



Green Power

Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.00.IT.P.18314.00.066.00

PAGE

1 di/of 67

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

IMPIANTO FOTOVOLTAICO "SIMAXIS 02" Comuni di Simaxis (OR) e Ollastra (OR)

LOTTO 1: 5,7 MWAC

LOTTO 2: 4,5 MWAC

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE STRUTTURE TRACKER

File: GRE.EEC.R.00.IT.P.18314.00.066.00-Relazione di calcolo preliminare strutture tracker.docx

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
00	20/10/2023	Prima emissione	A.FILIBERTI	P. POLINELLI	P. POLINELLI

GRE VALIDATION

E. Pazzola	D. Braccia	STANTEC
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT

Simaxis 02

GRE CODE

GROUP	FUNCTION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT	SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION
GRE	EEC	R	00	IT	P	18314000	06600		

CLASSIFICATION

PUBLIC

UTILIZATION SCOPE

Progetto Definitivo Per Autorizzazione

This document is property of Enel Green Power S.p.A. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by Enel Green Power S.p.A.

INDEX

INDICE DELLE FIGURE	4
1.0 INTRODUZIONE.....	6
1.1 DESCRIZIONE DEL PROPONENTE	6
1.2 CONTENUTI DELLA RELAZIONE.....	6
2.0 INQUADRAMENTO	7
3.0 NORMATIVE E FONTI CONSULTATE.....	8
4.0 ASSUNZIONI ALLA BASE DEL PROGETTO.....	8
5.0 GEOTECNICA	9
6.0 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE.....	10
7.0 MATERIALI	10
8.0 CARICHI DI PROGETTO	11
8.1 CARICHI PERMANENTI	11
8.1.1. PESI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	11
8.1.2. PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2).....	11
8.2 CARICHI VARIABILI.....	12
8.2.1. AZIONE DELLA NEVE (S)	12
8.2.2. AZIONE DEL VENTO (W).....	13
8.2.3. AZIONE SISMICA (E)	19
8.2.4. VARIAZIONE TERMICA	19
9.0 SOFTWARE PER LE ANALISI FEM	20
9.1 SISTEMI DI RIFERIMENTO.....	20
9.2 ELEMENTI BEAM	20
9.2.1. OUTPUT DELLE AZIONI INTERNE	20
10.0 MODELLAZIONE STRUTTURALE	21
10.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE CON MODELLO FEM	21
10.2 GEOMETRIA DEL MODELLO	21
10.3 VINCOLI	24
10.4 CASI DI CARICO E APPLICAZIONE.....	25
10.5 COMBINAZIONI DI CARICO	29
11.0 RISULTATI.....	31
11.1 ASSI LOCALI	31
11.2 REAZIONI VINCOLARI.....	32
11.2.1. CONFIGURAZIONE 2X14.....	32
11.2.2. CONFIGURAZIONE 2X28.....	33
11.3 DIAGRAMMI AZIONI INTERNE.....	34
11.3.1. CONFIGURAZIONE 2X14.....	34
11.3.2. CONFIGURAZIONE 2X28.....	42
11.4 DEFORMAZIONI IN ESERCIZIO	50
11.4.1. CONFIGURAZIONE 2X14.....	50
11.4.2. CONFIGURAZIONE 2X28.....	51
12.0 VERIFICHE.....	52
12.1 VERIFICA MONTANTI	52

12.1.1. CONFIGURAZIONE 2X14.....	52
12.1.2. CONFIGURAZIONE 2X28.....	54
12.2 VERIFICA TRAVI PRINCIPALI	57
12.2.1. CONFIGURAZIONE 2X14.....	57
12.2.2. CONFIGURAZIONE 2X28.....	58
12.3 VERIFICA TRAVI SECONDARIE.....	59
12.3.1. CONFIGURAZIONE 2X14.....	59
12.3.2. CONFIGURAZIONE 2X28.....	60
13.0 DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE.....	61
13.1 CARICO LIMITE VERTICALE	61
13.1.1. CONFIGURAZIONE 2X14.....	61
13.1.2. CONFIGURAZIONE 2X28.....	62
13.2 CARICO LIMITE LATERALE.....	63
13.2.1. CONFIGURAZIONE 2X14.....	63
13.2.2. CONFIGURAZIONE 2X28.....	64
14.0 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI.....	65
14.1 VERIFICA DELLE REAZIONI DI BASE.....	65
14.1.1. CONFIGURAZIONE 2X14.....	65
14.1.2. CONFIGURAZIONE 2X28.....	66
15.0 CONCLUSIONI.....	67

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2-1: Inquadramento su ortofoto con aree per l'impianto (in rosso) e cavidotto (in giallo)	7
Figura 10.1 Modello FEM strutture 28x2, vista Isometrica	21
Figura 10.2 Modello FEM strutture 14x2, vista Isometrica	21
Figura 10.3 - Modello FEM strutture 14x2 e 28x2, vista laterale	22
Figura 10.4 - Modello FEM strutture 14x2, vista frontale	22
Figura 10.5 - Modello FEM strutture 28x2, vista frontale	23
Figura 10.6 – Vincoli	25
Figura 10.7 - Carichi permanenti portati per peso dei pannelli (G2)	26
Figura 10.8 - Sovraccarico da neve (S)	26
Figura 10.9 - Vento dir Y, applicato all'impalcato (WY Cf- Top)	26
Figura 10.10 - Vento dir Y, applicato all'impalcato (WY Cf+ Top)	27
Figura 10.11 - Vento dir Y, applicato all'impalcato (WY Cf+ Bot)	27
Figura 10.12 - Vento dir Y, applicato all'impalcato (WY Cf- Bot)	27
Figura 10.13 – Variazione termica	28
Figura 11.1 – Assi locali: montanti	31
Figura 11.2 – Assi locali: travi principali e secondarie	31
Figura 11.3 – Massime reazioni vincolari verticali positive (pali compressi)	32
Figura 11.4 – Massime reazioni vincolari verticali negative (pali in trazione)	32
Figura 11.5 – Massime reazioni vincolari in direzione Y	33
Figura 11.6 – Massime reazioni vincolari verticali positive (pali compressi)	33
Figura 11.7 – Massime reazioni vincolari verticali negative (pali in trazione)	33
Figura 11.8 – Massime reazioni vincolari in direzione Y	34
Figura 11.9 – Momento flettente My – Modello A	34
Figura 11.10 – Momento flettente My – Modello B	35
Figura 11.11 – Momento flettente My – Modello C	35
Figura 11.12 – Momento flettente Mz – Modello A	36
Figura 11.13 – Momento flettente Mz – Modello B	36
Figura 11.14 – Momento flettente Mz – Modello C	37
Figura 11.15 – Taglio Fy – Modello A	37
Figura 11.16 – Taglio Fy – Modello B	38
Figura 11.17 – Taglio Fy – Modello C	38
Figura 11.18 – Taglio Fz – Modello A	39
Figura 11.19 – Taglio Fz – Modello B	39
Figura 11.20 – Taglio Fz – Modello C	40
Figura 11.21 – Azione assiale – Modello A	40
Figura 11.22 – Azione assiale – Modello B	41
Figura 11.23 – Azione assiale – Modello C	41
Figura 11.24 – Momento flettente My – Modello A	42
Figura 11.25 – Momento flettente My – Modello B	42

Figura 11.26 – Momento flettente My – Modello C	43
Figura 11.27 – Momento flettente Mz – Modello A	43
Figura 11.28 – Momento flettente Mz – Modello B	44
Figura 11.29 – Momento flettente Mz – Modello C	44
Figura 11.30 – Taglio Fy – Modello A	45
Figura 11.31 – Taglio Fy – Modello B	45
Figura 11.32 – Taglio Fy – Modello C	46
Figura 11.33 – Taglio Fz – Modello A	46
Figura 11.34 – Taglio Fz – Modello B	47
Figura 11.35 – Taglio Fz – Modello C	47
Figura 11.36 – Azione assiale – Modello A	48
Figura 11.37 – Azione assiale – Modello B	48
Figura 11.38 – Azione assiale – Modello C	49
Figura 11.39 – Massimi spostamenti positivi in combinazione SLE rara	50
Figura 11.40 – Massimi spostamenti negativi in combinazione SLE rara	50
Figura 11.41 – Massimi spostamenti positivi in combinazione SLE rara	51
Figura 11.42 – Massimi spostamenti negativi in combinazione SLE rara	51
Figura 12.1 – Identificazione nodi di testa montanti	53
Figura 12.2 – Identificazione nodi di testa montanti	55
Figura 14.1 – Reazioni da modello FEM – Modello A	65
Figura 14.2 – Reazioni da modello FEM – Modello A	65
Figura 14.3 – Reazioni da modello FEM – Modello A	66
Figura 14.4 – Reazioni da modello FEM – Modello A	66

1.0 INTRODUZIONE

Stantec S.p.A., in qualità di Consulente Tecnico, è stata incaricata da Enel Green Power Solar Energy S.r.l. di redigere il progetto definitivo per la realizzazione di un nuovo impianto per la produzione di energia da fonte rinnovabile solare tramite un sistema di conversione fotovoltaico.

Si tratta di un impianto agrivoltaico (o agrovoltaico, o agro-fotovoltaico), che come definito dalle Linee guida Ministeriali in materia di impianti agrivoltaici, rappresenta un impianto fotovoltaico che adotta soluzioni volte a preservare la continuità delle attività di coltivazione agricola e pastorale sul sito di installazione. Si tratta di un impianto che costituisce soluzioni virtuose e migliorative rispetto alla realizzazione di impianti fotovoltaici standard.

L'impianto sarà realizzato con pannelli fotovoltaici installati su tracker monoassiali a terra all'interno di un'area prevalentemente agricola localizzata nei comuni di Simaxis (OR) ed Ollastra (OR), in Sardegna.

L'impianto fotovoltaico sarà configurato in N.2 lotti di impianto:

- Lotto N.1 costituito da N. 12.460 moduli fotovoltaici per una potenza complessiva di 7.227 kWp e per una potenza nominale di 5,7 MW;
- Lotto N.2 costituito da N. 9.072 moduli fotovoltaici per una potenza complessiva di 5.262 kWp e per una potenza nominale di 4,5 MW.

Per la connessione è stata presentata un'unica domanda di connessione ai sensi del Par. B.8.9 dell'allegato B alla Guida per le Connessioni alla rete elettrica di E-Distribuzione. Verranno pertanto previste connessioni separate per ciascun lotto – ognuno con il proprio POD – ciascuna con un nuovo punto di connessione in MT (15 kV) per il quale sarà necessaria la costruzione di una nuova cabina di consegna.

1.1 DESCRIZIONE DEL PROPONENTE

Enel Green Power Solar Energy S.r.l., in qualità di soggetto proponente del progetto, è una società del Gruppo Enel che si occupa dello sviluppo e della gestione delle attività di generazione di energia da fonti rinnovabili.

1.2 CONTENUTI DELLA RELAZIONE

Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo preliminare delle strutture tracker a supporto della documentazione tecnico-descrittiva per il progetto di costruzione dell'impianto fotovoltaico "Simaxis 02".

La presente relazione di calcolo ha lo scopo di definire e verificare preliminarmente la geometria e la resistenza degli elementi di sostegno e fondazione dei pannelli fotovoltaici.

La presente relazione è da leggersi contestualmente al seguente elaborato grafico "GRE.EEC.D.00.IT.P.18314.00.063.00-Tipologico costruttivo strutture tracker".

2.0 INQUADRAMENTO

Il sito di progetto è localizzato a 0,85 km a Sud della località Ollastra e a N-E del comune di Simaxis, in provincia di Oristano, su un'area complessiva di circa 21 ha.

L'area si trova a circa 25 m s.l.m. alle seguenti coordinate geografiche:

Latitudine	Longitudine
39° 56' 09" N	8° 44' 09" E

Tabella 2-1: Coordinate dell'impianto in progetto.

In Figura 2-1 si riporta un inquadramento su immagine satellitare con le aree dedicate all'impianto fotovoltaico.

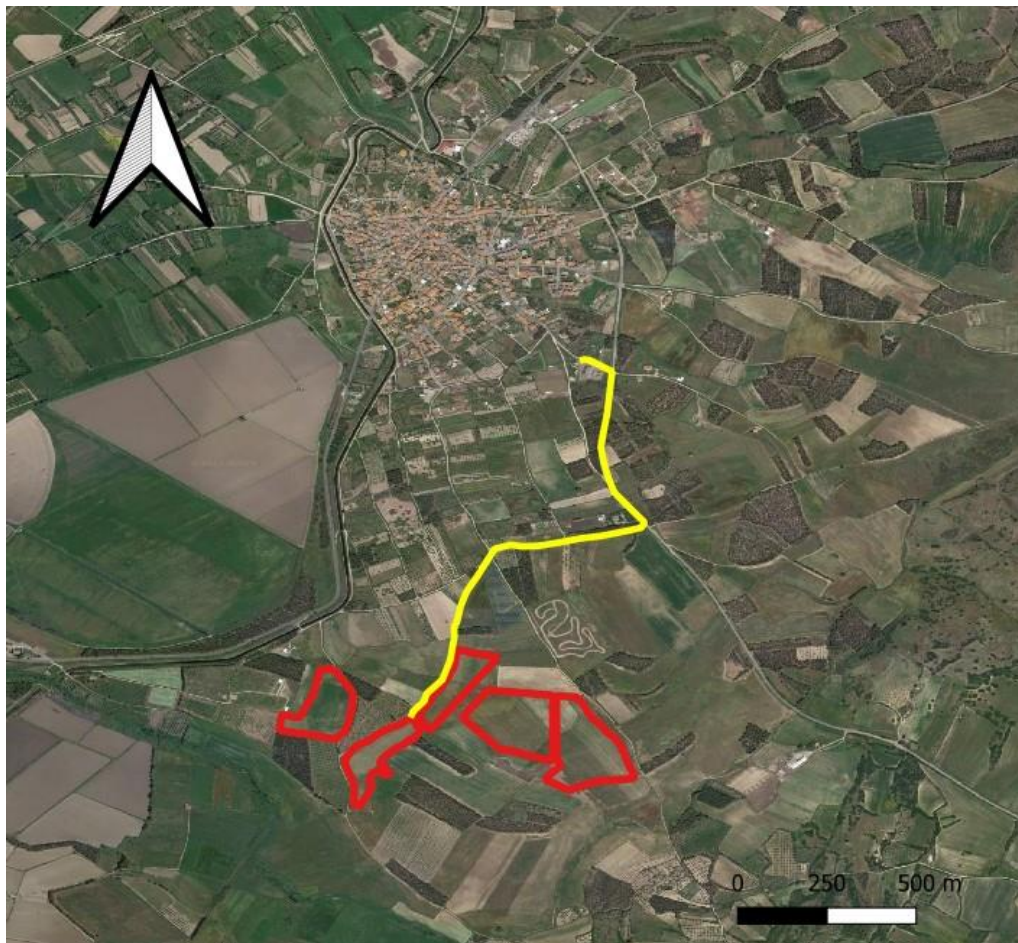


Figura 2-1: Inquadramento su ortofoto con aree per l'impianto (in rosso) e cavidotto (in giallo).

3.0 NORMATIVE E FONTI CONSULTATE

Di seguito sono elencati i principali riferimenti Normativi a cui si farà riferimento nella presente relazione.

