y Mid: 13.1	Shape: IPE160	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 2.49	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=0.002	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.	izz=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
2.49	-6.312	0.	0.	9.321	0.	-1.516E-05

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

D/C Ratio: 0.311 = 0.037 + 0.273 + 0. < 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	Nc,Rd	Nt,Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-6.312	526.429	526.429				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	526.429	622.296	898.191	898.191	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0.21	2904.96	0.436	0.62	0.943	496.42
MajorB (y-y)	a	0.21	2904.96	0.436	0.62	0.943	496.42
Minor (z-z)	b	0.34	228.318	1.556	1.941	0.322	169.741
MinorB (z-z)	b	0.34	228.318	1.556	1.941	0.322	169.741

Torsional TF b 0.34 898.191 0.784 0.907 0.734 386.389

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	0.	5.57	0.	4.178
Minor (z-z)	0.	0.	0.	0.

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	32.476	32.476	32.476	20.264
Minor (z-z)	6.836	6.836	6.836	

LTB	Curve b	AlphaLT 0.34	LambdaBarLT 0.985	PhiLT 1.119	ChiLT 0.624	psi 1.136	Mcr 35.141
-----	------------	-----------------	----------------------	----------------	----------------	--------------	---------------

Factors	kyy 0.953	kzy 0.631	kzy 0.995	kzz 1.052
---------	--------------	--------------	--------------	--------------

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	9.321	1.516E-05	146.16	0.064	OK
Minor (y)	0.	1.516E-05	194.155	0.	OK

Reduction	Vpl, Rd 146.16	Eta 1.	LambdabarW 0.356
-----------	-------------------	-----------	---------------------

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

Major (V2)	VMajor Left 9.445	VMajor Right 9.445
------------	-------------------------	--------------------------

La verifica ha esito positivo!

9.6 Verifiche dei controventi 2xL70x70x7

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)

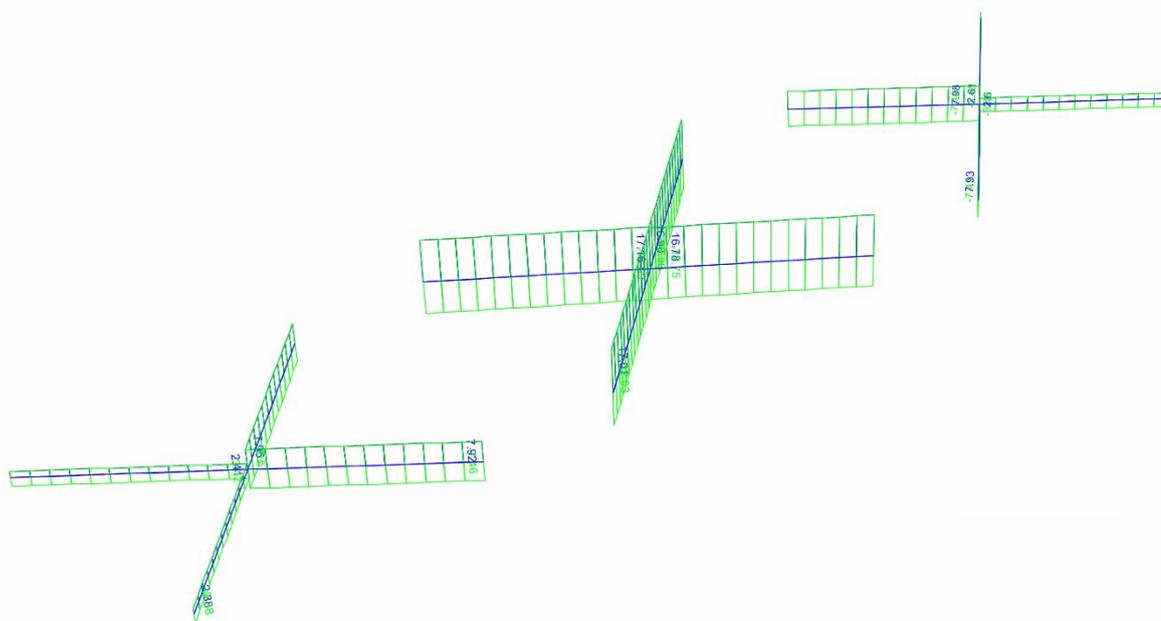
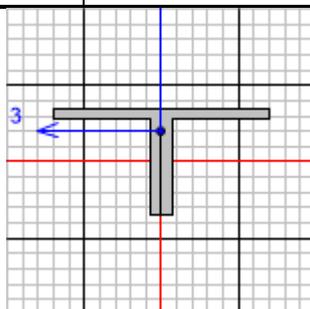


Figura 20 – Sforzi normali da INV-SLV [kN]



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

Interaction=Method B
Consider Torsion? No

MultiResponse=Envelopes

P-Delta Done? 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.	iyy=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	

Numero elemento: 2930

Sforzo assiale massimo: N=17.16 kN (comb. inv_SLV dal modelo SAP2000)

$N_{Ed} = 2 \times N = 34.32 \text{ kN}$

$N_{Rd} = A \times f_y / \gamma_{M0} = 429.12 \text{ kN}$

$N_{Ed} < N_{Rd}$

La verifica ha esito positivo!

9.7 Verifiche tabelle output complete

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Italian NTC 2018					
Fram	DesignSec	DesignTy	Ratio	RatioTy	Comb
Text	Text	Text	Unitless	Text	Text
2974	IPE180	Beam	0.907872	PMM	SLU_39
2824	IPE180	Beam	0.905392	PMM	SLU_39
2972	IPE180	Beam	0.897156	PMM	SLU_39
2822	IPE180	Beam	0.896587	PMM	SLU_39
3051	IPE180	Beam	0.757032	PMM	SLU_77
3056	IPE180	Beam	0.753912	PMM	SLU_75
3103	IPE180	Beam	0.744277	PMM	SLU_39
3098	IPE180	Beam	0.739336	PMM	SLU_39
2975	IPE180	Beam	0.735148	PMM	SLU_39
2991	IPE180	Beam	0.733933	PMM	SLU_39
2825	IPE180	Beam	0.733595	PMM	SLU_39
3033	IPE180	Beam	0.733595	PMM	SLU_39
2838	IPE180	Beam	0.605249	PMM	SLU_71
2829	IPE180	Beam	0.599097	PMM	SLU_71
2819	IPE180	Beam	0.59891	PMM	SLU_77
2843	IPE180	Beam	0.59802	PMM	SLU_39
2841	IPE180	Beam	0.58713	PMM	SLU_39
2827	IPE180	Beam	0.583774	PMM	SLU_73
2836	IPE180	Beam	0.583722	PMM	SLU_71
2817	IPE180	Beam	0.583659	PMM	SLU_75
3097	IPE180	Beam	0.532122	PMM	SLU_39
3102	IPE180	Beam	0.523589	PMM	SLU_39
2973	UPN240	Beam	0.520757	PMM	SLU_72
2844	IPE180	Beam	0.516938	PMM	SLU_39
3032	IPE180	Beam	0.516693	PMM	SLU_39
2823	UPN240	Beam	0.514933	PMM	SLU_74
3055	IPE180	Beam	0.483151	PMM	SLU_75
3057	IPE180	Beam	0.477869	PMM	SLU_39
3096	IPE180	Beam	0.47352	PMM	SLU_39
2839	IPE180	Beam	0.469537	PMM	SLU_39
3031	IPE180	Beam	0.46923	PMM	SLU_39
2992	IPE180	Beam	0.467712	PMM	SLU_39
2990	IPE180	Beam	0.467451	PMM	SLU_39
2820	IPE180	Beam	0.46736	PMM	SLU_39
2830	IPE180	Beam	0.467126	PMM	SLU_39
3050	IPE180	Beam	0.46708	PMM	SLU_77
3101	IPE180	Beam	0.465633	PMM	SLU_39
3052	IPE180	Beam	0.464354	PMM	SLU_39
2852	HE360B	Column	0.457304	PMM	SLU_68
2891	Mensola 3.95	Beam	0.431625	PMM	SLU_73
2888	Mensola 3.95	Beam	0.431552	PMM	SLU_77
2914	Mensola 3.95	Beam	0.418746	PMM	SLU_39
2911	Mensola 3.95.1	Beam	0.416109	PMM	SLU_39
2892	Mensola 3.95.1	Beam	0.41158	PMM	SLU_75
2895	Mensola 3.95.1	Beam	0.407883	PMM	SLU_72
2797	IPE180	Beam	0.389832	PMM	SLU_71
2799	IPE180	Beam	0.389502	PMM	SLU_71
2850	HE360B	Column	0.388341	PMM	SLV_1
2851	HE360B	Column	0.388282	PMM	SLV_1
2781	IPE180	Beam	0.388155	PMM	SLU_75
2775	IPE180	Beam	0.385106	PMM	SLU_71
2784	IPE180	Beam	0.383559	PMM	SLU_77
2977	HE360B	Column	0.382816	PMM	SLV_1
2778	IPE180	Beam	0.382167	PMM	SLU_73
2979	Mensola 3.95	Beam	0.381778	PMM	SLU_39
3078	UPN240	Beam	0.377967	PMM	SLU_72
2889	Mensola 3.95	Beam	0.377223	PMM	SLU_39
2978	Mensola 3.95.1	Beam	0.377222	PMM	SLU_39
2890	Mensola 3.95	Beam	0.377121	PMM	SLU_39
2847	HE360B	Column	0.374683	PMM	SLV_1
2849	HE360B	Column	0.365745	PMM	SLV_1
2842	UPN240	Beam	0.361955	PMM	SLU_72
2915	Mensola 3.95	Beam	0.359301	PMM	SLU_39
2846	HE360B	Column	0.357299	PMM	SLV_1
2893	Mensola 3.95.1	Beam	0.35726	PMM	SLU_39
2894	Mensola 3.95.1	Beam	0.357156	PMM	SLU_39
2912	Mensola 3.95.1	Beam	0.356188	PMM	SLU_39
2848	HE360B	Column	0.352044	PMM	SLV_1
2916	Mensola 3.95	Beam	0.342928	PMM	SLU_71
2913	Mensola 3.95.1	Beam	0.337651	PMM	SLU_39
3029	IPE180	Beam	0.322573	PMM	SLU_71
2800	IPE180	Beam	0.321881	PMM	SLU_71
2782	IPE180	Beam	0.314447	PMM	SLU_75
2988	IPE180	Beam	0.313358	PMM	SLU_73
2989	IPE180	Beam	0.313074	PMM	SLU_77
2776	IPE180	Beam	0.311314	PMM	SLU_71
398	IPE160	Beam	0.310618	PMM	SLU_73
397	IPE160	Beam	0.310462	PMM	SLU_77
399	IPE160	Beam	0.306494	PMM	SLU_71
396	IPE160	Beam	0.306024	PMM	SLU_77
2768	HE360B	Column	0.299712	PMM	SLV_9
3035	HE360B	Column	0.29959	PMM	SLV_9
2837	UPN240	Beam	0.299579	PMM	SLU_71
2937	HE360B	Column	0.298506	PMM	SLV_9
3039	HE360B	Column	0.298443	PMM	SLV_9
3044	HE360B	Beam	0.290644	PMM	SLU_77
2818	UPN240	Beam	0.288953	PMM	SLU_77
2828	UPN240	Beam	0.286542	PMM	SLU_73
3099	IPE180	Beam	0.280019	PMM	SLU_71
3094	IPE180	Beam	0.279013	PMM	SLU_71
2832	HE360B	Beam	0.27854	PMM	SLU_75
363	UPN240	Beam	0.278282	PMM	SLU_76
382	UPN240	Beam	0.276183	PMM	SLU_63
3054	IPE180	Beam	0.274494	PMM	SLU_77
2976	UPN240	Beam	0.271025	PMM	SLU_37