1. D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»".
2. Circolare n.7 Reg. Atti Int. CONSUP del 21.01.2019 "Istruzioni per l'applicazione dello "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
3. CNR-DT 207 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
4. UNI EN 1990. Criteri generali di progettazione strutturale.
5. UNI EN 1991-1-1 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovrac-carichi per gli edifici
6. UNI EN 1991-1-3 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
7. UNI EN 1991-1-4 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
8. UNI EN 1991-1-6 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
9. UNI EN 1993-1-1 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici
10. UNI EN 1993-1-3 Parte 1-3: Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
11. UNI EN 1993-1-4 Parte 1-4: Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili
12. UNI EN 1993-1-5 Parte 1-5: Progettazione delle strutture in acciaio. Elementi strutturali a lastra
13. UNI EN 1993-1-8 Parte 1-8: Progettazione delle strutture in acciaio. Progettazione dei collegamenti
14. UNI EN 1997-1 Parte 1: Progettazione geotecnica. Regole generali
15. UNI EN 1997-2 Parte 2: Progettazione geotecnica. Indagini e prove nel sottosuolo
16. UNI EN 1998-1 Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
17. "Aerodynamic performance of a solar tracker panel with a $\pm 55^\circ$ inclination angle w.r.t. the ground" A. Corsini and G. Delibra (Dept. of Mechanical and Aerospace Engineering, 'Sapienza', University of Rome, edition 05/01/2017).

4.0 ASSUNZIONI ALLA BASE DEL PROGETTO

Non avendo a disposizione dati geotecnici e topografici provenienti da indagini di sito, la presente progettazione definitiva è stata sviluppata basandosi su informazioni di letteratura, con la conseguenza di possibili incertezze sui parametri. Si rende necessaria all'atto della progettazione esecutiva e costruttiva, una definizione dell'effettiva topografia, stratigrafia di sito e relativi parametri al fine di verificare ed aggiornare lo studio progettuale.

Ai fini del calcolo preliminare oggetto della presente relazione è stato considerato uno "schema tipo" delle strutture di sostegno dei moduli dalle caratteristiche tecnico-costruttive analoghe a quelle desumibili dai prodotti commerciali più comunemente utilizzati per impianti fotovoltaici simili a quello in oggetto. All'atto della progettazione esecutiva e costruttiva l'Appaltatore dovrà provvedere all'adeguamento delle opere secondo le effettive forniture delle strutture portamoduli che intende proporre a EGP.

La verifica delle strutture di sostegno dei moduli non tiene conto dei carichi dinamici indotti dal movimento dei tracker.

Sulla base della stratigrafia descritta nel paragrafo 5.0, ai fini del calcolo preliminare si assume presenza di terreno agricolo fino alla profondità di 1 m da piano campagna.

5.0 GEOTECNICA

Per lo studio della tipologia fondazionale si è fatto riferimento ai contenuti dell'elaborato "GRE.EEC.R.00.IT.P.18314.00.016.00-Relazione idrogeologica, geologica e geotecnica", di cui si riportano le considerazioni principali.

Le informazioni sui terreni caratterizzanti il sito si basano su dati ottenuti da fonti bibliografiche, tuttavia, non erano disponibili dati bibliografici ottenuti su campioni di terreno proveniente dall'area (o zone limitrofe) dove dovrà sorgere l'opera ma, poiché i sedimenti che costituiscono il sottosuolo sono, secondo la Carta geolitologica di Simaxis e la Carta geologica d'Italia a scala 1:100.000 gli stessi che compaiono nell'area di Oristano, si è scelto di considerare dati geotecnici ottenuti su un sedimento di quest'ultima città. Si tratta, infatti, di depositi sabbioso-limosi con rari ciottoli all'interno, depositati durante l'Olocene.

Un sondaggio esplorativo, reperito su database ISPRA, eseguito al fine della ricerca idrica nel luogo in cui dovrà sorgere l'opera in progetto ha fornito la seguente stratigrafia:

- Da 0,00 m a 3,00 m dal p.c.: suolo agricolo
- Da 3,00 a 45,00 m dal p.c.: limi argillosi e sabbie limose
- Da 45,00 m a 73,00 m dal p.c.: basalto
- Da 73,00 m a 75,00 m dal p.c.: basalto e calcare

Nella zona dove sorgerà l'impianto la litologia prevalente è quella di argilla limosa, aventi le seguenti caratteristiche:

Unità geotecnica	Indice di consistenza (Ic)	Peso di Volume (γ) t/m ³	Densità relativa (Dr) %	Angolo di attrito (ϕ) (°)	Coesione non drenata (Cu) Kg/cm ²	Mod. deformazione non drenato (Eu) Kg/cm ²	Mod. deformazione drenato (E) Kg/cm ²
Suolo agricolo	Non caratterizzato						
Argille Limose	0,21 - 0,25	1,64 - 1,68	-	-	0,21 - 0,25	15,5 - 18,5	-

Tabella 5-1: caratteristiche dei terreni di sito

Di seguito si riportano i parametri geotecnici di progetto, assunti come i valori intermedi tra quelli riportati nella precedente tabella:

Unità geotecnica	Indice di consistenza (Ic)	Peso di Volume (γ) t/m ³	Densità relativa (Dr) %	Angolo di attrito (ϕ) (°)	Coesione non drenata (Cu) Kg/cm ²	Mod. deformazione non drenato (Eu) Kg/cm ²	Mod. deformazione drenato (E) Kg/cm ²
Suolo agricolo	Non caratterizzato						
Argille Limose	0,23	1,66	-	-	0,23	17	-

Tabella 5-2: parametri geotecnici di progetto

Non si ha evidenza certa della soggiacenza della falda di progetto; si ha indicazione che è stata intercettata, tramite lo stesso sondaggio esplorativo sopra riportato, a quota maggiore di 50 m da p.c.

6.0 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Si prevede di realizzare le strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici impiegando profili formati a freddo. Il piano dei pannelli può variare la sua inclinazione grazie a un sistema motorizzato da -55° a 55° rispetto all'orizzontale.

Le strutture in progetto sono di due tipologie:

- Strutture 14x2: costituite da due file di 14 pannelli, totale 28 pannelli. I moduli fotovoltaici hanno una dimensione di 1134x2278 mm e saranno installati in configurazione "frame" su due file;
- Strutture 28x2: costituite da due file di 28 pannelli, totale 56 pannelli. I moduli fotovoltaici hanno una dimensione di 1134x2278 mm e saranno installati in configurazione "frame" su due file.

Le dimensioni planimetriche delle strutture in progetto sono le seguenti:

- Strutture 14x2: sono di circa 16.5 m in larghezza lungo l'asse Nord-Sud e circa 4.86 m in lunghezza lungo l'asse Est-Ovest;
- Strutture 28x2: sono di circa 33.5 m in larghezza lungo l'asse Nord-Sud e circa 4.86 m in lunghezza lungo l'asse Est-Ovest.

Per entrambe le tipologie, l'altezza massima della struttura rispetto al piano campagna è pari a 4.78 m nella configurazione con maggiore inclinazione. L'altezza minima del pannello dal piano campagna deve essere di 50 cm.

Ai fini del calcolo preliminare oggetto della presente relazione è stato considerato uno "schema tipo" delle strutture di sostegno dei moduli dalle caratteristiche tecnico-costruttive analoghe a quelle desumibili dai prodotti commerciali più comunemente utilizzati per impianti fotovoltaici simili a quello in oggetto.

Il piano pannelli è sostenuto da montanti realizzati con profili a omega ed è realizzato da un profilo a sezione quadrata con funzione di trave principale a cui sono collegate le travi secondarie a sbalzo realizzate con profili a omega, su cui sono fissati i pannelli.

Si prevede di realizzare fondazioni di tipo indiretto: i montanti ad omega verranno direttamente infissi nel terreno fino ad idonea profondità.

7.0 MATERIALI

Per le strutture di sostegno dei moduli verrà impiegato acciaio da carpenteria aventi le seguenti caratteristiche: S355JR (UNI EN 10025-2), zincato (UNI EN ISO 1461 e UNI EN ISO 14713).

I parametri dell'acciaio S355JR vengono riassunti nella tabella sottostante:

f_{yk}	355 MPa	Resistenza a snervamento ($t \leq 40$ mm)
f_{yk}	335 MPa	Resistenza a snervamento (40 mm $< t \leq 80$ mm)
f_{tk}	510 MPa	Resistenza ultima a rottura ($t \leq 40$ mm)
f_{tk}	470 MPa	Resistenza ultima a rottura (40 mm $< t \leq 80$ mm)
E	210000 MPa	Modulo elastico
ν	0.3	Coefficiente di Poisson
$G = E/2 (1 + \nu)$	80769 MPa	Modulo di elasticità tangenziale
α	12×10^{-6} 1/K	Costante di dilatazione
γ	7850 kg/mc	Densità di massa

8.0 CARICHI DI PROGETTO

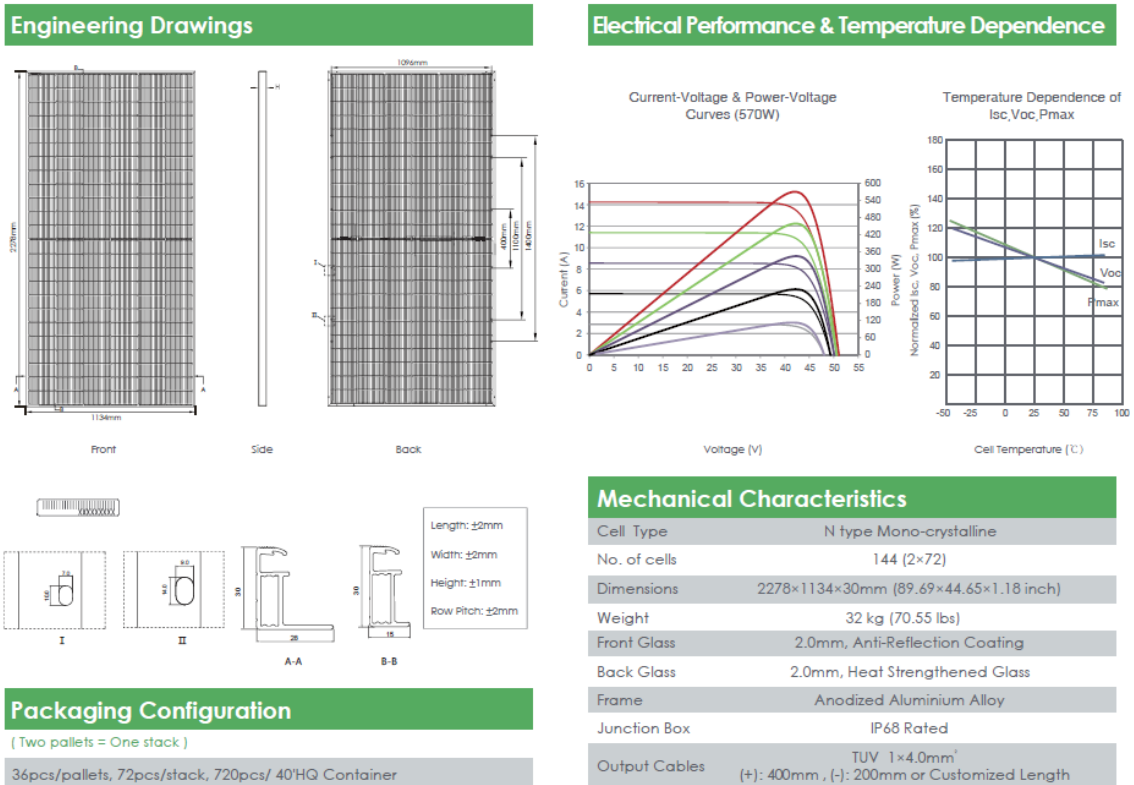
8.1 CARICHI PERMANENTI

8.1.1. PESI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)

Il peso proprio delle strutture viene calcolato in automatico dal software a elementi finiti, tenendo conto dei volumi degli elementi strutturali e del peso specifico dei materiali assegnati agli elementi. Per le strutture in acciaio è stato assunto un peso specifico pari a 78.50 kN/m^3 .

8.1.2. PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

I carichi permanenti portati sono per lo più imputabili al peso dei pannelli fotovoltaici. Questi ultimi, di cui si riporta stralcio della scheda tecnica.



Il peso dei pannelli (di dimensione 1134x2278 mm) è pari a circa 0.32 kN. I pannelli vengono posati accostati tra di loro su due file parallele, il carico dovuto al loro peso è schematizzabile come distribuito come distribuito sulle travi secondarie su cui vengono installati.

8.2 CARICHI VARIABILI

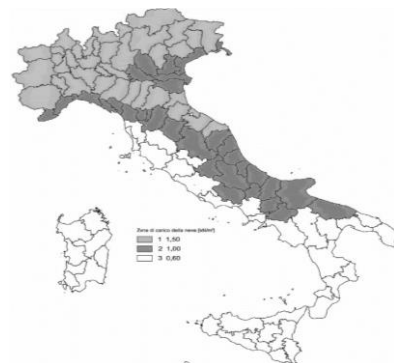
8.2.1. AZIONE DELLA NEVE (S)

L'azione della neve è determinata in accordo al §3.4 delle NTC2018. I valori del carico da neve sono stati determinati come riportato a seguire.

AZIONI DELLA NEVE NTC2018 § 3.4

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

Zona III			
as	m	25	altitudine di riferimento del sito di costruzione
q _{sk}	kN/m ²	0.60	valore di riferimento del carico della neve al suolo
C _E	Normale	1.00	coefficiente di esposizione
C _t		1.00	coefficiente termico



Per tenere conto delle diverse inclinazioni assunte dal tracker in esercizio, si studiano le forze alle quali è soggetto il piano inclinato nelle tre configurazioni di inclinazione assunte nei seguenti modelli:

Si prevedono tre modelli:

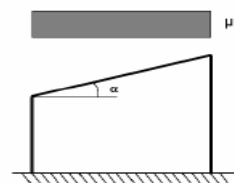
- Modello A: inclinazione del tracker 0°;
- Modello B: inclinazione del tracker 30°;
- Modello C: inclinazione del tracker 55°.

Il carico da neve nelle differenti configurazioni è pari a:

Modello A:

Copertura a una falda

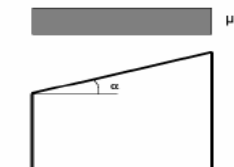
α	gradi	0.0	
μ _i		0.80	coefficiente di forma della copertura
q _s	kN/m ²	0.48	carico da neve su copertura



Modello B:

Copertura a una falda

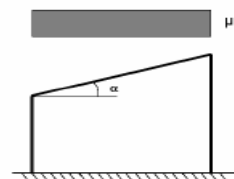
α	gradi	30.0	
μ _i		0.80	coefficiente di forma della copertura
q _s	kN/m ²	0.48	carico da neve su copertura



Modello C:

Copertura a una falda

α	gradi	55.0	
μ _i		0.13	coefficiente di forma della copertura
q _s	kN/m ²	0.08	carico da neve su copertura



8.2.2. AZIONE DEL VENTO (W)

L'azione del vento è determinata in accordo al §3.3 delle NTC2018. I valori del carico da vento sono determinati come riportato a seguire.

La stima delle pressioni del vento sulle strutture è eseguita in accordo al capitolo 3.4.1 delle NTC2018.

I carichi da vento vengono applicati come carichi nodali, secondo le indicazioni riportate nei successivi paragrafi.

Per tenere conto delle diverse inclinazioni assunte dal tracker in esercizio, si studiano le forze alle quali è soggetto il piano inclinato nelle tre configurazioni di inclinazione assunte nei seguenti modelli:

- Modello A: inclinazione del tracker 0°;
- Modello B: inclinazione del tracker 30°;
- Modello C: inclinazione del tracker 55°.

Nel modello A viene assunta come velocità di riferimento del vento $v_b = 28$ m/s, come previsto dalle NTC2018 per il sito in esame, mentre nei modelli B e C si considera $v_b = 15$ m/s, ovvero il valore comune di velocità limite del vento per cui i tracker possono restare in configurazione inclinata. Per velocità maggiori si attiva un sistema automatico che riporta i tracker in configurazione orizzontale.

Modello A:

DM 2018 - Capitolo 3.3 Azione del vento

ZONA	6_Sardegna (zona a occidente)	
a_s	m	25 quota sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione
a_0	m	500 quota s.l.m. di riferimento
$v_{b,0}$	m/s	28 velocità di riferimento del vento
k_s		0.36
c_a		1 coefficiente d'altitudine
v_b	$c_a \cdot v_{b,0}$	28 velocità di riferimento del vento per $T_R = 50$ anni
T_R	anni	50 periodo di ritorno di progetto dell'azione del vento
α_R	$0.75 \cdot [1 - 0.2 \cdot \ln(-\ln(1 - 1/T_R))]^{0.5}$	1.00 coefficiente legato al periodo di ritorno di progetto
v_r	$\alpha_R \cdot v_b$	28.00 velocità di riferimento del vento associata al tempo di ritorno di progetto
ρ	kg/m^3	1.25 densità dell'aria
q_r	$\frac{1}{2} \rho \cdot v_r^2$	0.49 pressione cinetica di riferimento
CLASSE DI RUGOSITÀ DEL TERRENO	D	Aree prive di ostacoli
CATEGORIA DI ESPOSIZIONE DEL SITO	II	
k_r		0.19 fattore di terreno
z_0	m	0.05 altezza di rugosità
z_{min}	m	4 altezza minima
c_t		1 coefficiente di topografia
$c_{e,min}(z)$	$c_e(z_{min})$	1.801 coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$

Modelli B e C:

DM 2018 - Capitolo 3.3 Azione del vento

ZONA	6_Sardegna (zona a occidente)	
a_s	m	25 quota sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione
a_0	m	500 quota s.l.m. di riferimento
$v_{b,0}$	m/s	15 velocità di riferimento del vento
k_s		0.36
c_a		1 coefficiente d'altitudine
v_b	$c_a \cdot v_{b,0}$	15 velocità di riferimento del vento per $T_R = 50$ anni
T_R	anni	50 periodo di ritorno di progetto dell'azione del vento
α_R	$0.75 \cdot [1 - 0.2 \cdot \ln(-\ln(1 - 1/T_R))]^{0.5}$	1.00 coefficiente legato al periodo di ritorno di progetto
v_r	$\alpha_R \cdot v_b$	15.00 velocità di riferimento del vento associata al tempo di ritorno di progetto
ρ	kg/m^3	1.25 densità dell'aria
q_r	$\frac{1}{2} \rho \cdot v_r^2$	0.14 pressione cinetica di riferimento
CLASSE DI RUGOSITÀ DEL TERRENO	D	Aree prive di ostacoli
CATEGORIA DI ESPOSIZIONE DEL SITO	II	
k_r		0.19 fattore di terreno
z_0	m	0.05 altezza di rugosità
z_{min}	m	4 altezza minima
c_t		1 coefficiente di topografia
$c_{e,min}(z)$	$c_e(z_{min})$	1.801 coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$

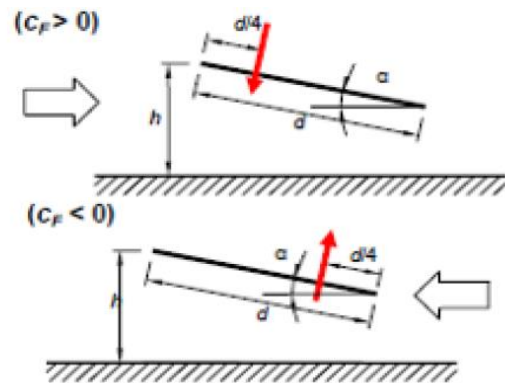
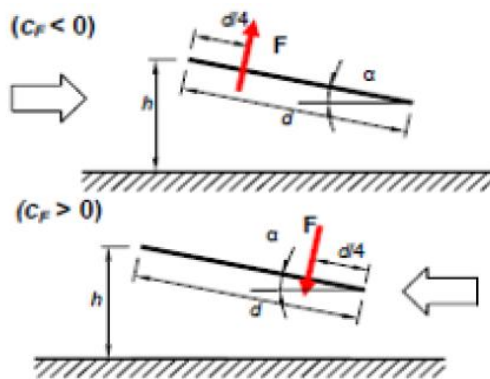
Le strutture sono principalmente schematizzabili come falde inclinate senza alcun ingombro al di sotto della loro superficie. Il sovraccarico da vento è determinabile come riportato a seguire.

Modello A:

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO SU TETTOIE A FALDA SINGOLA

VENTO DIREZIONE X (ortogonale alla linea di colmo)

ϕ		°	0 grado di bloccaggio
α		°	0 inclinazione falda
d		m	4.86 lunghezza falda
b		m	1.134 larghezza falda
L^2	$b \cdot d$	m^2	5.51 superficie falda
$c_F > 0$	$0.2 + \alpha/30$		0.2 coefficiente di pressione positivo
$c_F < 0$	$-0.5 - 1.3 \cdot \alpha/30$		-0.5 coefficiente di pressione negativo
z_e	h	m	2.49 altezza di riferimento
k_r			0.19 fattore di terreno
z_0		m	0.05 altezza di rugosità
z_{min}		m	4 altezza minima
c_t			1 coefficiente di topografia
$c_{e,min}$	$c_e(z_{min})$	m	1.801 coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$
$c_e(z_e)$	$k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \ln(z/z_0)]$		1.539 coefficiente di esposizione per $z = z_e$
c_e	$\max(c_{e,min}; c_e(z_e))$		1.801 coefficiente di esposizione di calcolo
c_d			1 coefficiente dinamico
q_r		kN/m^2	0.49 pressione cinetica di riferimento
q_p	$c_e c_d q_r$	kN/m^2	0.88 pressione di calcolo



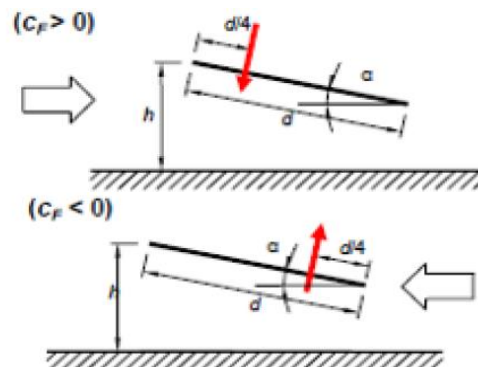
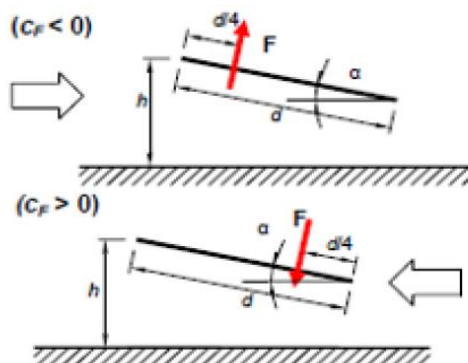
i		m	1 interasse tra i profili
$F(c_F > 0)$	$q_p L^2 c_F$	kN	0.97 forza caratteristica del vento per $c_F > 0$
	$F_x(c_F > 0)$	kN	0.00 componente orizzontale della forza
	$F_y(c_F > 0)$	kN	0.97 componente verticale della forza
$F(c_F < 0)$	$q_p L^2 c_F$	kN	-2.43 forza caratteristica del vento per $c_F < 0$
	$F_x(c_F < 0)$	kN	0.00 componente orizzontale della forza
	$F_y(c_F < 0)$	kN	-2.43 componente verticale della forza

Modello B:

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO SU TETTOIE A FALDA SINGOLA

VENTO DIREZIONE X (ortogonale alla linea di colmo)

ϕ		°	0	grado di bloccaggio
α		°	30	inclinazione falda
d		m	4.86	lunghezza falda
b		m	1.134	larghezza falda
L^2	$b \cdot d$	m^2	5.51	superficie falda
$c_F > 0$	$0.2 + \alpha/30$		1.2	coefficiente di pressione positivo
$c_F < 0$	$-0.5 - 1.3 \cdot \alpha/30$		-1.8	coefficiente di pressione negativo
z_e	h	m	3.70	altezza di riferimento
k_r			0.19	fattore di terreno
z_0		m	0.05	altezza di rugosità
z_{min}		m	4	altezza minima
c_t			1	coefficiente di topografia
$c_{e,min}$	$c_e(z_{min})$	m	1.801	coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$
$c_e(z_e)$	$k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \ln(z/z_0)]$		1.756	coefficiente di esposizione per $z = z_e$
c_e	$\max(c_{e,min}; c_e(z_e))$		1.801	coefficiente di esposizione di calcolo
C_d			1	coefficiente dinamico
q_r		kN/m^2	0.14	pressione cinetica di riferimento
q_p	$C_e C_d q_r$	kN/m^2	0.25	pressione di calcolo



i		m	1	interasse tra i profili
$F(c_F > 0)$	$q_p L^2 c_F$	kN	1.67	forza caratteristica del vento per $c_F > 0$
	$F_x(c_F > 0)$	kN	0.84	componente orizzontale della forza
	$F_y(c_F > 0)$	kN	1.45	componente verticale della forza
$F(c_F < 0)$	$q_p L^2 c_F$	kN	-2.51	forza caratteristica del vento per $c_F < 0$
	$F_x(c_F < 0)$	kN	-1.26	componente orizzontale della forza
	$F_y(c_F < 0)$	kN	-2.18	componente verticale della forza

Modello C:

Le NTC2018 permettono la determinazione del coefficiente di pressione per valori dell'inclinazione $-30^\circ < \alpha < +30^\circ$. Per la determinazione del coefficiente c_p per il modello C e il posizionamento della risultante delle forze, si fa riferimento allo studio "Aerodynamic performance of a solar tracker panel with a $\pm 55^\circ$ inclination angle w.r.t. the ground" di A. Corsini and G. Delibra (Dept. of Mechanical and Aerospace Engineering, 'Sapienza', University of Rome, edition 05/01/2017).

Lo schema seguente riporta la valutazione del coefficiente di pressione valutato in caso di vento incidente sul fronte del piano pannelli.

+55° arrangement, Figure 3

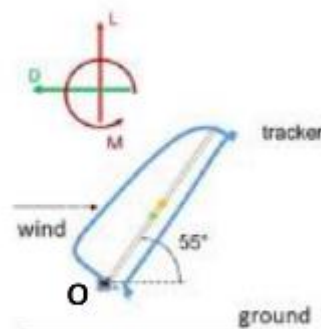


Figure 3 – Reference scheme. Black point: axis origin.

Green point: center of pressure. Yellow point: geometrical center of the tracker.

In questo caso si ottiene $c_p = 1.410$ e le coordinate del centro di pressione sono $X=0.524\text{m}$, $Y=0.713\text{m}$ rispetto al punto O.

-55° arrangement, Figure 5

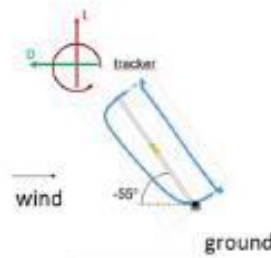


Figure 5 – Reference scheme. Black point: axis origin.

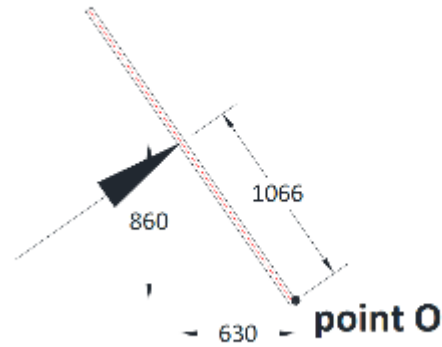
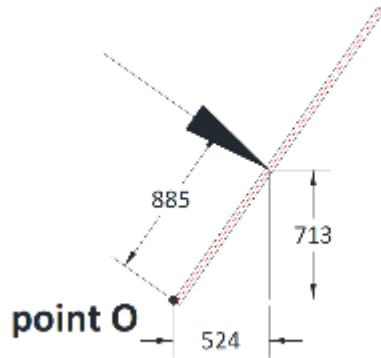
Green point: center of pressure. Yellow point: geometrical center of the tracker.

In questo caso si ottiene $c_p = -1.755$ e le coordinate del centro di pressione sono $X=0.630\text{m}$, $Y=0.860\text{m}$ rispetto al punto O.

Nello studio si fa riferimento a una pannellatura generica di altezza pari a 2 m, per il quale si ottengono i seguenti valori di eccentricità della risultante delle forze:

Model C with $\alpha=+55^\circ$ - upwind

Model C with $\alpha=-55^\circ$ - downwind



$\alpha=+55^\circ$, direction upwind $e = (2000/2 - 885) = 115$ mm;

$\alpha=-55^\circ$, direction downwind $e = (2000/2 - 1066) = -66$ mm;

Poiché la sagoma delle strutture ha una lunghezza complessiva pari a 4860 mm, si riproporzionano i valori di eccentricità del carico rispetto al centro geometrico della struttura:

Model C, $\alpha = +55^\circ$, direction upwind

- $C_p = +1.410$, $e = 115 \cdot (4860/2000) = 279.5$ mm;

Model C, $\alpha = -55^\circ$, direction downwind

- $C_p = -1.755$, $e = -66 \cdot (4860/2000) = -160.4$ mm;

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO SU TETTOIE A FALDA SINGOLA
VENTO DIREZIONE X (ortogonale alla linea di colmo)

ϕ		°	0	grado di bloccaggio
α		°	55	inclinazione falda
d		m	4.86	lunghezza falda
b		m	1.134	larghezza falda
L^2	$b \cdot d$	m^2	5.51	superficie falda
$c_F > 0$			1.410	coefficiente di pressione positivo
$c_F < 0$			-1.755	coefficiente di pressione negativo
z_e	h	m	4.78	altezza di riferimento
k_r			0.19	fattore di terreno
z_0		m	0.05	altezza di rugosità
z_{min}		m	4	altezza minima
c_t			1	coefficiente di topografia
$c_{e,min}$	$c_e(z_{min})$	m	1.801	coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$
$c_e(z_e)$	$k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \ln(z/z_0)]$		1.903	coefficiente di esposizione per $z = z_e$
c_e	$\max(c_{e,min}; c_e(z_e))$		1.903	coefficiente di esposizione di calcolo
c_d			1	coefficiente dinamico
q_r		kN/m^2	0.14	pressione cinetica di riferimento
q_p	$c_e c_d q_r$	kN/m^2	0.27	pressione di calcolo
i		m	1	interasse tra i profili
$F(c_F > 0)$	$q_p L^2 c_F i$	kN	1.00	forza caratteristica del vento per $c_F > 0$
	$F_x(c_F > 0)$	kN	0.82	componente orizzontale della forza
	$F_y(c_F > 0)$	kN	0.57	componente verticale della forza
$F(c_F < 0)$	$q_p L^2 c_F$	kN	-2.59	forza caratteristica del vento per $c_F < 0$
	$F_x(c_F < 0)$	kN	-2.12	componente orizzontale della forza
	$F_y(c_F < 0)$	kN	-1.48	componente verticale della forza

8.2.3. AZIONE SISMICA (E)

La Regione Sardegna possiede spettri di risposta uniformi su tutto il territorio, caratterizzati dai seguenti parametri:

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.019	2.610	0.273
Danno (SLD)	50	0.024	2.670	0.296
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.050	2.880	0.340
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.060	2.980	0.372

L'opera è da considerarsi di tipo "ordinario", la vita nominale V_N è assunta pari a 50 anni. L'opera è ritenuta di classe d'uso II, corrisponderà quindi un coefficiente $C_U = 1$. La vita di riferimento è pari a :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

Dalle analisi geologiche e geotecniche è stato possibile riscontrare che la categoria di sottosuolo non è omogenea in tutto il sito di progetto, vista la variabilità dei parametri sismici in sito si assume che il sottosuolo sia di **categoria C**. La categoria topografica è **T1**.