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1300002	A	72 di 108

RELAZIONE DI CALCOLO

3048	IPE180	Beam	0.270866	PMM	SLU_73	386	IPE160	Beam	0.21102	PMM	SLU_75
3053	IPE180	Beam	0.270545	PMM	SLU_73	2770	HE360B	Column	0.210226	PMM	SLV_9
3049	IPE180	Beam	0.267856	PMM	SLU_75	3036	HE360B	Column	0.210211	PMM	SLV_9
2803	IPE180	Beam	0.266582	PMM	SLU_71	387	IPE160	Beam	0.210076	PMM	SLU_75
2805	IPE180	Beam	0.262834	PMM	SLU_71	2946	HE360B	Column	0.208229	PMM	SLV_9
2812	HE260A	Beam	0.260428	PMM	SLV_1	3041	HE360B	Column	0.208211	PMM	SLV_9
2814	HE260A	Beam	0.260375	PMM	SLV_1	345	IPE160	Beam	0.206447	PMM	SLU_39
2815	HE260A	Beam	0.258678	PMM	SLV_1	2994	IPE160	Beam	0.206106	PMM	SLU_73
2845	UPN240	Beam	0.254305	PMM	SLU_41	2854	HE360B	Beam	0.204615	PMM	SLU_72
3013	IPE160	Beam	0.244777	PMM	SLU_71	367	UPN240	Beam	0.204529	PMM	SLU_76
3014	IPE160	Beam	0.243705	PMM	SLU_75	2810	HE360B	Column	0.203462	PMM	SLV_9
3022	IPE160	Beam	0.238957	PMM	SLU_71	3046	HE360B	Beam	0.203221	PMM	SLU_72
3037	HE360B	Column	0.236945	PMM	SLU_48	2941	IPE160	Beam	0.202207	PMM	SLU_73
3021	IPE160	Beam	0.236924	PMM	SLU_75	2886	IPE160	Beam	0.202202	PMM	SLU_77
3034	HE360B	Column	0.235855	PMM	SLU_48	2909	UPN240	Beam	0.200764	PMM	SLU_76
2826	UPN240	Beam	0.234391	PMM	SLU_41	2943	HE360B	Column	0.20047	PMM	SLV_9
2816	HE260A	Beam	0.231317	PMM	SLV_1	2780	HE260A	Beam	0.197463	PMM	SLU_74
2772	HE360B	Column	0.229286	PMM	SLU_48	2806	IPE180	Beam	0.196343	PMM	SLU_71
2766	HE360B	Column	0.229029	PMM	SLU_48	352	IPE330	Beam	0.196333	PMM	SLU_76
2834	IPE160	Beam	0.227123	PMM	SLU_77	2835	IPE160	Beam	0.196173	PMM	SLU_77
2864	IPE160	Beam	0.226093	PMM	SLU_73	2774	HE260A	Beam	0.196166	PMM	SLU_76
2860	UPN240	Beam	0.225783	PMM	SLU_76	2865	IPE160	Beam	0.196162	PMM	SLU_73
3068	IPE160	Beam	0.222596	PMM	SLU_75	3030	IPE180	Beam	0.196017	PMM	SLU_71
2940	IPE160	Beam	0.222496	PMM	SLU_77	3065	IPE160	Beam	0.195647	PMM	SLU_75
2993	IPE160	Beam	0.221909	PMM	SLU_77	355	IPE330	Beam	0.195541	PMM	SLU_73
3069	IPE160	Beam	0.221864	PMM	SLU_71	59	HE360B	Beam	0.195426	PMM	SLU_48
2885	IPE160	Beam	0.220542	PMM	SLU_73	353	IPE330	Beam	0.195077	PMM	SLU_78
391	IPE160	Beam	0.218932	PMM	SLU_71	2910	UPN240	Beam	0.193784	PMM	SLU_76
3040	HE360B	Column	0.218811	PMM	SLU_47	377	UPN240	Beam	0.190449	PMM	SLU_72
390	IPE160	Beam	0.218685	PMM	SLU_71	67	HE360B	Beam	0.18936	PMM	SLU_48
3038	HE360B	Column	0.217824	PMM	SLU_47	357	IPE330	Beam	0.187907	PMM	SLU_71
393	IPE160	Beam	0.21756	PMM	SLU_71	3018	IPE160	Beam	0.186794	PMM	SLU_77
2896	UPN240	Beam	0.217502	PMM	SLU_72	2874	IPE160	Beam	0.186612	PMM	SLU_77
392	IPE160	Beam	0.216884	PMM	SLU_71	2870	IPE160	Beam	0.18378	PMM	SLU_75
394	IPE160	Beam	0.216751	PMM	SLU_71	365	UPN240	Beam	0.183574	PMM	SLU_71
2939	HE360A	Beam	0.216265	PMM	SLU_65	366	UPN240	Beam	0.18265	PMM	SLU_75
2900	HE360A	Beam	0.215237	PMM	SLU_70	3011	IPE160	Beam	0.182369	PMM	SLU_75
395	IPE160	Beam	0.215204	PMM	SLU_73	3100	IPE180	Beam	0.180986	PMM	SLU_39
3061	IPE160	Beam	0.214911	PMM	SLU_75	2788	IPE160	Beam	0.180329	PMM	SLU_77
3060	IPE160	Beam	0.214484	PMM	SLU_71	373	HE360B	Beam	0.179857	PMM	SLU_70
2897	UPN240	Beam	0.213951	PMM	SLU_78	350	IPE330	Beam	0.179748	PMM	SLU_76
388	IPE160	Beam	0.213371	PMM	SLU_75	3075	IPE160	Beam	0.179469	PMM	SLU_71
389	IPE160	Beam	0.213327	PMM	SLU_75	2808	IPE330	Beam	0.179204	PMM	SLU_77
2918	UPN240	Beam	0.212446	PMM	SLU_39	2898	HE360A	Beam	0.17892	PMM	SLU_75
346	IPE160	Beam	0.212418	PMM	SLU_75	3095	IPE180	Beam	0.178611	PMM	SLU_39
2796	HE260A	Beam	0.212303	PMM	SLU_72	2862	IPE330	Beam	0.177702	PMM	SLU_73
						3067	IPE160	Beam	0.176998	PMM	SLU_71
						3066	IPE160	Beam	0.176592	PMM	SLU_71