Considerata la tipologia strutturale adottata si è scelto di progettare la struttura come non dissipativa.

Per il tipo di struttura si adotta un fattore di comportamento $q = 1$, potendosi assumere $K_R = 1$ si ha:

$$q = K_R \cdot q_0 = 1 \cdot 1 = 1$$

Dall'analisi modale effettuata sul modello FEM è risultato un periodo di vibrazione fondamentale pari a 0.24 s, ne consegue un valore dello spettro di risposta elastico pari a 0.23 [g]. Come massa sismica si considera la somma dei carichi permanenti strutturali e non strutturali (G_1+G_2), ottenendo una massa pari a 2039 kg per la configurazione 2x14 e 4006 kg per la configurazione 2x28. Si procede quindi al calcolo della forza totale dovuta al sisma.

Configurazione 14x2:

$$F_h = 0.23 \cdot 9.806 \cdot 2039 = 4.6 \text{ kN}$$

Configurazione 28x2:

$$F_h = 0.23 \cdot 9.806 \cdot 4006 = 9.0 \text{ kN}$$

Vista l'esiguità delle masse in gioco, non si ritiene necessario un approfondimento delle azioni sismiche agenti relativamente alle verifiche delle fondazioni dei pannelli fotovoltaici. Da un'analisi preliminare, infatti, risultano trascurabili in confronto alle altre azioni di carico da vento e neve.

8.2.4. VARIAZIONE TERMICA

Si considera la presenza di una variazione termica pari a 25°C applicata alle sole strutture in acciaio, in accordo alla tabella 3.5.II al §3.5.5. delle NTC2018 per strutture in acciaio esposte.

9.0 SOFTWARE PER LE ANALISI FEM

Le sollecitazioni di progetto utili per la verifica delle strutture sono state desunte da un modello agli elementi finiti tridimensionale elaborato con il codice di calcolo Midas Gen di Midas Information Tecnology di estesa commercializzazione.

I modelli strutturali sono stati realizzati congruentemente alle geometrie strutturali e alle caratteristiche dei materiali rappresentate negli elaborati strutturali di progetto.

9.1 SISTEMI DI RIFERIMENTO

In Midas Gen sono definiti i seguenti sistemi di coordinate

- Global Coordinate System (GCS)
- Element Coordinate System (ECS)
- Node local Coordinate System (NCS)

Il GCS usa le lettere maiuscole X, Y e Z per definire un sistema di coordinate cartesiale globale, che segue la regola della mano destra. È utilizzato per la maggior parte della definizione degli input, compreso ad esempio la definizione dei nodi e la restituzione di risultati globali ad essi associati, quali spostamenti e reazioni vincolari.

Il GCS definisce la posizione geometrica della struttura da analizzare e il suo punto di riferimento (l'origine) è automaticamente fissata al set di coordinate (0,0,0). Dal momento che la direzione verticale è rappresentata dall'asse Z è convenzionale modellare le strutture nel loro sviluppo verticale lungo questo asse.

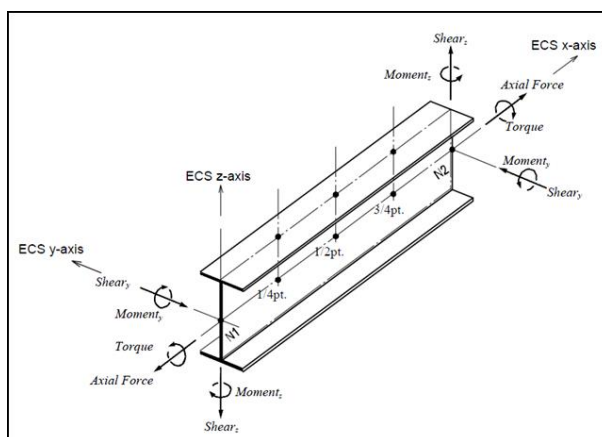
L'ECS usa le lettere minuscole x,y e z per definire un sistema di riferimento cartesiano, che segue la regola della mano destra, associati a un elemento. I risultati delle analisi in termini di forze interne e tensioni e la maggior parte degli input associati al singolo elemento sono espressi in questo sistema di coordinate locali.

9.2 ELEMENTI BEAM

li elementi a due nodi assimilabili a elementi strutturali monodimensionali, quali travi e pilatri, sono stati modellati come elementi beam. La formulazione di tali elementi è basata sulla teoria della trave di Timoshenko, considerando le capacità di rigidità in tensione e compressione, taglio e le capacità deformative in condizione di flessione e torsione. La definizione delle caratteristiche della sezione trasversale, caratterizzanti la meccanica dell'elemento, sono definite da apposite finestre di dialogo all'interno del software.

9.2.1. OUTPUT DELLE AZIONI INTERNE

Per gli elementi beam la convenzione dei segni è quella riportata nella figura seguente, le frecce indicano i versi delle sollecitazioni considerate come positive.



10.0 MODELLAZIONE STRUTTURALE

10.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE CON MODELLO FEM

L'analisi strutturale è stata utilizzata utilizzando il software MidasGen 2023, realizzando un modello ad elementi finiti tridimensionale.

Nei successivi paragrafi vengono riportati nel dettaglio le ipotesi poste alla base delle analisi.

10.2 GEOMETRIA DEL MODELLO

Le strutture vengono studiate in tre configurazioni, le quali differiscono tra di loro per l'angolo di inclinazione del piano dei pannelli:

- Modello A – Piano dei pannelli in orizzontale $\alpha = 0^\circ$
- Modello B – Piano dei pannelli in posizione intermedia $\alpha = 30^\circ$
- Modello C – Piano dei pannelli alla massima inclinazione $\alpha = 55^\circ$

Gli elementi strutturali costituenti le strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici sono state modellate mediante elementi finiti di tipo "beam".

Vengono riportate alcune viste del modello predisposto e i profili modellati.