354	IPE330	Beam	0.176524	PMM	SLU_73						
349	IPE330	Beam	0.176505	PMM	SLU_76						
356	IPE330	Beam	0.175666	PMM	SLU_77						
3071	IPE160	Beam	0.175644	PMM	SLU_75	2935	IPE330	Beam	0.156841	PMM	SLU_70
3070	IPE160	Beam	0.175014	PMM	SLU_75	2793	IPE160	Beam	0.156761	PMM	SLU_73
371	HE360B	Beam	0.174814	PMM	SLU_78	3024	IPE160	Beam	0.156653	PMM	SLU_71
2901	HE360A	Beam	0.174602	PMM	SLU_71	3026	IPE160	Beam	0.156306	PMM	SLU_73
3058	IPE160	Beam	0.173219	PMM	SLU_75	3064	IPE160	Beam	0.156084	PMM	SLU_75
3012	IPE160	Beam	0.173069	PMM	SLU_71	2950	IPE160	Beam	0.155782	PMM	SLU_77
358	IPE330	Beam	0.173059	PMM	SLU_72	3017	IPE160	Beam	0.155412	PMM	SLU_77
2970	IPE160	Beam	0.172395	PMM	SLU_73	2953	IPE160	Beam	0.154712	PMM	SLU_73
344	IPE330	Beam	0.170506	PMM	SLU_76	347	IPE330	Beam	0.154608	PMM	SLU_71
3028	IPE160	Beam	0.170491	PMM	SLU_73	3062	IPE160	Beam	0.15453	PMM	SLU_75
364	UPN240	Beam	0.169689	PMM	SLU_78	360	IPE330	Beam	0.15436	PMM	SLU_75
2792	IPE160	Beam	0.169206	PMM	SLU_73	3063	IPE160	Beam	0.154177	PMM	SLU_71
3019	IPE160	Beam	0.168285	PMM	SLU_75	2873	IPE160	Beam	0.153979	PMM	SLU_77
2789	IPE160	Beam	0.167571	PMM	SLU_77	3072	IPE160	Beam	0.153028	PMM	SLU_71
2969	IPE160	Beam	0.166877	PMM	SLU_71	3074	IPE160	Beam	0.152833	PMM	SLU_71
2881	IPE160	Beam	0.166597	PMM	SLU_77	2871	IPE160	Beam	0.152809	PMM	SLU_77
359	IPE330	Beam	0.166102	PMM	SLU_71	2872	IPE160	Beam	0.152624	PMM	SLU_77
2882	IPE160	Beam	0.165861	PMM	SLU_77	3073	IPE160	Beam	0.152571	PMM	SLU_75
2951	IPE160	Beam	0.16554	PMM	SLU_73	2966	IPE160	Beam	0.151988	PMM	SLU_71
384	UPN240	Beam	0.16538	PMM	SLU_75	2967	IPE160	Beam	0.151459	PMM	SLU_73
385	UPN240	Beam	0.165351	PMM	SLU_71	2957	IPE160	Beam	0.150617	PMM	SLU_73
2954	IPE160	Beam	0.164481	PMM	SLU_73	3027	IPE160	Beam	0.150314	PMM	SLU_73
2867	IPE160	Beam	0.164438	PMM	SLU_75	2962	IPE160	Beam	0.15028	PMM	SLU_73
2798	UPN240	Beam	0.164288	PMM	SLU_71	2903	IPE330	Beam	0.149701	PMM	SLU_75
3023	IPE160	Beam	0.163755	PMM	SLU_71	43	HE360B	Beam	0.149654	PMM	SLU_48
2868	IPE160	Beam	0.163582	PMM	SLU_75	33	HE360B	Beam	0.149505	PMM	SLU_48
383	UPN240	Beam	0.163489	PMM	SLU_74	362	IPE330	Beam	0.149196	PMM	SLU_71
3059	IPE160	Beam	0.16243	PMM	SLU_71	2785	UPN240	Beam	0.146585	PMM	SLU_77
361	IPE330	Beam	0.161324	PMM	SLU_71	2779	UPN240	Beam	0.142709	PMM	SLU_71
2813	HE260A	Beam	0.161088	PMM	SLV_1	55	HE360B	Beam	0.139997	PMM	SLU_48
3015	IPE160	Beam	0.160952	PMM	SLU_77	63	HE360B	Beam	0.133305	PMM	SLU_48
3020	IPE160	Beam	0.160615	PMM	SLU_75	2958	IPE330	Beam	0.13109	PMM	SLU_39
2956	IPE160	Beam	0.16061	PMM	SLU_71	348	IPE330	Beam	0.130238	PMM	SLU_39
2879	IPE160	Beam	0.160562	PMM	SLU_73	400	HE360A	Beam	0.125983	PMM	SLU_73
351	IPE330	Beam	0.160458	PMM	SLU_66	401	HE360A	Beam	0.125812	PMM	SLU_73
2821	UPN240	Beam	0.160342	PMM	SLU_42	2963	IPE330	Beam	0.125249	PMM	SLU_77
3016	IPE160	Beam	0.160259	PMM	SLU_77	2840	UPN240	Beam	0.125114	PMM	SLU_39
2899	HE360A	Beam	0.15989	PMM	SLU_71	402	HE360A	Beam	0.124317	PMM	SLU_73
2961	IPE160	Beam	0.159654	PMM	SLU_71	2917	UPN240	Beam	0.12362	PMM	SLU_39
2948	HE360A	Beam	0.159472	PMM	SLU_75	343	IPE330	Beam	0.122969	PMM	SLU_73
2902	HE360A	Beam	0.158934	PMM	SLU_75	369	UPN240	Beam	0.118591	PMM	SLU_39
2880	IPE160	Beam	0.158838	PMM	SLU_77	380	UPN240	Beam	0.110852	PMM	SLU_77
2945	HE360A	Beam	0.158724	PMM	SLU_71	370	UPN240	Beam	0.106558	PMM	SLU_77
2831	UPN240	Beam	0.15871	PMM	SLU_41	2777	UPN240	Beam	0.104422	PMM	SLU_35
2971	HE260A	Beam	0.158295	PMM	SLV_1	368	UPN240	Beam	0.101131	PMM	SLU_39
2869	IPE160	Beam	0.157303	PMM	SLU_75	381	UPN240	Beam	0.099702	PMM	SLU_73
3025	IPE160	Beam	0.157089	PMM	SLU_73	378	UPN240	Beam	0.098941	PMM	SLU_42
						26	HE360B	Beam	0.093816	PMM	SLU_48
						2801	UPN240	Beam	0.09309	PMM	SLU_71
						39	HE360B	Beam	0.09218	PMM	SLU_48

**PROGETTO DEFINITIVO****RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA****TRATTA PIADENA- MANTOVA**

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1300002	A	74 di 108

RELAZIONE DI CALCOLO

2783	UPN240	Beam	0.085914	PMM	SLU_75
2786	HE360B	Beam	0.074589	PMM	SLU_76
2804	UPN240	Beam	0.068129	PMM	SLU_71
3042	HE360B	Beam	0.06733	PMM	SLU_73
38	HE360B	Beam	0.062534	PMM	SLU_72
45	HE360B	Beam	0.06	PMM	SLU_78
2807	UPN240	Beam	0.045924	PMM	SLU_41
2802	HE260A	Beam	0.045549	PMM	SLU_35

10 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

10.1 Verifiche di spostamenti verticali

Gli spostamenti attesi in copertura dati dalla combinazione SLE rara governante e dai carichi permanenti risultano pari a 12.6mm e 5.2mm:

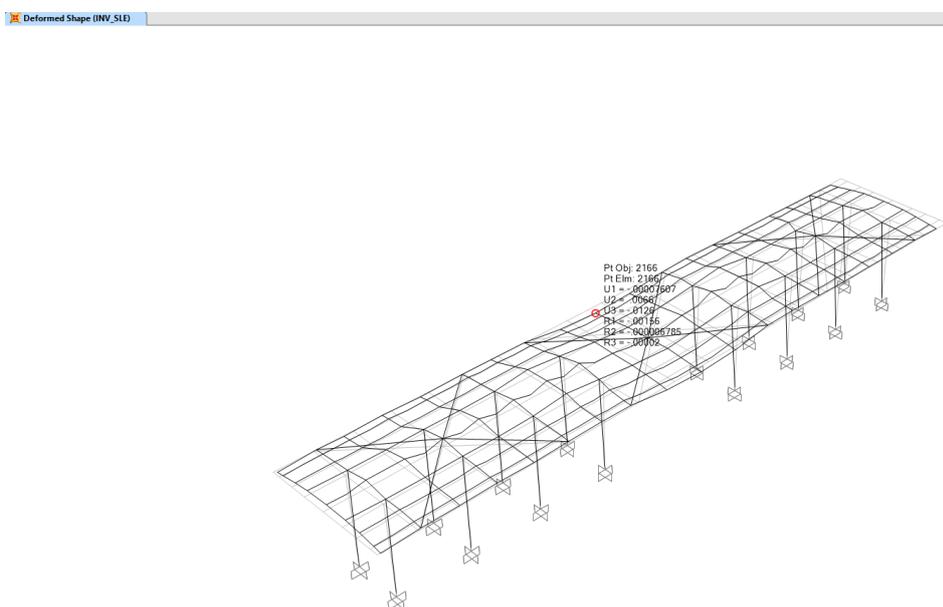


Figura 21 – Spostamenti massimi attesi

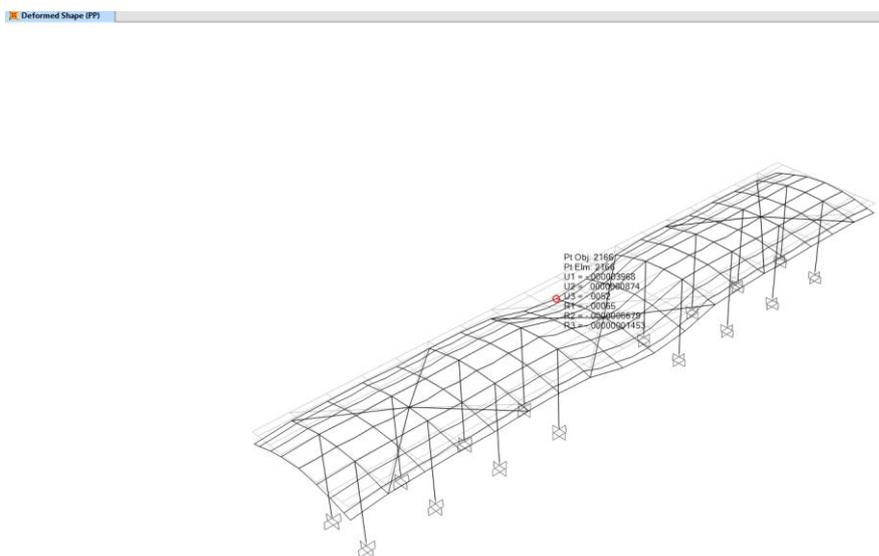


Figura 22 – Spostamenti massimi dai carichi permanenti

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

- spostamento elastico dovuto alla combinazione SLE:

$$\delta_{\max} = 12.6 \text{ mm}$$

- spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti:

$$\delta_1 = 5.2 \text{ mm}$$

- spostamento elastico dovuto ai carichi variabili:

$$\delta_2 = 12.6 - 5.2 = 7.4 \text{ mm}$$

- spostamento massimo nello stato finale $\delta_{\max} = 12.6 \text{ mm}$

La deformabilità degli elementi della copertura è pertanto:

$$L / \delta_2 = 2 \times 2500 / 7.4 = 675$$

$$L / \delta_{\max} = 2 \times 2500 / 12.6 = 396$$

$$L / 675 \leq L / 250$$

$$L / 396 \leq L / 200$$

lunghezza dello sbalzo = 2.5m

Si ha dunque: $L = 2 \times 2.5 = 5.0 \text{ m}$

La verifica risulta soddisfatta.

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

	Elementi	δ_{\max} [mm]	δ_2 [mm]	δ_1 [mm]	L [mm]	Limite δ_{\max} [mm]	Limite δ_2 [mm]	Verifica
1	HEB 360- travi longitudinali- mezzeria	9.2	5.4	3.8	9960	49.8	39.8	OK
2	HEA 360- travi trasversali- mezzeria	8.5	4.9	3.6	2900	14.5	11.6	OK
3	HEA 360- travi trasversali- mensola	12.6	7.4	5.2	5000	25.0	20.0	OK
4	IPE 330- travi trasversali- mezzeria	5.4	3.3	2.1	2900	14.5	11.6	OK
5	IPE 330- travi trasversali- mensola	11.1	6.7	4.4	5000	25.0	20.0	OK
6	IPE 160- arcarecci- mensola	7.4	4.6	2.8	4400	22.0	17.6	OK
7	IPE 160- arcarecci- mezzeria	2.1	1.8	0.3	2225	11.1	8.9	OK

10.2 Verifiche di spostamenti laterali

Gli spostamenti laterali massimi in testa ai pilastri, in direzione Y, dovuti a forze orizzontali, risultanti dalla combinazione SLE_19, sono pari a 6.1 mm

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
PESO PROPRIO	Linear Static	1.
PESO PROPRIO	Linear Static	1.
COPERTURA	Linear Static	1.
VENTO	Linear Static	1.
CAERO-MENSOLA-SX	Linear Static	0.8
TEMPERATURA	Linear Static	0.6

Deformed Shape (SLE_R_19)

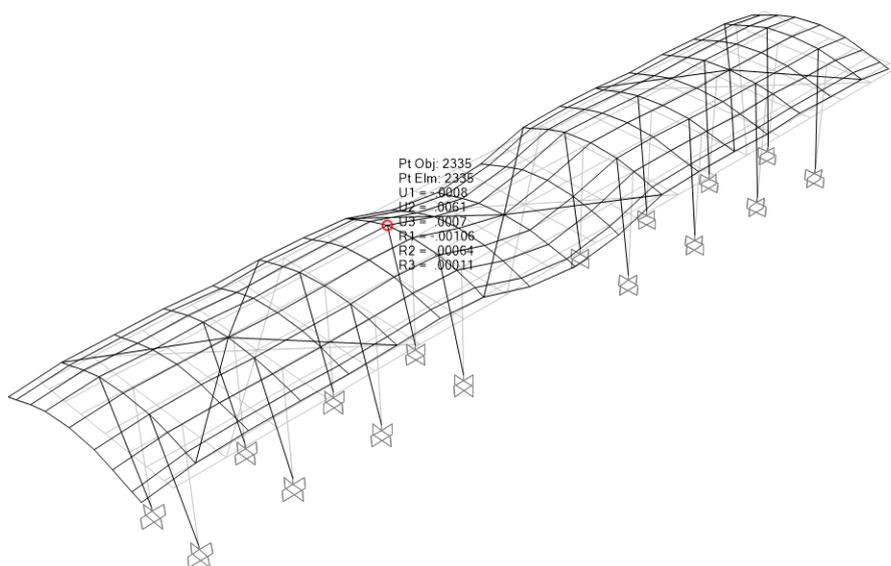


Figura 23 – Spostamenti massimi Y per il SLE_19

Gli spostamenti laterali massimi in testa ai pilastri, in direzione X in copertura, dovuti a forze orizzontali, risultanti dalla combinazione SLE49, sono pari a 5.2 mm.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
PESO PROPRIO	Linear Static	1.
PESO PROPRIO	Linear Static	1.
COPERTURA	Linear Static	1.
VENTO	Linear Static	0.6
C.AERO-MENSOLA-DX	Linear Static	0.8
TEMPERATURA	Linear Static	-1.

Deformed Shape (SLE_R_49)

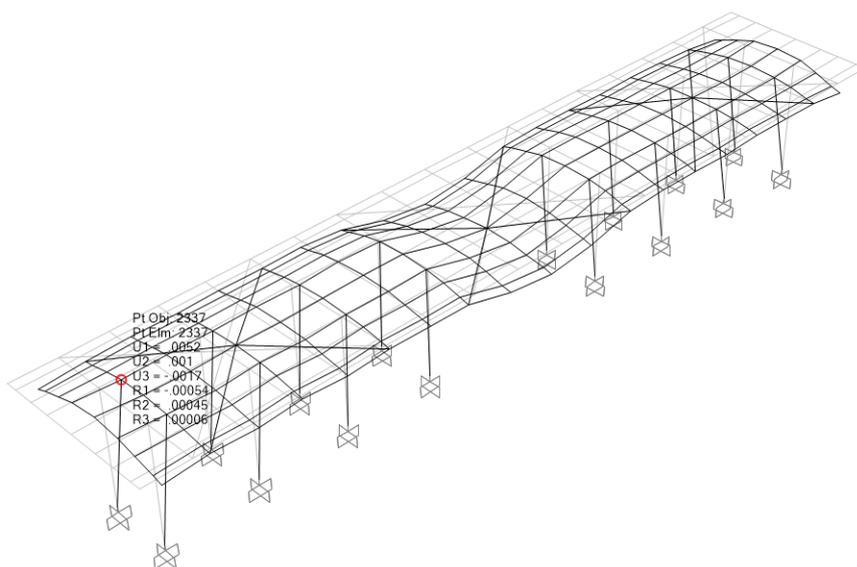


Figura 24 – Spostamenti massimi X per il SLE_49

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA TRATTA PIADENA- MANTOVA					
<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1300002</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>	<p>FOGLIO</p> <p>79 di 108</p>

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

spostamento laterale dovuto ai carichi variabili $\delta=6.1$ mm

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

$$\delta=6.1 \text{ mm} \leq 5350/300=17.8 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

10.3 Verifiche di rigidezza

Gli spostamenti laterali in testa ai pilastri, in direzione Y, risultanti dalle combinazioni il SLO_09, sono pari a 5.7 mm.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Peso_Proprio	Linear Static	1.
Peso_Proprio	Linear Static	1.
Copertura	Linear Static	1.
SLO_U1	Response Spectrum	0.3
SLO_U2	Response Spectrum	1.
SLO_U3	Response Spectrum	0.3

Deformed Shape (SLO_09)

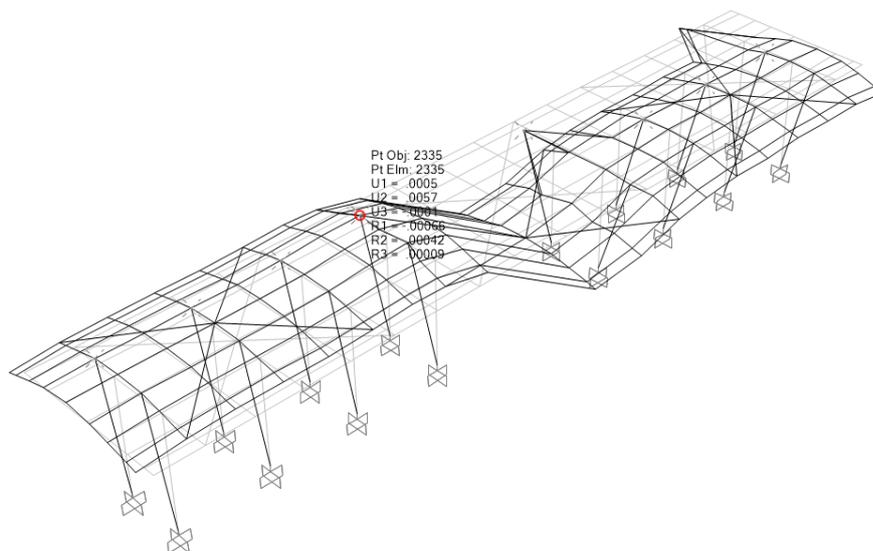


Figura 25 – Spostamenti massimi Y per il SLO-09

Gli spostamenti laterali in testa ai pilastri, in direzione X, risultanti dalle combinazioni il SLO_01, sono pari a 1.5 mm.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Peso_Proprio	Linear Static	1.
Peso_Proprio	Linear Static	1.
Copertura	Linear Static	1.
SLO_U1	Response Spectrum	1.
SLO_U2	Response Spectrum	0.3
SLO_U3	Response Spectrum	0.3

Deformed Shape (SLD_01)

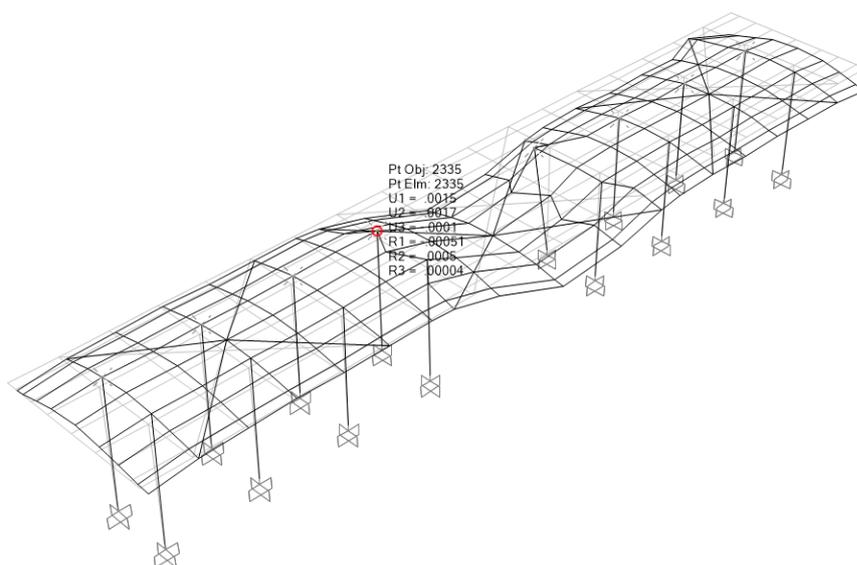


Figura 26 – Spostamenti massimi X per il SLO_01



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA

TRATTA PIADENA- MANTOVA

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1300002	A	82 di 108

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

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

$$dr = 5.7 \text{ mm} < 0.005 \times 2/3 \times 5350 = 17.8 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

10.4 Verifiche di buckling secondo la Circolare Applicativa C4.2.3.4

L'analisi di buckling è stata condotta per la combinazioni di carico SLE Rare più gravose, sia in termini di spostamenti verticali, che di orizzontali massimi, le quali, nel caso della tipologia in esame, sono stati sviluppati dalla combinazione SLE_R_08, che include le seguenti condizioni di carico:

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)
Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
PESO PROPRIO	Linear Static	1.
PESO PROPRIO	Linear Static	1.
COPERTURA	Linear Static	1.
NEVE	Linear Static	0.5
VENTO	Linear Static	1.
C.AERO-MENSOLA-SX	Linear Static	0.8
TEMPERATURA	Linear Static	-0.6

La combinazione buckling è stata determinata nel modo seguente:

Load Case Data - Buckling

Load Case Name Notes Load Case Type

Stiffness to Use
 Zero Initial Conditions - Unstressed State
 Stiffness at End of Nonlinear Case
Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

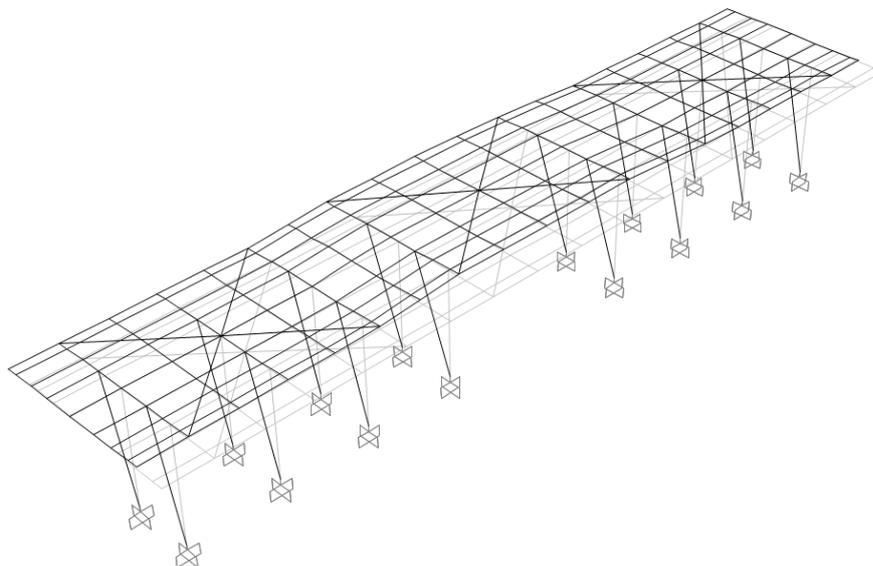
Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	TEMPERAT	-0.6
Load Pattern	PESO PROPRIO	1
Load Pattern	COPERTURA	1
Load Pattern	NEVE	0.5
Load Pattern	VENTO	1
Load Pattern	C.AERO-MENSOLA-SX	0.8
Load Pattern	TEMPERATURA	-0.6

Other Parameters
Number of Buckling Modes
Eigenvalue Convergence Tolerance

La struttura presenta il seguente comportamento:

Deformed Shape (BUCKLING) - Mode 1 - Factor 64.69278



Dalla figura si evince, che $\alpha_{cr} = 64 > 10$.

L'analisi globale della struttura può essere eseguita con la teoria del primo ordine.

10.5 Verifiche degli effetti delle non-linearità geometriche secondo NTC18 §7.3.1

Le non linearità geometriche, sono prese in conto tramite il fattore θ , che è definito nel modo seguente:

$$\theta = P \times d_{Er} / V \times h;$$

dove:

$h = 5.35\text{m}$ – l'altezza del piano in esame

$d_{Er} = 0.014\text{m}$ – spostamento orizzontale del piano agli SLV

Joint Displacements								
OutputCa	CaseType	StepTy	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
SLV_9	Combination	Max	0.001135	0.014471	-0.000043	0.000095	0.000499	0.000224

$P = 1437 \text{ kN}$ è il carico verticale totale

$V = 287 \text{ kN}$ è il carico orizzontale totale in direzione dello spostamento del piano

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCa	CaseType	StepTy	F1	F2	F3
2079	SLV_9	Combination	Max	12.56	23.61	123.96
2083	SLV_9	Combination	Max	5.16	19.83	73.20
2087	SLV_9	Combination	Max	3.46	16.03	82.97
2134	SLV_9	Combination	Max	6.45	19.37	80.85
2220	SLV_9	Combination	Max	4.87	15.60	81.05
2222	SLV_9	Combination	Max	-0.13	23.48	123.63
2231	SLV_9	Combination	Max	6.00	19.04	80.44
2238	SLV_9	Combination	Max	7.14	19.62	72.70
2318	SLV_9	Combination	Max	12.55	19.68	123.78
2319	SLV_9	Combination	Max	5.16	16.85	73.10
2320	SLV_9	Combination	Max	3.46	12.99	82.85
2321	SLV_9	Combination	Max	6.45	16.47	80.75
2322	SLV_9	Combination	Max	4.87	12.63	81.17
2323	SLV_9	Combination	Max	-0.12	19.56	123.57
2324	SLV_9	Combination	Max	6.00	16.12	80.55
2325	SLV_9	Combination	Max	7.14	16.64	72.79
					V	P
					287.51	1437.35

Si ha, dunque:

$\theta = 1437 \times 0.014 / 287 \times 5.35 = 0.013 < 0.1$ – Gli effetti delle non linearità geometriche possono essere trascurate.