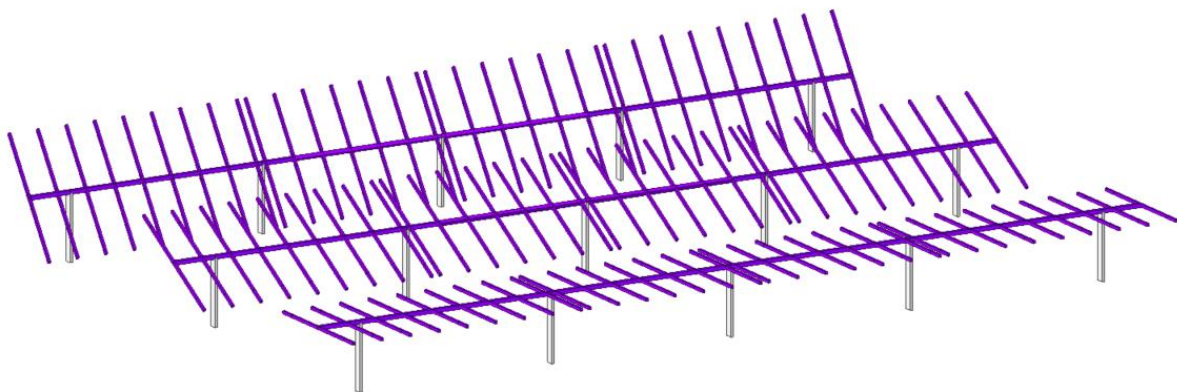


Figura 10.1 Modello FEM strutture 28x2, vista Isometrica

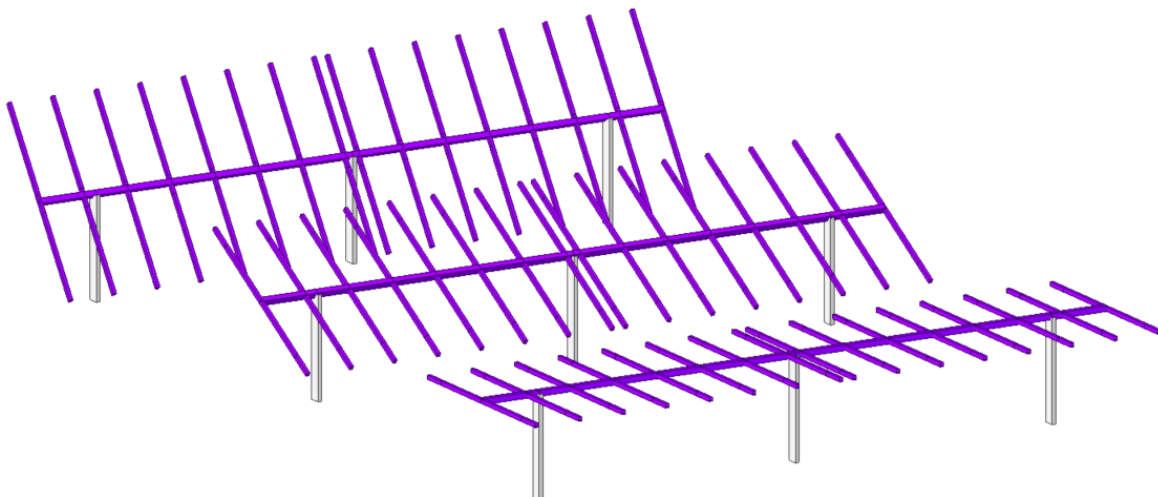


Figura 10.2 Modello FEM strutture 14x2, vista Isometrica

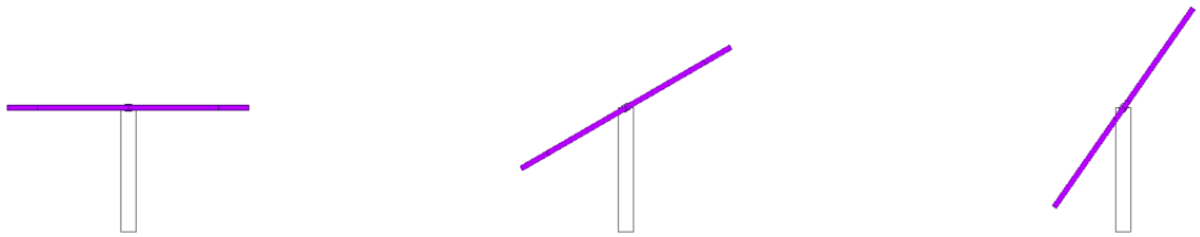


Figura 10.3 - Modello FEM strutture 14x2 e 28x2, vista laterale

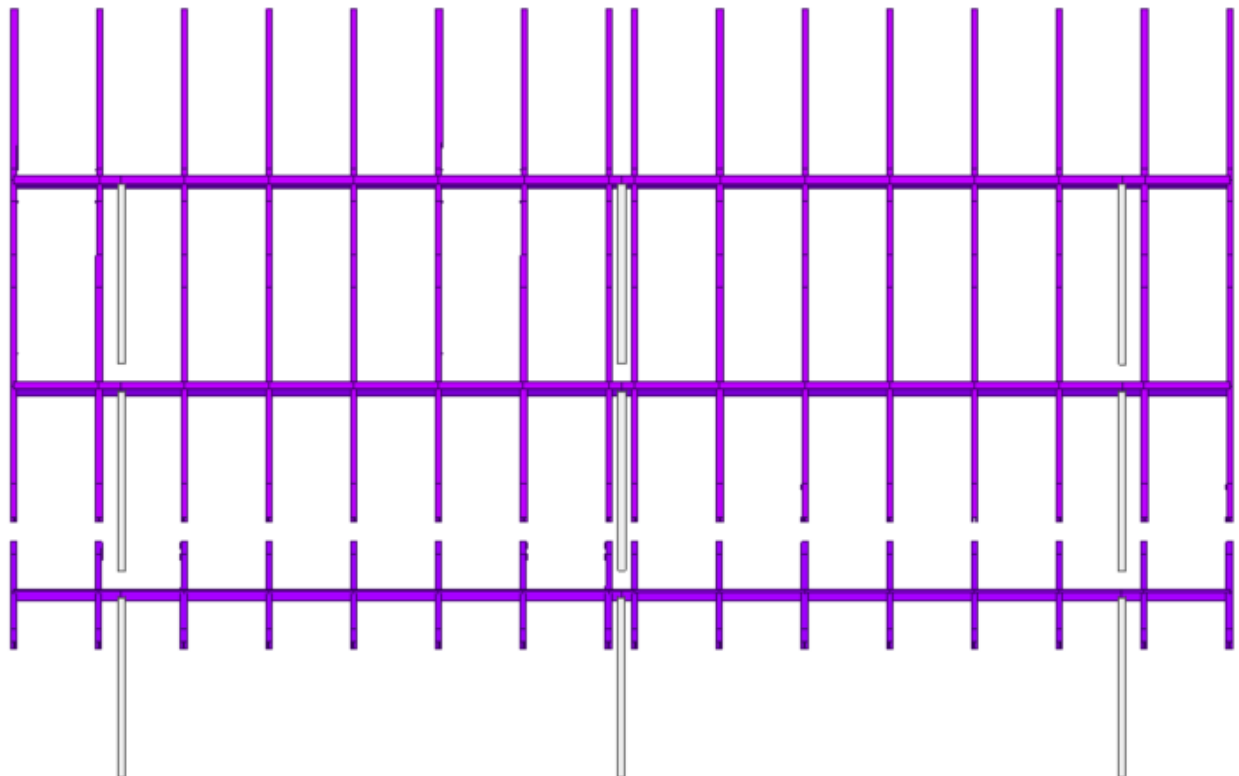


Figura 10.4 - Modello FEM strutture 14x2, vista frontale

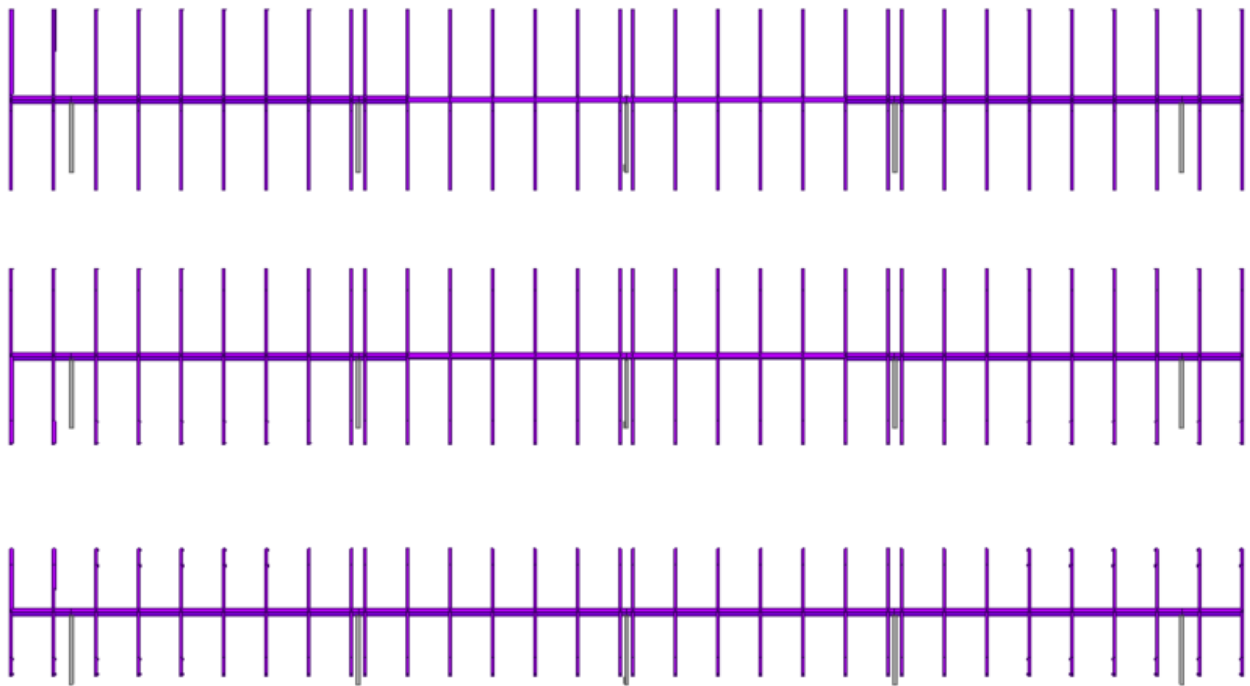


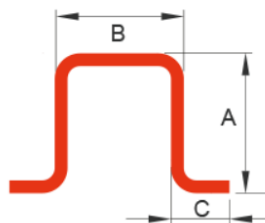
Figura 10.5 - Modello FEM strutture 28x2, vista frontale

Per entrambe le tipologie, ogni struttura di sostegno è costituita dai seguenti componenti principali:

- Montanti con sezione ad omega con sezione 50x300x100 sp. = 5 mm di altezza pari a 2.49 m e interasse di circa 6-7 m;
- Travi principali con tubolare cavo a sezione quadrata di sezione 135x135mm e sp. = 5 mm, in luce tra i montanti;
- Travi secondarie con sezione ad omega 30x100x80 sp = 2.5 mm con sbalzo di circa 2 m rispetto al nodo di connessione alla trave principale.

Di seguito vengono riportate le proprietà sezionali dei profili utilizzati:

Montanti: Profilo Omega 50x300x100 sp = 5 mm



CxAxB	C	A	B	S	Sv.	Peso	Area	ey	Vy	Jx	Wx	Ix	Jy	Wy	Iy	Perimetro
	mm	mm	mm	mm	mm	Kg/ml	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	mm
50x300x100x5	50.00	300.00	100.00	5.00	760.00	29.83	38.00	15.00	15.00	4065.22	271.01	10.34	937.47	98.68	4.97	1860.00

Travi principali: Profilo Cavo Quadrato 135x135 sp = 5 mm

Section ID: Box

Name: User DB

Sect. Name: Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: Sect. Name:

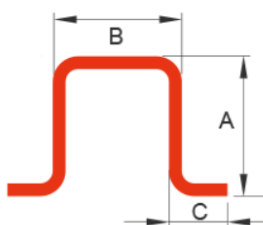
H	0.135	m
B	0.135	m
tw	0.005	m
tf1	0.005	m
C	0	m
tf2	0	m
<input type="checkbox"/> HSQ Type		
B1	0	m
B2	0	m

Section Properties

	Value	Unit
Area	2.600000e-03	m ²
Asv	1.350000e-03	m ²
Asz	1.350000e-03	m ²
Ixx	1.098500e-05	m ⁴
Iyy	7.334167e-06	m ⁴
Izz	7.334167e-06	m ⁴
Cyv	6.750000e-02	m
Cym	6.750000e-02	m
Czn	6.750000e-02	m
Czm	6.750000e-02	m
Qyh	6.340625e-03	m ²
Qzh	6.340625e-03	m ²
Peri:O	5.400000e-01	m
Peri:l	5.000000e-01	m
Center y	6.750000e-02	m
Center z	6.750000e-02	m
v1	-6.750000e-02	m
z1	6.750000e-02	m
v2	6.750000e-02	m
z2	6.750000e-02	m
v3	6.750000e-02	m
z3	-6.750000e-02	m
v4	-6.750000e-02	m
z4	-6.750000e-02	m

Close

Travi secondarie: Profilo Omega 30x100x80 sp = 2.5 mm



CxAxB	C	A	B	S	Sv.	Peso	Area	ey	Vy	Jx	Wx	Ix	Jy	Wy	Iy
	mm	mm	mm	mm	mm	Kg/ml	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
30x100x80x2.5	30.00	100.00	80.00	2.50	325.00	6.38	8.10	5.30	4.70	114.20	21.54	3.75	122.00	18.07	3.87

Ad ogni modo, il costruttivo delle strutture e della fondazione verrà definito compiutamente in fase esecutiva, una volta note le necessità e la disponibilità dei profili d'acciaio proposti dall'appaltatore.

10.3 VINCOLI

La struttura è immaginata come incastrata al piede. Le reazioni di base verranno utilizzate per eseguire le verifiche geotecniche sulla portata verticale e laterale del singolo palo.

Non sono stati previsti svincoli di rilascio dei gradi di libertà, tutti i vincoli interni previsti tra elementi incidenti corrispondono all'incastro.

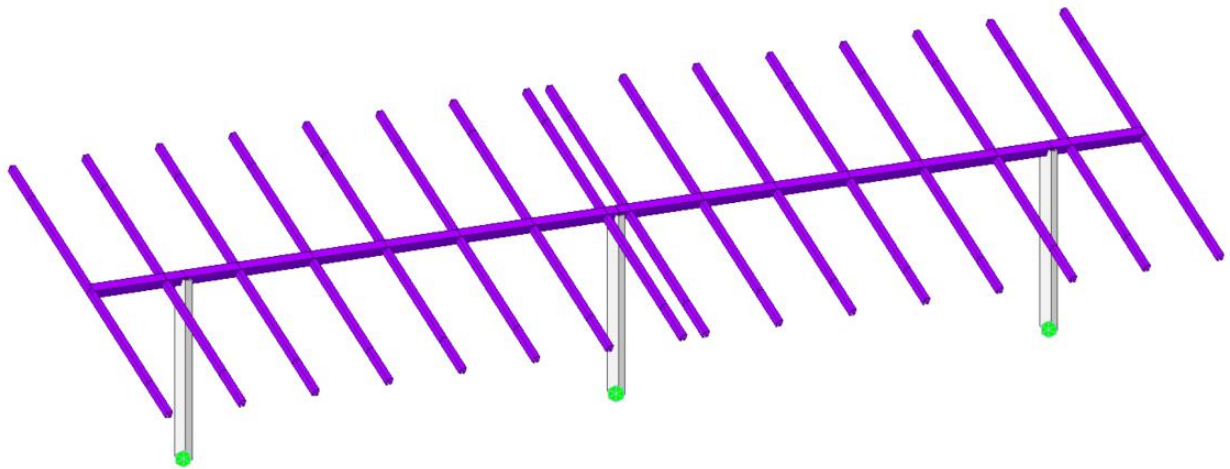


Figura 10.6 – Vincoli

10.4 CASI DI CARICO E APPLICAZIONE

I casi di carico considerati, già esplicitati nei capitoli precedenti, sono sinteticamente riportati nella tabella seguente.

Casi di carico	
	Cat.
G1	pesi permanenti strutturali
G2	pesi permanenti non strutturali
S	carico da neve
DT	carico termico
WY+_Cf+_Top	Azioni di uplift per vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo sulla parte superiore dei moduli
WY-_Cf+_Top	Azioni di downlift per vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo sulla parte superiore dei moduli
WY-_Cf+_Bottom	Azioni di downlift per vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo sulla parte inferiore dei moduli
WY+_Cf+_Bottom	Azioni di uplift per vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo sulla parte inferiore dei moduli

I carichi dovuti a peso dei pannelli e alla neve vengono riportati come carichi lineari distribuiti sulle travi secondarie secondo le aree di influenza dei carichi stessi. L'azione del vento è distribuita in maniera puntuale secondo gli schemi di applicazione dei carichi dati dalle NTC2018 su nodi appositamente posizionati sui traversi, in modo da descrivere il comportamento globale della struttura. La variazione termica viene uniformemente applicata all'elemento strutturale. I carichi sono i medesimi per entrambe le configurazioni, di cui si riportano di seguito immagini rappresentative, per il modello B.

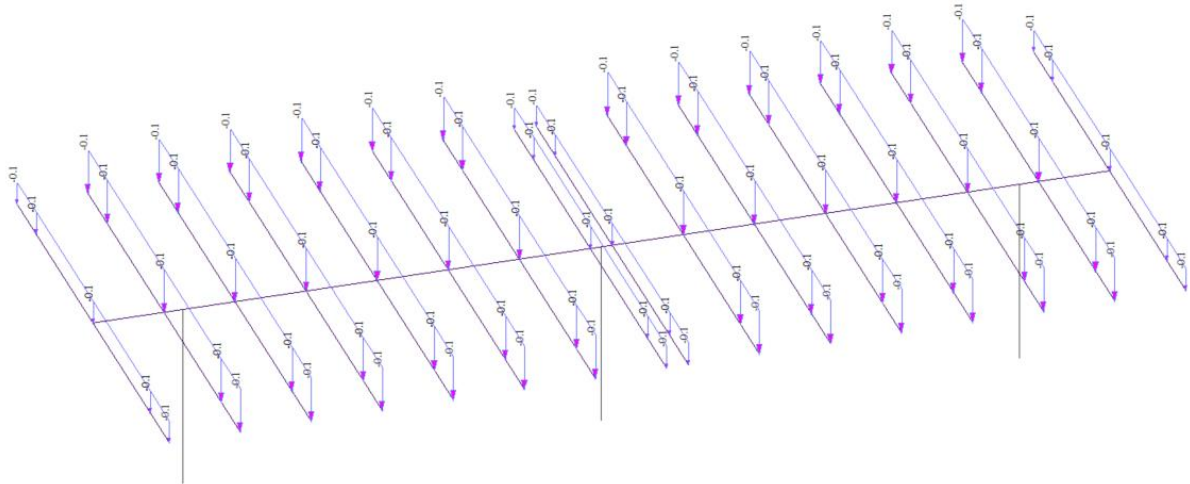


Figura 10.7 - Carichi permanenti portati per peso dei pannelli (G2)

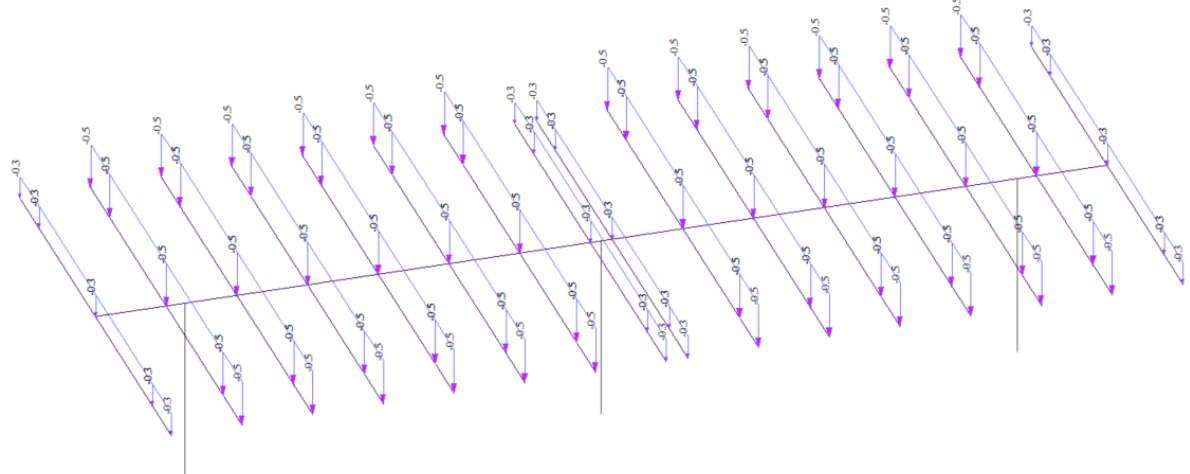


Figura 10.8 - Sovraccarico da neve (S)

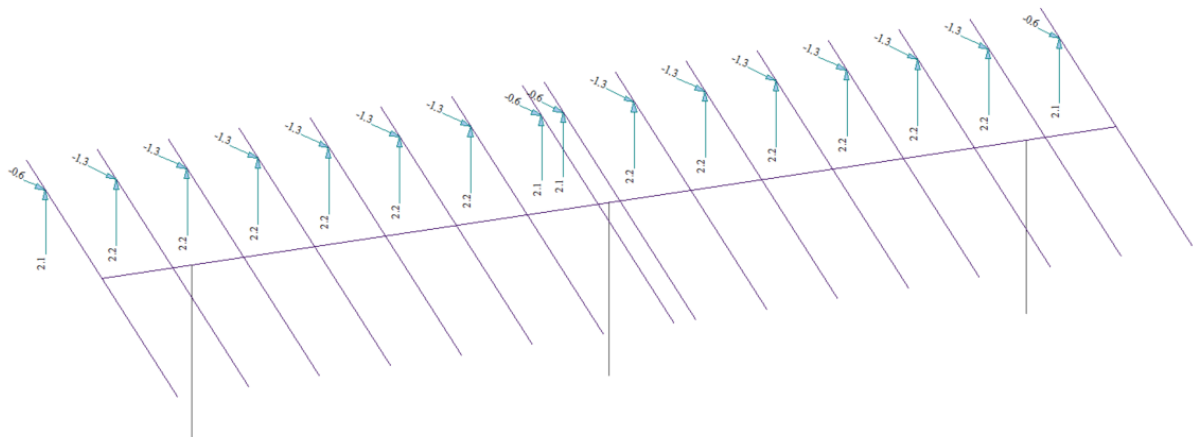


Figura 10.9 - Vento dir Y, applicato all'impalcato (WY Cf- Top)

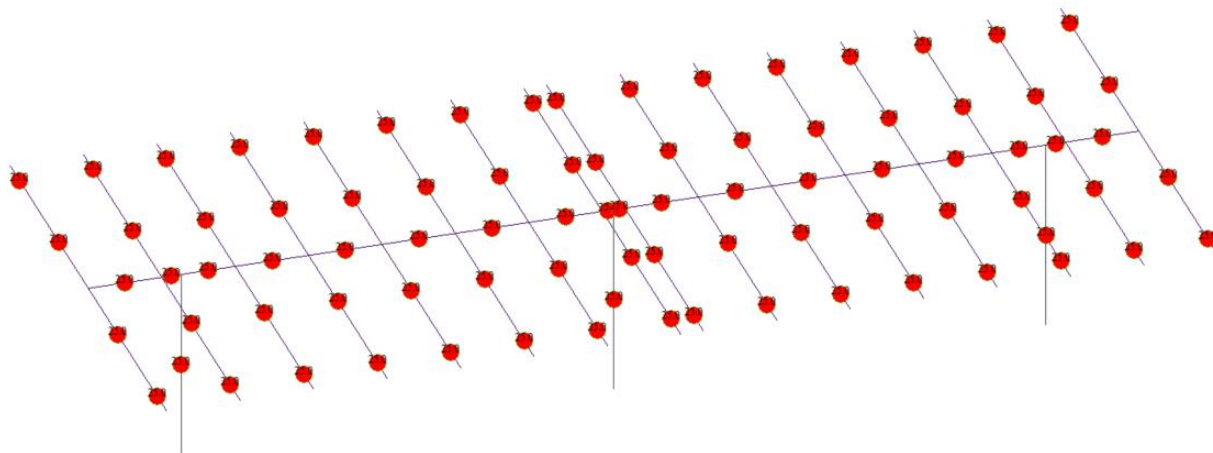


Figura 10.13 – Variazione termica

10.5 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi vengono combinati per formare le combinazioni di carico con le quali viene studiato il sistema strutturale. Si riportano a seguire le combinazioni di carico considerate nei calcoli.

COMBO	TYPE		G1	G2	S	DT	WY+ Cf- Top	WY- Cf+ Top	WY- Cf+ Bottom	WY+ Cf- Bottom
SLU1	Active	Add	1.30	1.50	1.50	0.90	0.90			
SLU2	Active	Add	1.30	1.50	1.50	0.90		0.90		
SLU3	Active	Add	1.30	1.50	1.50	0.90			0.90	
SLU4	Active	Add	1.30	1.50	1.50	0.90				0.90
SLU5	Active	Add	1.30	1.50	1.50	-0.90	0.90			
SLU6	Active	Add	1.30	1.50	1.50	-0.90		0.90		
SLU7	Active	Add	1.30	1.50	1.50	-0.90			0.90	
SLU8	Active	Add	1.30	1.50	1.50	-0.90				0.90
SLU9	Active	Add	1.30	1.50	0.75	1.50	0.90			
SLU10	Active	Add	1.30	1.50	0.75	1.50		0.90		
SLU11	Active	Add	1.30	1.50	0.75	1.50			0.90	
SLU12	Active	Add	1.30	1.50	0.75	1.50				0.90
SLU13	Active	Add	1.30	1.50	0.75	-1.50	0.90			
SLU14	Active	Add	1.30	1.50	0.75	-1.50		0.90		
SLU15	Active	Add	1.30	1.50	0.75	-1.50			0.90	
SLU16	Active	Add	1.30	1.50	0.75	-1.50				0.90
SLU17	Active	Add	1.30	1.50	0.75	0.90	1.50			
SLU18	Active	Add	1.30	1.50	0.75	0.90		1.50		
SLU19	Active	Add	1.30	1.50	0.75	0.90			1.50	
SLU20	Active	Add	1.30	1.50	0.75	0.90				1.50
SLU21	Active	Add	1.30	1.50	0.75	-0.90	1.50			
SLU22	Active	Add	1.30	1.50	0.75	-0.90		1.50		
SLU23	Active	Add	1.30	1.50	0.75	-0.90			1.50	
SLU24	Active	Add	1.30	1.50	0.75	-0.90				1.50
SLU25	Active	Add	1.30	1.50	1.50					
SLU26	Active	Add	1.30	1.50		1.50				
SLU27	Active	Add	1.30	1.50		-1.50				
SLU28	Active	Add	1.00	0.80			1.50			
SLU29	Active	Add	1.00	0.80				1.50		
SLU30	Active	Add	1.00	0.80					1.50	
SLU31	Active	Add	1.00	0.80						1.50



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.00.IT.P.18314.00.066.00

PAGE

30 di/of 67

COMBO	TYPE		G1	G2	S	DT	WY+ Cf- Top	WY- Cf+ Top	WY- Cf+ Bottom	WY+ Cf- Bottom
SLEr1	Active	Add	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60			
SLEr2	Active	Add	1.00	1.00	1.00	0.60		0.60		
SLEr3	Active	Add	1.00	1.00	1.00	0.60			0.60	
SLEr4	Active	Add	1.00	1.00	1.00	0.60				0.60
SLEr5	Active	Add	1.00	1.00	1.00	-0.60	0.60			
SLEr6	Active	Add	1.00	1.00	1.00	-0.60		0.60		
SLEr7	Active	Add	1.00	1.00	1.00	-0.60			0.60	
SLEr8	Active	Add	1.00	1.00	1.00	-0.60				0.60
SLEr9	Active	Add	1.00	1.00	0.50	1.00	0.60			
SLEr10	Active	Add	1.00	1.00	0.50	1.00		0.60		
SLEr11	Active	Add	1.00	1.00	0.50	1.00			0.60	
SLEr12	Active	Add	1.00	1.00	0.50	1.00				0.60
SLEr13	Active	Add	1.00	1.00	0.50	-1.00	0.60			
SLEr14	Active	Add	1.00	1.00	0.50	-1.00		0.60		
SLEr15	Active	Add	1.00	1.00	0.50	-1.00			0.60	
SLEr16	Active	Add	1.00	1.00	0.50	-1.00				0.60
SLEr17	Active	Add	1.00	1.00	0.50	0.60	1.00			
SLEr18	Active	Add	1.00	1.00	0.50	0.60		1.00		
SLEr19	Active	Add	1.00	1.00	0.50	0.60			1.00	
SLEr20	Active	Add	1.00	1.00	0.50	0.60				1.00
SLEr21	Active	Add	1.00	1.00	0.50	-0.60	1.00			
SLEr22	Active	Add	1.00	1.00	0.50	-0.60		1.00		
SLEr23	Active	Add	1.00	1.00	0.50	-0.60			1.00	
SLEr24	Active	Add	1.00	1.00	0.50	-0.60				1.00
SLEf1	Active	Add	1.00	1.00	0.20					
SLEf2	Active	Add	1.00	1.00		0.50				
SLEf3	Active	Add	1.00	1.00		-0.50				
SLEf4	Active	Add	1.00	1.00			0.20			
SLEf5	Active	Add	1.00	1.00				0.20		
SLEf6	Active	Add	1.00	1.00					0.20	
SLEf7	Active	Add	1.00	1.00						0.20
SLEqp1	Active	Add	1.00	1.00						

11.0 RISULTATI

Le caratteristiche della sollecitazione riportate sugli elementi strutturali che seguono si riferiscono all'involuppo delle combinazioni di carico SLU.

11.1 ASSI LOCALI

Si riportano nell'immagine sottostante gli assi locali di riferimento per il tracciamento dei diagrammi delle azioni interne.

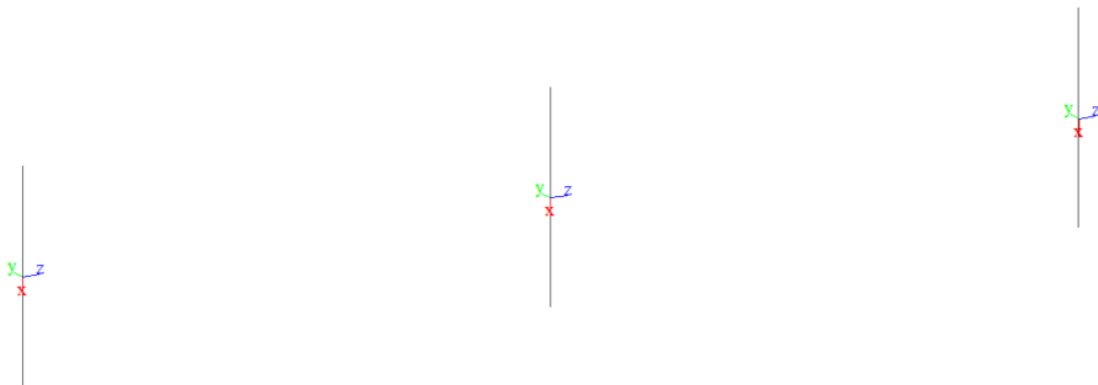


Figura 11.1 – Assi locali: montanti

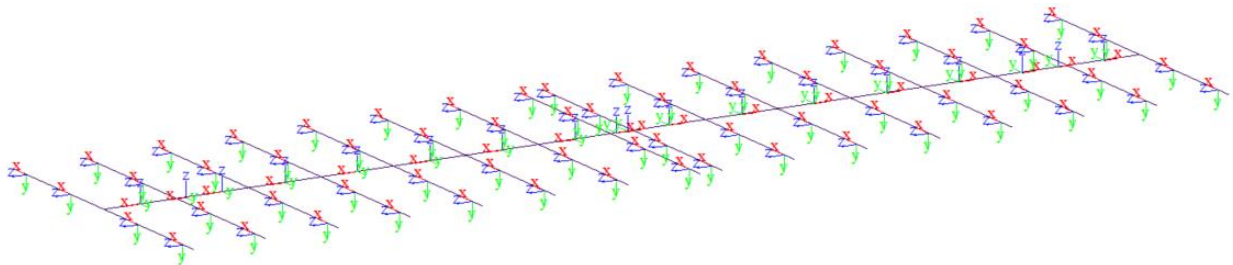


Figura 11.2 – Assi locali: travi principali e secondarie

11.2 REAZIONI VINCOLARI

Si riportano le reazioni vincolari di base, i valori sono espressi in kN.

I risultati sono riferiti alle massime reazioni riscontrabili allo SLU.

11.2.1. CONFIGURAZIONE 2X14

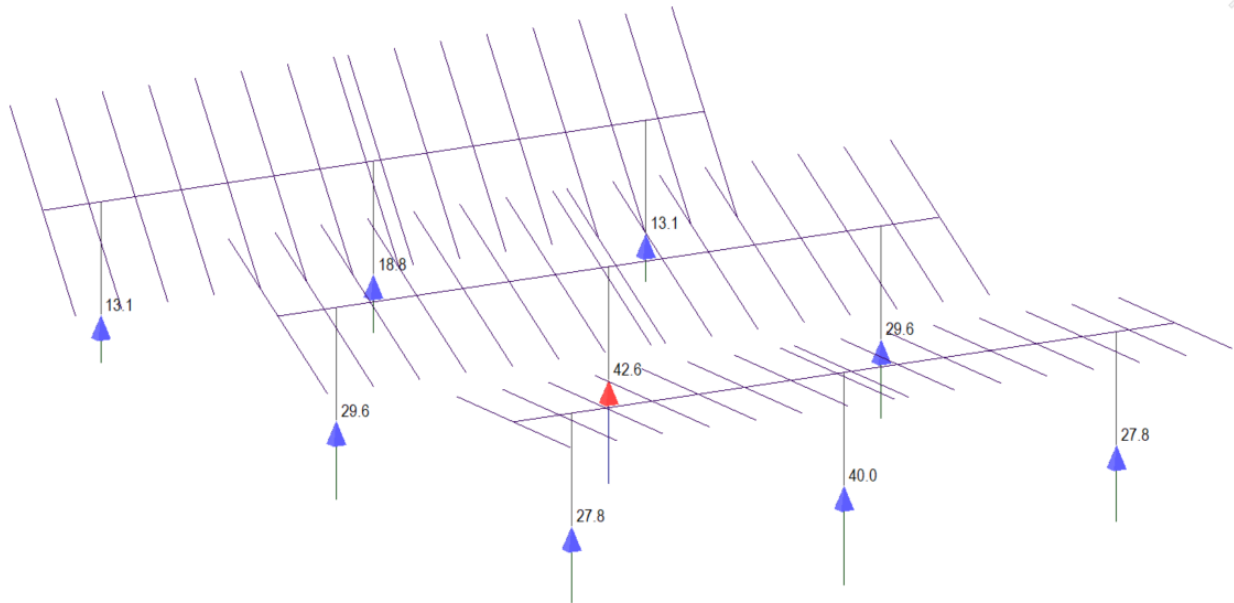


Figura 11.3 – Massime reazioni vincolari verticali positive (pali compressi)

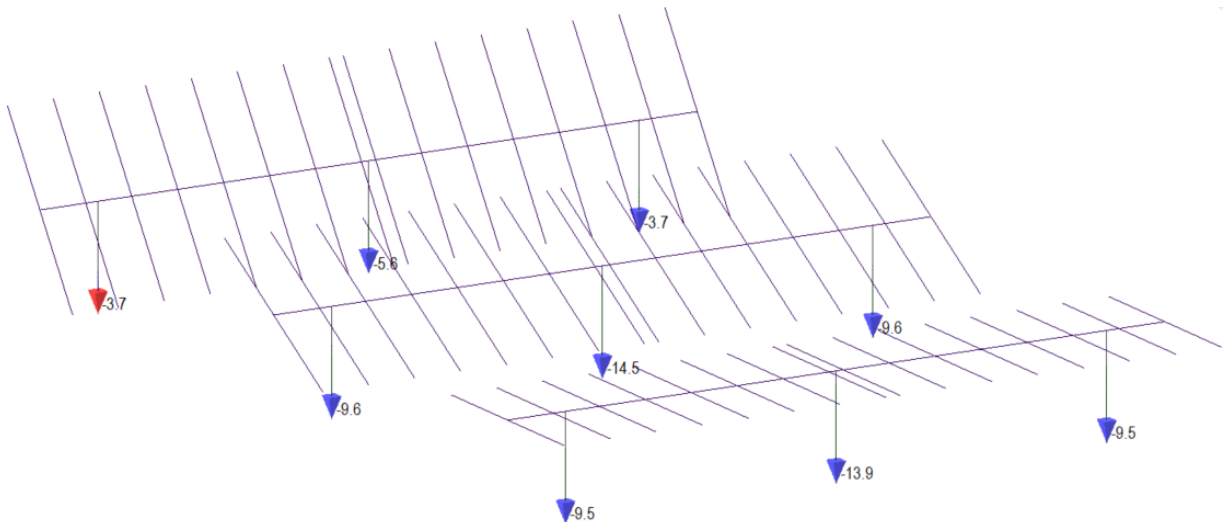


Figura 11.4 – Massime reazioni vincolari verticali negative (pali in trazione)