10.6 Verifiche del giunto strutturale

Gli spostamenti laterali in copertura della pensilina, dovuti alle combinazioni SLV sono pari a 4.5 mm.

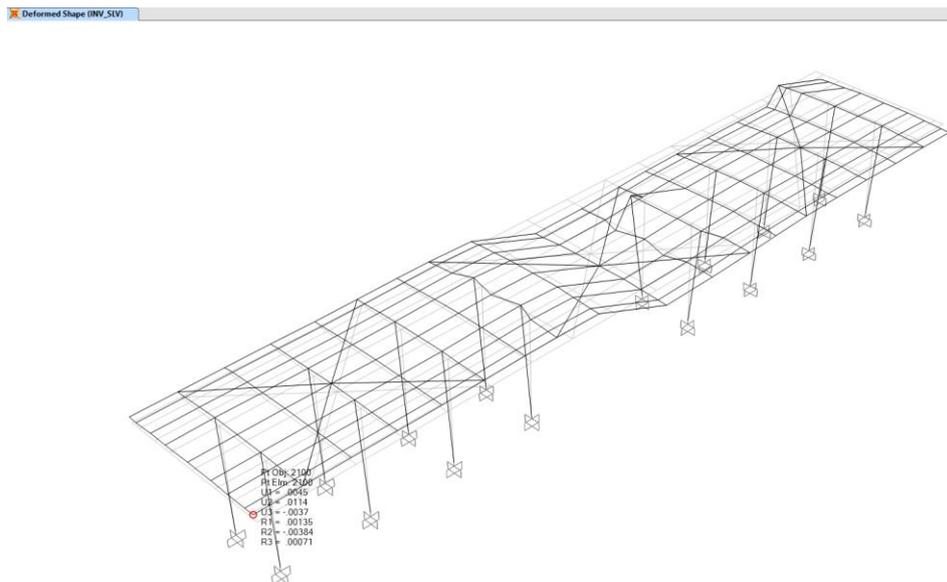


Figura 27 – Spostamenti massimi per il SLV

Gli spostamenti laterali in copertura della pensilina ,dovuti allo carico Temperatura sono pari a 5.9 mm.

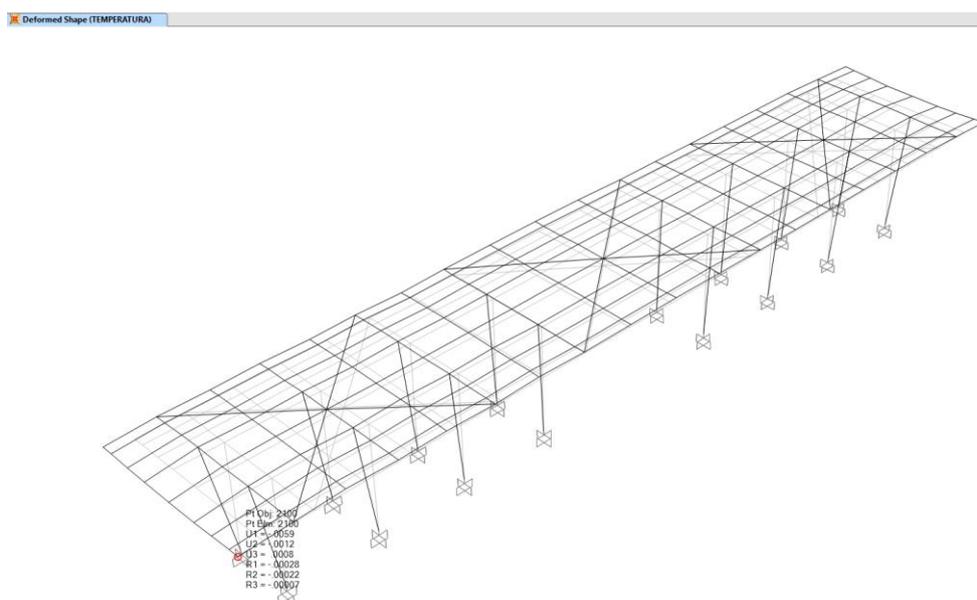


Figura 28 – Spostamenti massimi per il Temperatura



PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA

TRATTA PIADENA- MANTOVA

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 44	CLFV1300002	A	87 di 108

$$d_{SLV} = 22.7 + 4.5 = 27.2 \text{ mm}$$

$$d_T = 2.6 + 5.9 = 8.5 \text{ mm}$$

Il giunto tra i moduli della pensilina è di 100 mm.

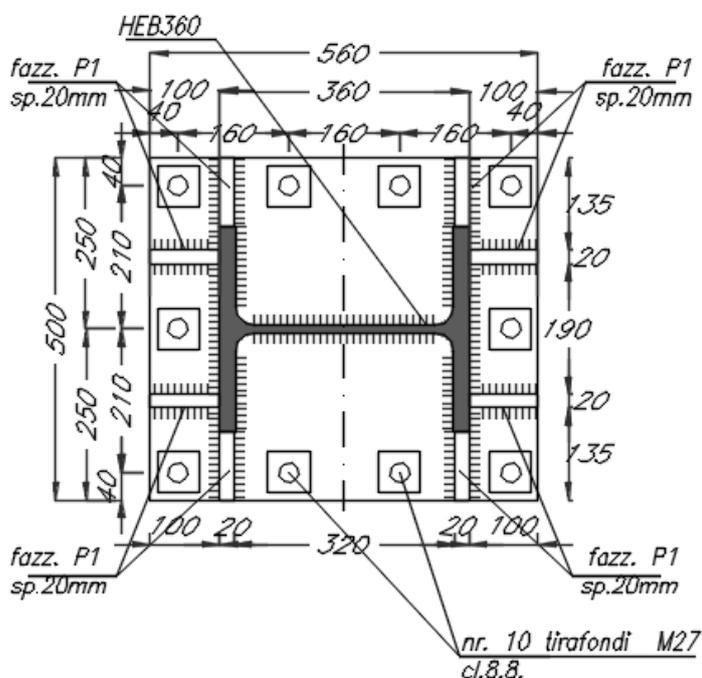
$$d_{SLV} + d_T = 35.7 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

11 VERIFICA DEI TIRAFONDI

11.1 Verifiche dell'acciaio

Le verifiche della connessione è stata effettuata tramite il programma Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020.



Sollecitazioni di progetto :

TABLE: Joint Reactions

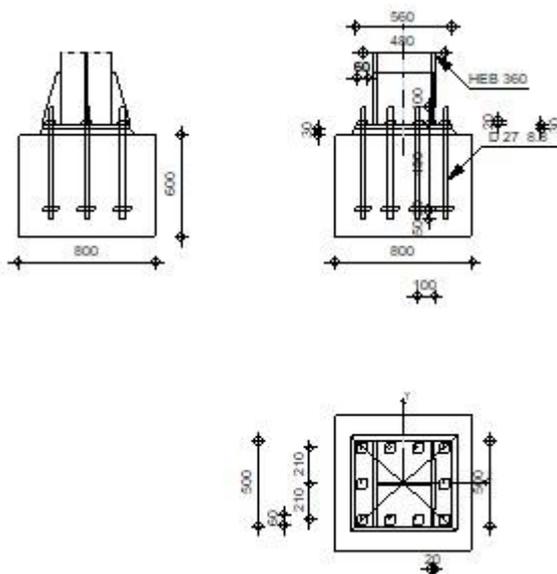
Joint	OutputCa	CaseType	StepTy	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2318	SLV_9	Combination	Max	12.551	19.682	123.777	63.4167	28.2221	0.0101



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020
Calcolo del plinto della colonna incastrato
Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Coefficiente
0.23



Generale

N. giunto: 2

Nome del giunto: Fixed column base

Geometria

Colonna

Profilato: HEB 360

$L_c =$	5.00	[m]	Lunghezza della colonna
$a =$	0.0	[Deg]	Angolo d'inclinazione
$h_c =$	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
$b_{pd} =$	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

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} = 210 [mm]

Dimensioni di ancoraggi

$L_1 = 100$ [mm]

$L_2 = 490$ [mm]

$L_3 = 50$ [mm]

Piastrina di resistenza

$l_p = 100$ [mm] Lunghezza

$b_p = 100$ [mm] Larghezza

$t_p = 20$ [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

$L = 800$ [mm] Lunghezza del plinto

$B = 800$ [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.