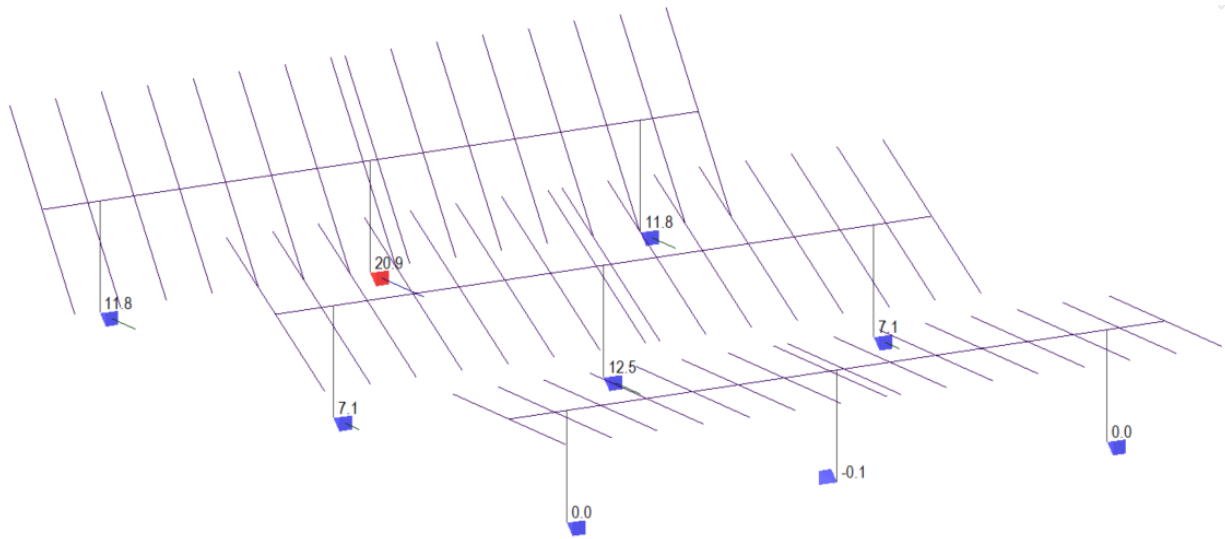


Figura 11.5 – Massime reazioni vincolari in direzione Y

11.2.2. CONFIGURAZIONE 2X28

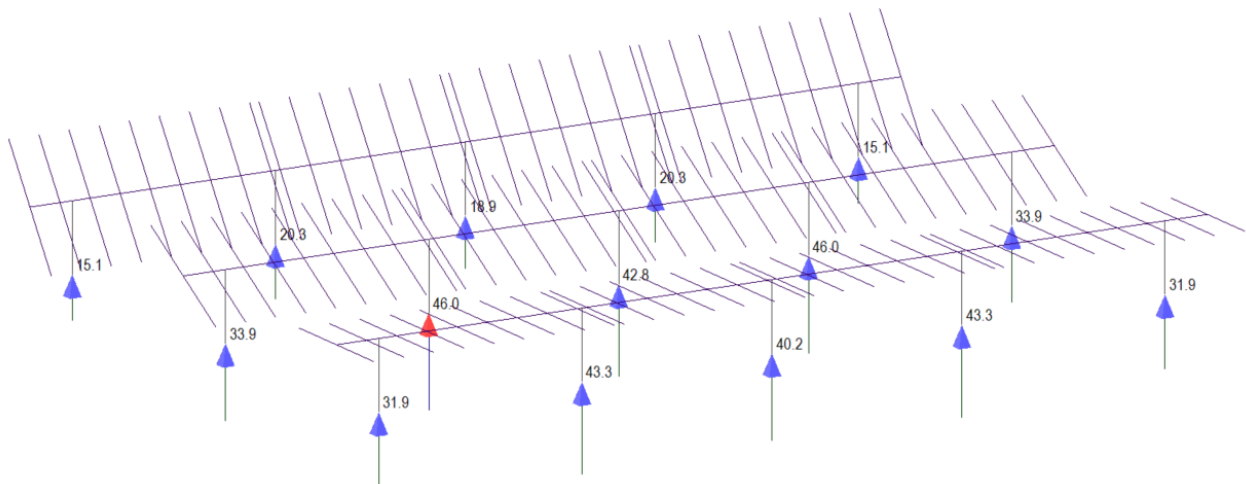


Figura 11.6 – Massime reazioni vincolari verticali positive (pali compressi)

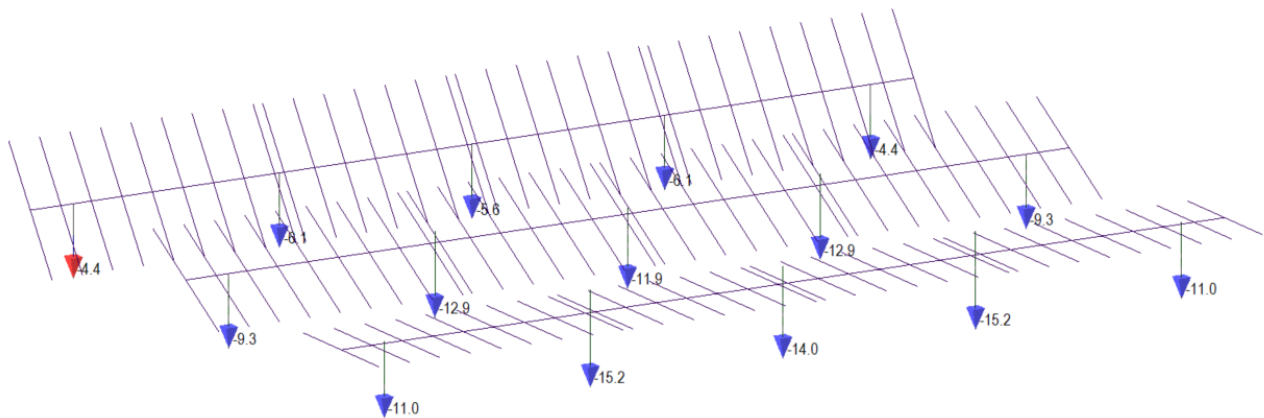


Figura 11.7 – Massime reazioni vincolari verticali negative (pali in trazione)

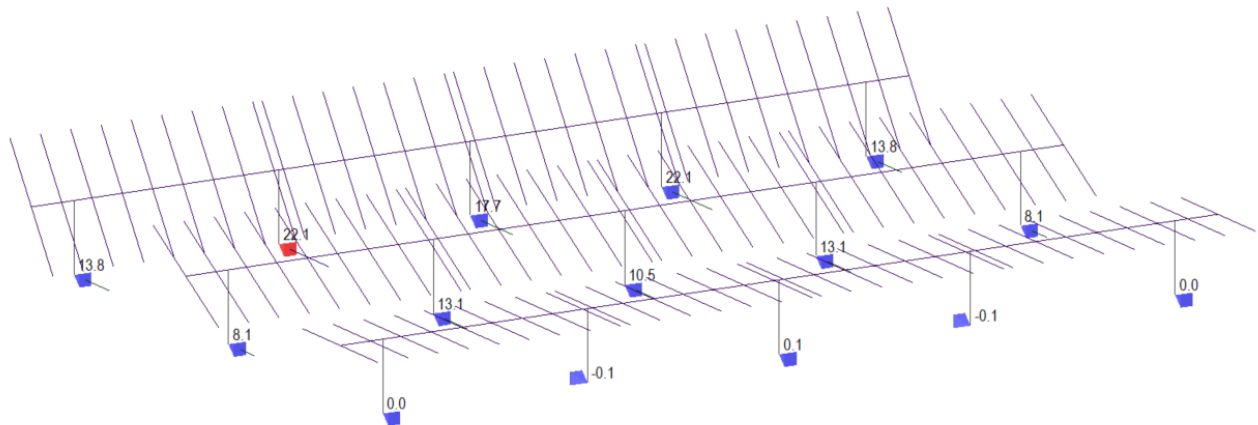


Figura 11.8 – Massime reazioni vincolari in direzione Y

11.3 DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

A seguire vengono riportate le caratteristiche della sollecitazione dei principali elementi.

I diagrammi riportati si riferiscono agli involuipi delle combinazioni di carico SLU.