$N_{j,Ed} = -123.78$ [kN] Azione assiale

$V_{j,Ed,y} = 12.55$ [kN] Azione tagliante

$V_{j,Ed,z} = 19.68$ [kN] Azione tagliante

$M_{j,Ed,y} = 63.42$ [kN*m] Momento flettente

$M_{j,Ed,z} = 28.22$ [kN*m] Momento flettente

Risultati

Zona di compressione

COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

$f_{cd} = 20.00$ [MPa] Resistenza di calcolo alla compressione EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 20.16$ [MPa] Resistenza di calcolo del materiale del giunto sotto la piastra di base di [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \cdot \ddot{O}(f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot g_{m0}))$$

$c = 64$ [mm] Larghezza dell'appoggio addizionale [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 150$ [mm] Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 428$ [mm] Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 64384$ [mm²] Zona di contatto della piastra di base e della fondazione EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = \frac{36107}{4}$ [mm²] Area di calcolo massima della ripartizione del carico EN 1992-1:[6.7.(3)]

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

$F_{rd,u} = 3049.41$ [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)]

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

$f_{jd} = 31.58$ [MPa] Resistenza di calcolo del materiale del giunto [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 175719$ [mm²] Area di compressione efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 74724$ [mm²] Area di flessione My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 74724$ [mm²] Area di flessione Mz [6.2.8.3.(1)]

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

$F_{c,Rd,n} = 5548.39$ [kN] Resistenza del calcestruzzo alla compressione [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 2359.43$ [kN] Resistenza del calcestruzzo alla flessione M_y [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 2359.43$ [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]

$W_{pl,y} = \frac{404300}{0}$ [mm³] Fattore plastico della sezione EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 1111.83$ [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)]

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

$F_{c,fc,Rd,y} = 3294.30$ [kN] Resistenza dell'ala compressa e dell'anima [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = \frac{263200}{0}$ [mm³] Fattore plastico della sezione EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 723.80$ [kN*m] Resistenza di calcolo della sezione alla flessione EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 249$ [mm] Distanza tra i centri di gravità delle ali [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fc,Rd,z} = 2906.87$ [kN] Resistenza dell'ala compressa e dell'anima [6.2.6.7.(1)]

RESISTENZA DEL PLINTO NELLA ZONA COMPRESSA

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

$N_{j,Rd} = 5548.39$ [kN] Resistenza del plinto alla compressione assiale [6.2.8.2.(1)]

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

$F_{C,Rd,y} = 2359.43$ [kN] Resistenza del plinto nella zona compressa [6.2.8.3]

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

$F_{C,Rd,z} = 2359.43$ [kN] Resistenza del plinto nella zona compressa [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)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 224.73$ [kN] Resistenza del bullone alla rottura [Tabella 3.4]

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

$F_{t,Rd,s} = 224.73$ [kN] Resistenza del bullone alla rottura

RESISTENZA DELL'ANCORAGGIO ALLA TRAZIONE

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

$F_{t,Rd} = 224.73$ [kN] Resistenza dell'ancoraggio alla trazione

FLESSIONE DELLA PIASTRA DI BASE

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

$$l_{eff,1} = 223 \quad [mm] \quad \text{Lunghezza efficace per un bullone per il modo 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$l_{eff,2} = 223 \quad [mm] \quad \text{Lunghezza efficace per un bullone per il modo 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 46 \quad [mm] \quad \text{Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 13.79 \quad [kN*m] \quad \text{Resistenza plastica della piastra per il modo 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 13.79 \quad [kN*m] \quad \text{Resistenza plastica della piastra per il modo 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{1188.0}{7} \quad [kN] \quad \text{Resistenza della piastra per il modo 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 631.13 \quad [kN] \quad \text{Resistenza della piastra per il modo 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 674.18 \quad [kN] \quad \text{Resistenza della piastra per il modo 3} \quad [6.2.4]$$

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

$$F_{t,pl,Rd,y} = 631.13 \quad [kN] \quad \text{Resistenza della piastra in trazione} \quad [6.2.4]$$

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

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

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

$$m = 46 \quad [mm] \quad \text{Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 9.77 \quad [kN*m] \quad \text{Resistenza plastica della piastra per il modo 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 9.77 \quad [kN*m] \quad \text{Resistenza plastica della piastra per il modo 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = 841.54 \quad [kN] \quad \text{Resistenza della piastra per il modo 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 642.07 \quad [kN] \quad \text{Resistenza della piastra per il modo 2} \quad [6.2.4]$$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA</p> <p>TRATTA PIADENA- MANTOVA</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1300002</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

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

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

$$F_{T,3,Rd} = 898.91 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistenza della piastra per il modo 3} \quad [6.2.4]$$

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

$$F_{t,pl,Rd,z} = 642.07 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistenza della piastra in trazione} \quad [6.2.4]$$

RESISTENZA DELL'ANIMA DELLA COLONNA ALLA TRAZIONE

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

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

$$b_{eff,t,wc} = 341 \quad [\text{mm}] \quad \text{Larghezza efficace dell'anima in trazione} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

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

$$w = 0.78 \quad \text{Coefficiente di riduzione per l'interazione con il taglio} \quad [6.2.6.3.(4)]$$

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

$$F_{t,wc,Rd,z} = 916.07 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistenza dell'anima della colonna} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

RESISTENZA DEL PLINTO NELLA ZONA IN TRAZIONE

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

$$F_{T,Rd,y} = 631.13 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistenza del plinto nella zona tesa} \quad [6.2.8.3]$$

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

$$F_{T,Rd,z} = 642.07 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistenza del plinto nella zona tesa} \quad [6.2.8.3]$$

Controllo della resistenza del giunto

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad (6.24) \qquad 0.02 < 1.00 \qquad \text{verificato} \quad (0.02)$$

$$e_y = 512 \quad [\text{mm}] \quad \text{Eccentricità dell'azione assiale} \quad [6.2.8.3]$$

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

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

$$M_{j,Rd,y} = 384.67 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Resistenza del giunto alla flessione} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad (6.23) \qquad 0.16 < 1.00 \qquad \text{verificato} \quad (0.16)$$

$$e_z = 228 \quad [\text{mm}] \quad \text{Eccentricità dell'azione assiale} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,z} = 124 \quad [\text{mm}] \quad \text{Braccio di leva } F_{C,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,z} = 210 \quad [\text{mm}] \quad \text{Braccio di leva } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 410.82 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Resistenza del giunto alla flessione} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad (6.23) \qquad 0.07 < 1.00 \qquad \text{verificato} \quad (0.07)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \qquad 0.23 < 1.00 \qquad \text{verificato} \quad (0.23)$$

Taglio

PRESSIONE DEL BULLONE D'ANCORAGGIO SULLA PIASTRA DI BASE

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

$$a_{d,y} = \frac{0.4}{6} \quad \text{Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$a_{b,y} = \frac{0.4}{6} \quad \text{Coeff. per il calcolo della resistenza } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

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

$$a_{d,y} = \frac{0.4}{6} \quad \text{Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$k_{1,y} = \frac{2.1}{6} \quad \text{Coeff. di posizione dei bulloni: perpendicolari alla direzione del taglio} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

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

$$F_{1,vb,Rd,y} = \frac{276.9}{8} \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistenza del bullone d'ancoraggio alla pressione sulla piastra di base} \quad [\text{6.2.2.(7)}]$$

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

$$a_{d,z} = \frac{0.4}{6} \quad \text{Coeff. di posizione dei bulloni: nella direzione del taglio} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$a_{b,z} = \frac{0.4}{6} \quad \text{Coeff. per il calcolo della resistenza } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

$$k_{1,z} = \frac{2.1}{6} \quad \text{Coeff. di posizione dei bulloni: perpendicolari alla direzione del taglio} \quad [\text{Tabella 3.4}]$$

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

$$F_{1,vb,Rd,z} = \frac{276.9}{8} \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistenza del bullone d'ancoraggio alla pressione sulla piastra di base} \quad [\text{6.2.2.(7)}]$$

TAGLIO DEL BULLONE D'ANCORAGGIO

$$a_b = 0.25 \quad \text{Coeff. per il calcolo della resistenza } F_{2,vb,Rd} \quad [\text{6.2.2.(7)}]$$

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

$$f_{ub} = 800.00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Resistenza del materiale del bullone alla trazione} \quad [\text{6.2.2.(7)}]$$

$$g_{M2} = 1.25 \quad \text{Coefficiente di sicurezza parziale} \quad [\text{6.2.2.(7)}]$$

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

$$F_{2,vb,Rd} = \frac{72.8}{5} \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del bullone al taglio - senza effetto della leva} \quad [6.2.2.(7)]$$

SLITTAMENTO DEL PLINTO

$$C_{f,d} = 0.30 \quad \text{Coeff. di attrito tra la piastra di base e il calcestruzzo} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 123.78 \text{ [kN]} \quad \text{Azione di compressione} \quad [6.2.2.(6)]$$

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

$$F_{f,Rd} = 37.13 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza allo slittamento} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTROLLO DEL TAGLIO

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

$$V_{j,Rd,y} = 765.66 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del giunto al taglio } V_{j,Rd}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0.02 < 1.00 \quad \text{verificato (0.02)}$$

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

$$V_{j,Rd,z} = 765.66 \text{ [kN]} \quad \text{Resistenza del giunto al taglio } V_{j,Rd}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.03 < 1.00 \quad \text{verificato (0.03)}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.04 < 1.00 \quad \text{verificato (0.04)}$$

Controllo degli irrigidimenti

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

$M_1 = 3.34$ [kN*m] Momento flettente dell'irrigidimento

$Q_1 = 66.78$ [kN] Azione tagliante dell'irrigidimento

$z_s = 84$ [mm] Posizione dell'asse neutro (dalla base della piastra)

$I_s = 14091750$ [mm⁴] Momento di inerzia dell'irrigidimento

$s_d = 1.27$ [MPa] Sollecitazione normale a contatto dell'irrigidimento e piastra EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$s_g = 5.83$ [MPa] Sollecitazione normale nelle fibre superiori EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$t = 11.13$ [MPa] Sollecitazione tangenziale nell'irrigidimento EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$s_z = 19.32$ [MPa] Sollecitazione equivalente a contatto dell'irrigidimento e piastra EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max (s_g, t / (0.58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0.07 < 1.00$ **verificato** (0.07)

Saldature tra la colonna e la piastra della base

$s_\wedge = 41.14$ [MPa] Sollecitazione normale nella saldatura [4.5.3.(7)]

$t_\wedge = 41.14$ [MPa] Sollecitazione tangenziale perpendicolare [4.5.3.(7)]

$t_{yII} = 0.53$ [MPa] Sollecitazione tangenziale parallela a $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$t_{zII} = 2.60$ [MPa] Sollecitazione tangenziale parallela a $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$b_w = 0.85$ Coefficiente dovuto alla resistenza [4.5.3.(7)]

$s_\wedge / (0.9 \cdot f_u / g_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0.13 < 1.00$ **verificato** (0.13)

$\sqrt{(s_\wedge^2 + 3.0 (t_{yII}^2 + t_\wedge^2)) / (f_u / (b_w \cdot g_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) $0.20 < 1.00$ **verificato** (0.20)

$\sqrt{(s_\wedge^2 + 3.0 (t_{zII}^2 + t_\wedge^2)) / (f_u / (b_w \cdot g_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) $0.06 < 1.00$ **verificato** (0.06)

Saldature verticali degli irrigidimenti

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

$$s_{\wedge} = 6.56 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione normale nella saldatura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{\wedge} = 6.56 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale perpendicolare} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{\parallel} = 9.27 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale parallela} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$s_z = 20.74 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione totale equivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$b_w = 0.85 \quad \text{Coefficiente dovuto alla resistenza} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max (s_{\wedge}, t_{\parallel} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.05 < 1.00 \quad \text{verificato} \quad (0.05)$$

Saldature orizzontali degli irrigidimenti

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

$$s_{\wedge} = 19.67 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione normale nella saldatura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{\wedge} = 19.67 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale perpendicolare} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$t_{\parallel} = 14.01 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione tangenziale parallela} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$s_z = 46.23 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Sollecitazione totale equivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$b_w = 0.85 \quad \text{Coefficiente dovuto alla resistenza} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max (s_{\wedge}, t_{\parallel} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.11 < 1.00 \quad \text{verificato} \quad (0.11)$$

Rigidità del giunto

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

$$b_{eff} = 150 \quad [\text{mm}] \quad \text{Larghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 428 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lunghezza efficace della zona di contatto sotto l'ala} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c * \ddot{O}(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)$$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA</p> <p>TRATTA PIADENA- MANTOVA</p>					
	<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NM25</p>	<p>LOTTO</p> <p>03</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 44</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLFV1300002</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

$k_{13,y} = 25$ [mm] Coefficiente di rigidezza del calcestruzzo in compressione [Tabella 6.11]

$l_{eff} = 223$ [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]

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

$k_{15,y} = 26$ [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)]

$S_{j,ini,y} = 93314.31$ [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 $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c * \ddot{O}(A_{c,z}) / (1.275 * E)$$

$k_{13,z} = 27$ [mm] Coefficiente di rigidezza del calcestruzzo in compressione [Tabella 6.11]

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

$$l_{eff} = 158 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lunghezza efficace per un bullone per il modo } \frac{2}{2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 46 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,z} = 18 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficiente di rigidezza della piastra di base in } \begin{matrix} \text{trazione} \\ \text{trazione} \end{matrix} \quad [\text{Tabella 6.11}]$$

$$L_b = 310 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lunghezza efficace del bullone di ancoraggio} \quad [\text{Tabella 6.11}]$$

$$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$$

$$k_{16,z} = 2 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficiente di rigidezza dell'ancoraggio in } \begin{matrix} \text{trazione} \\ \text{trazione} \end{matrix} \quad [\text{Tabella 6.11}]$$

$$l_{0,z} = 0.78 \quad \text{Snellezza della colonna} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,z} = 79915.21 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Rigidezza di rotazione iniziale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,rig,z} = \frac{124722.0}{0} \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Rigidezza del giunto rigido} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z} \quad \text{SEMI-RIGIDO} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Giunto conforme alla norma

Coefficiente

0.23

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO- CREMONA- MANTOVA TRATTA PIADENA- MANTOVA					
	OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 44	DOCUMENTO CLFV1300002	REV. A

11.2 Verifiche nel cls

Per il calcolo a stappo dei tirafondi di ancoraggio e dello strappo del cono in cls si fa riferimento alla **DD_CEN_TS_1992-4-2-2009 – Design of fasteners for use in concrete – Part 4-2: Headed Fasteners.**

Il calcolo è stato effettuato tramite un foglio excel

La forza di trazione nel un singolo tirafondo, maggiormente sollecitato è stata calcolata cautelativamente pari a:

$$N_{Ed} = M_{Ed,x} / n_x \cdot b_x + M_{Ed,y} / n_y \cdot b_y = 63 / 3 \cdot 0.46 + 28 / 4 \cdot 0.42 = \mathbf{62 \text{ kN}}$$

$b_x = 0.46 \text{ m}$ – interasse x tra le file estreme di tirafondi

$b_y = 0.42 \text{ m}$ – interasse y tra le file estreme di tirafondi

$n_x = 3$ numero di tirafondi in singola fila

$n_y = 4$ numero di tirafondi in singola fila

Il contributo della forza di compressione, agente nel giunto è stato omesso, a favore di sicurezza.

Si prevedono 2 uncini Ø12 per tirafondo, con lunghezza d'ancoraggio l_1 pari a 500mm, per garantire la resistenza a strappo del cono di cls.

La verifica:

Sollecitazione di progetto

$N_{Ed} = 62$ [kN] forza assiale nel singolo tirafondo in zona di trazione

1. Strappo del singolo tirafondo di ancoraggio dal calcestruzzo § 6.2.3

$$N_{Rk,p} = 6 \cdot A_h \cdot f_{ck,cube} \cdot \psi_{ucr,N}$$

Classe di resistenza del calcestruzzo

C30/37

$f_{ck,cube} = 30$ [MPa]

$f_{ctd} = 1.35$ [MPa]

Tirafondi di ancoraggio

M27

$d = 27$ [mm]

Dimensioni della piastrina di resistenza

$l_p = 100$ [mm]

$b_p = 100$ [mm]

$$A_h = b_p \cdot l_p - \pi \cdot d^2 / 4$$

$A_h = 94.27$ [cm²]

$\psi_{ucr,N} = 1.00$ per calcestruzzi fessurati

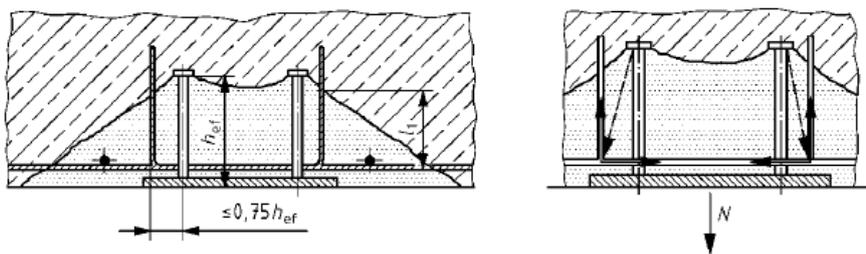
$N_{Rk,p} = 1696.94$ [kN]

La verifica

$N_{Ed} = 62 < N_{Rk,p} = 1696.94$

2. Strappo del cono di calcestruzzo

Per garantire la resistenza a strappo del cono del cls, si provvede armatura secondo il punto § 6.2.3 della DD_CEN_TS_1992-4-2-2009 – Design of fasteners for use in concrete - Part 4-2: Headed Fasteners



Solamente e staffe disposte a distanza minore di $0.75h_{ef}$ possono essere considerate effettive

La lunghezza d'ancoraggio l_1 non deve essere minore a $4d_s$ per staffe piegate, comunque non fuori dal cono di strappo

$$N_{Rd,a} = \sum_n \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd}}{\alpha}$$

$l_1 = 500$ [mm] lunghezza di ancoraggio delle staffe

$d_s = 12$ [mm] diametro delle staffe

$n = 2$ numero di staffe corrispondente ad un tirafondo

$\alpha = 0.7$ fattore d'influenza

$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$								
$\eta_1 =$	0.7							
$\eta_2 =$	1							
$f_{bd} =$	3.04	[MPa]						
$N_{Rd,a} =$	163.59	[kN]						
$N_{Ed} =$	62	<	$N_{Rd,a} =$	163.59				