11.3.1. CONFIGURAZIONE 2X14

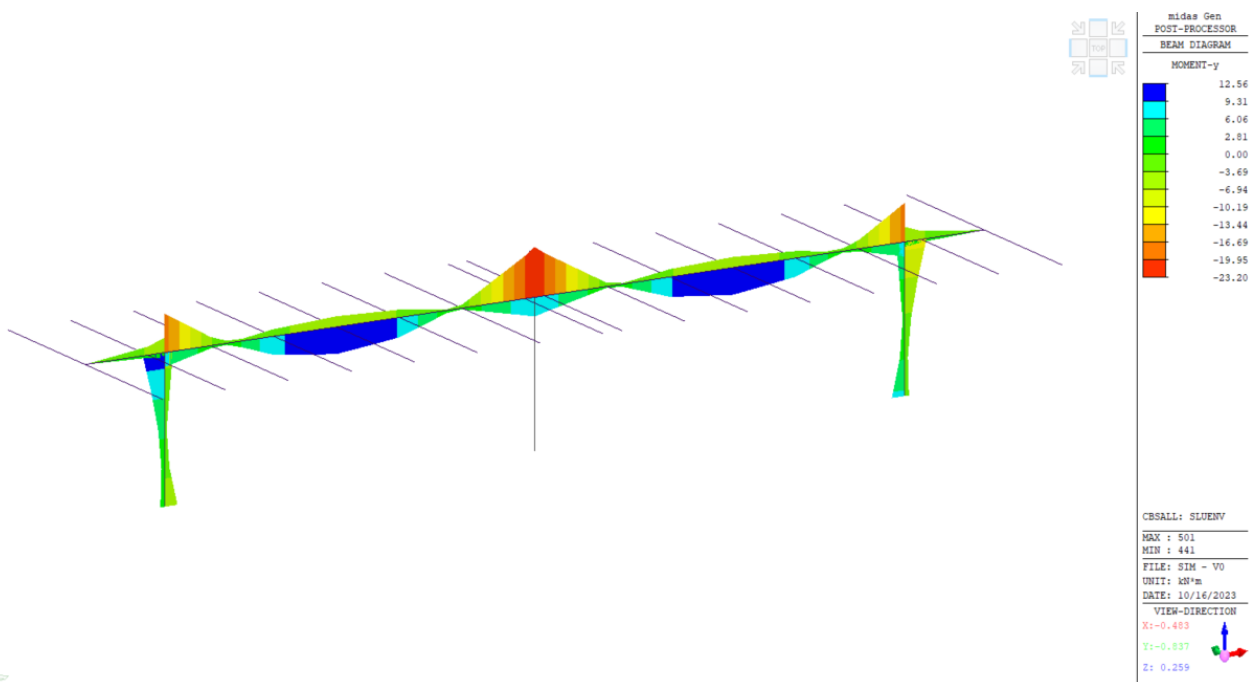


Figura 11.9 – Momento flettente My – Modello A

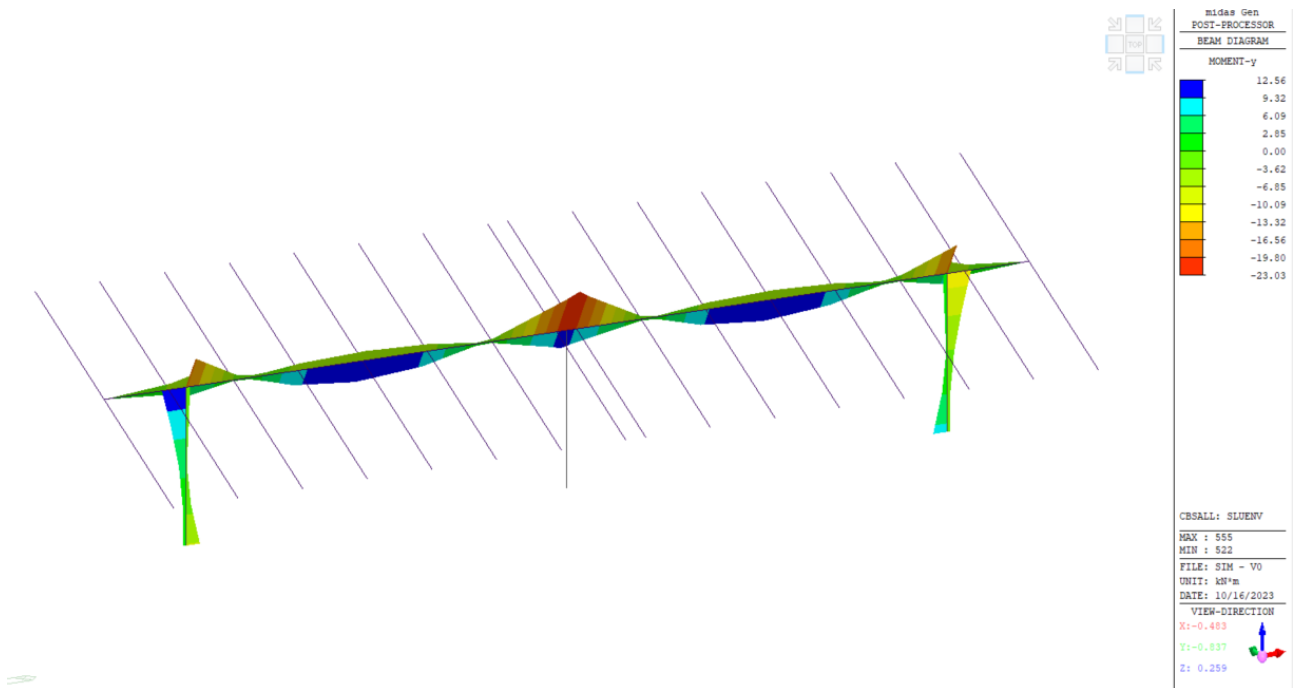


Figura 11.10 – Momento flettente My – Modello B

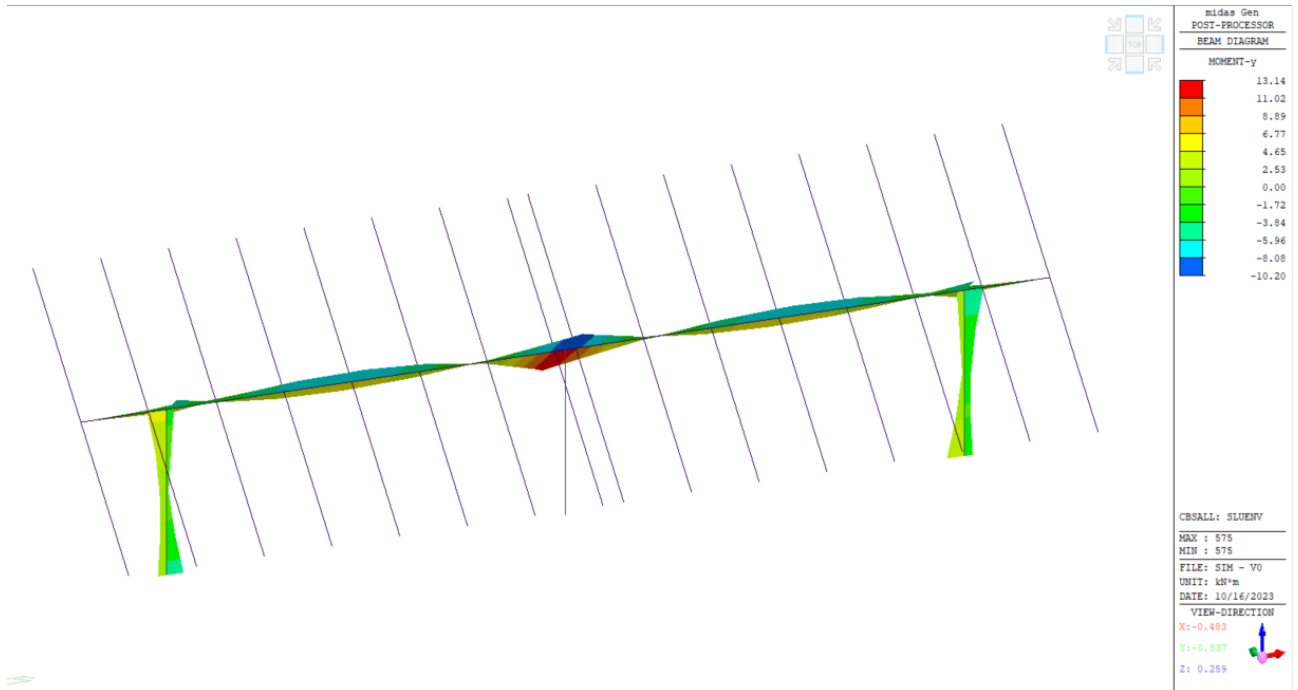


Figura 11.11 – Momento flettente My – Modello C

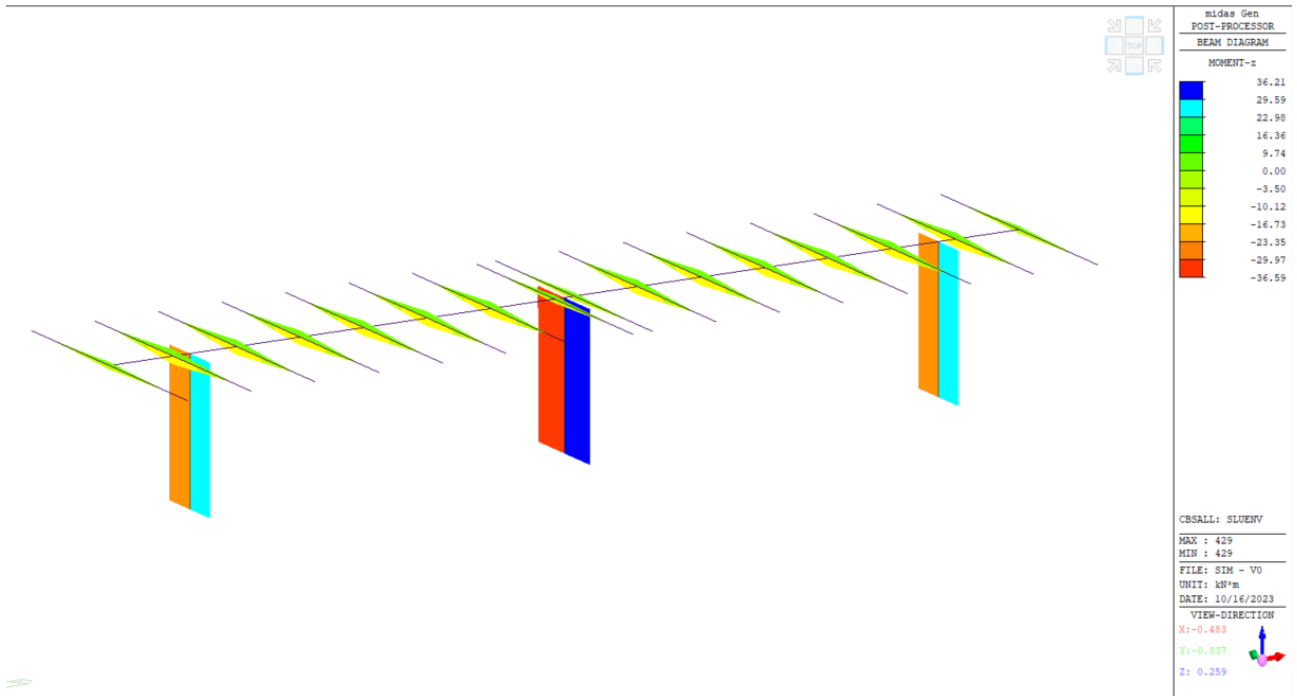


Figura 11.12 – Momento flettente Mz – Modello A

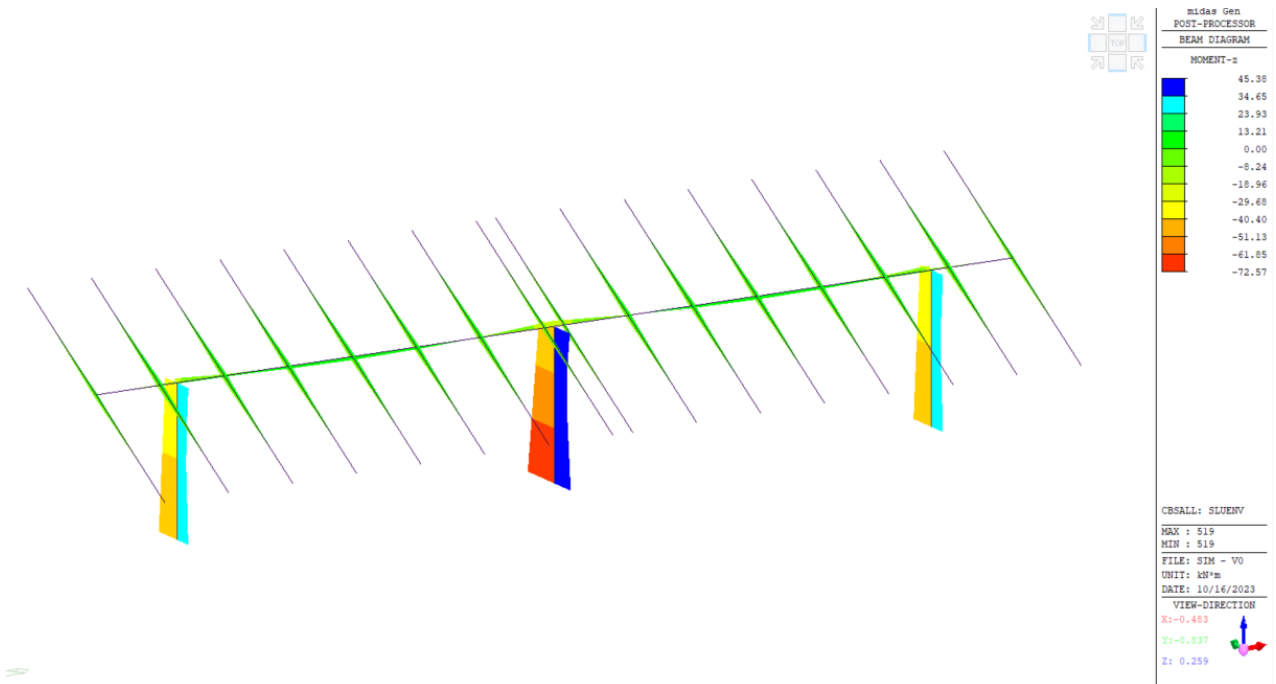


Figura 11.13 – Momento flettente Mz – Modello B

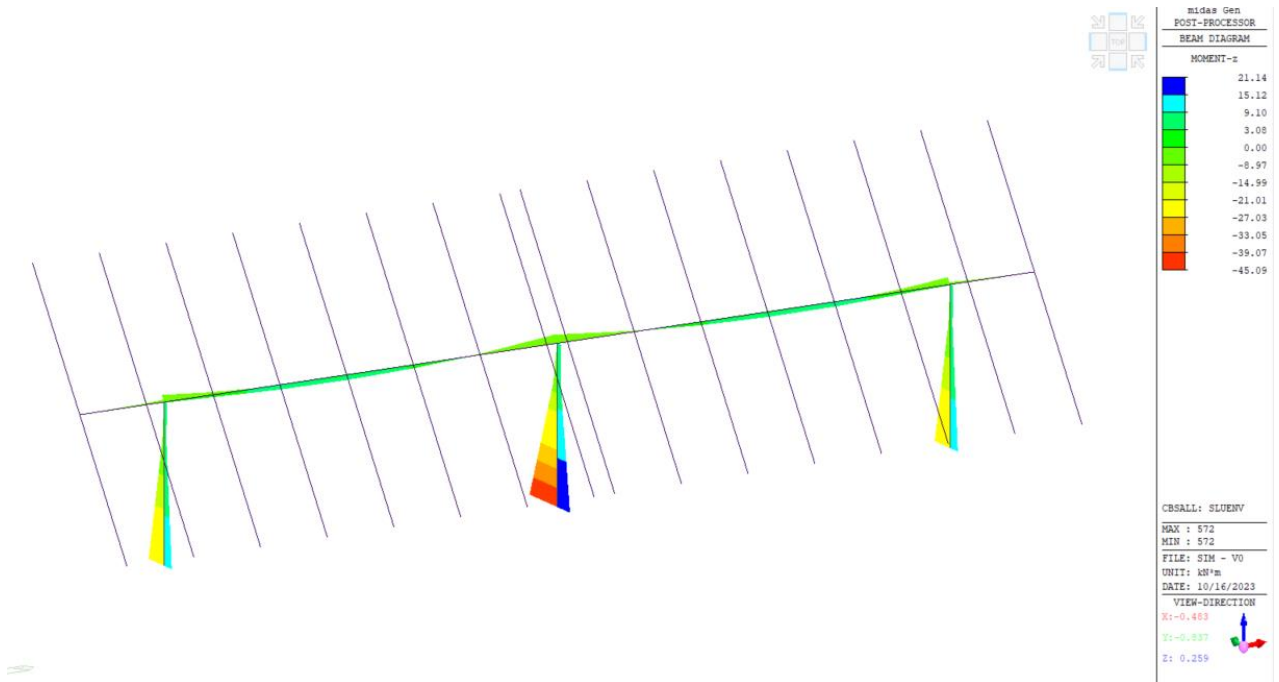


Figura 11.14 – Momento flettente M_z – Modello C

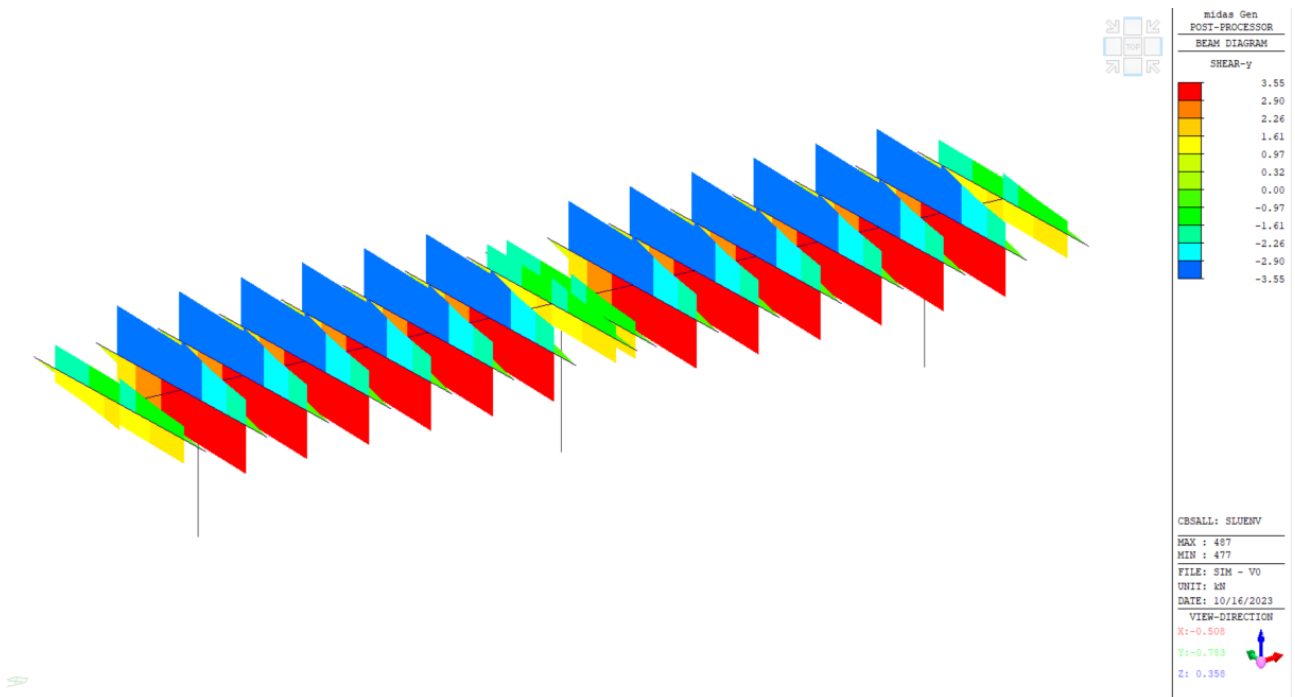


Figura 11.15 – Taglio F_y – Modello A

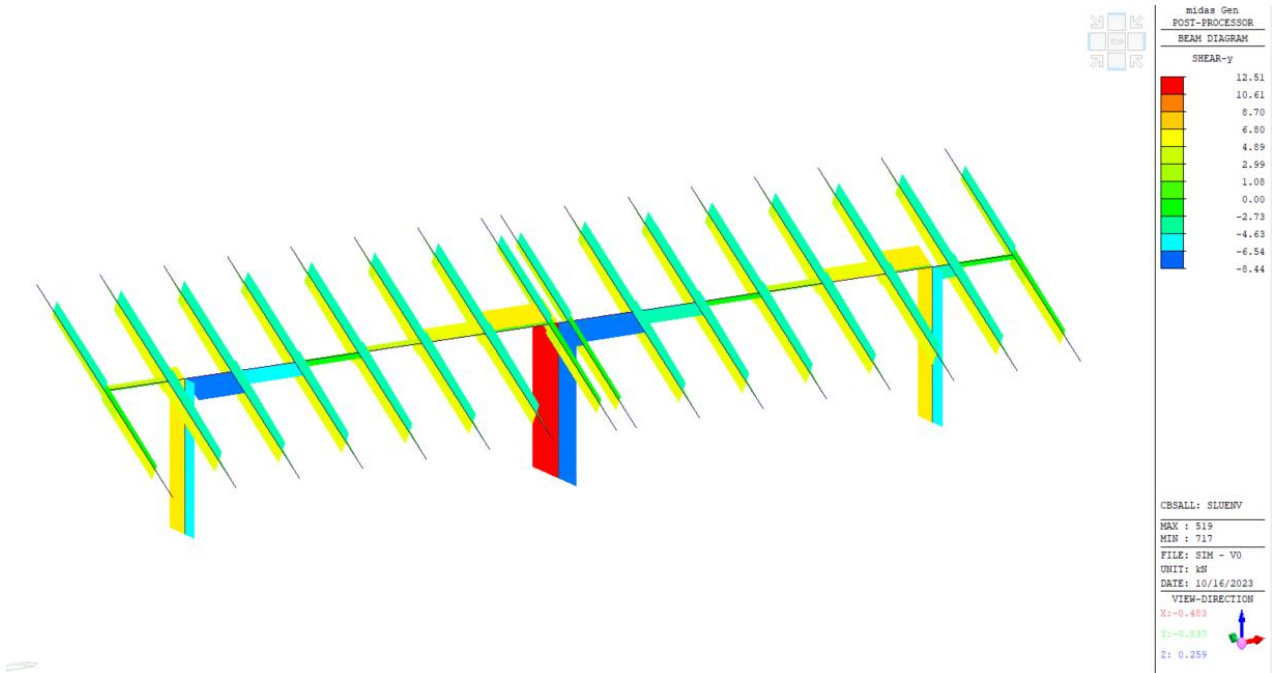


Figura 11.16 – Taglio Fy – Modello B

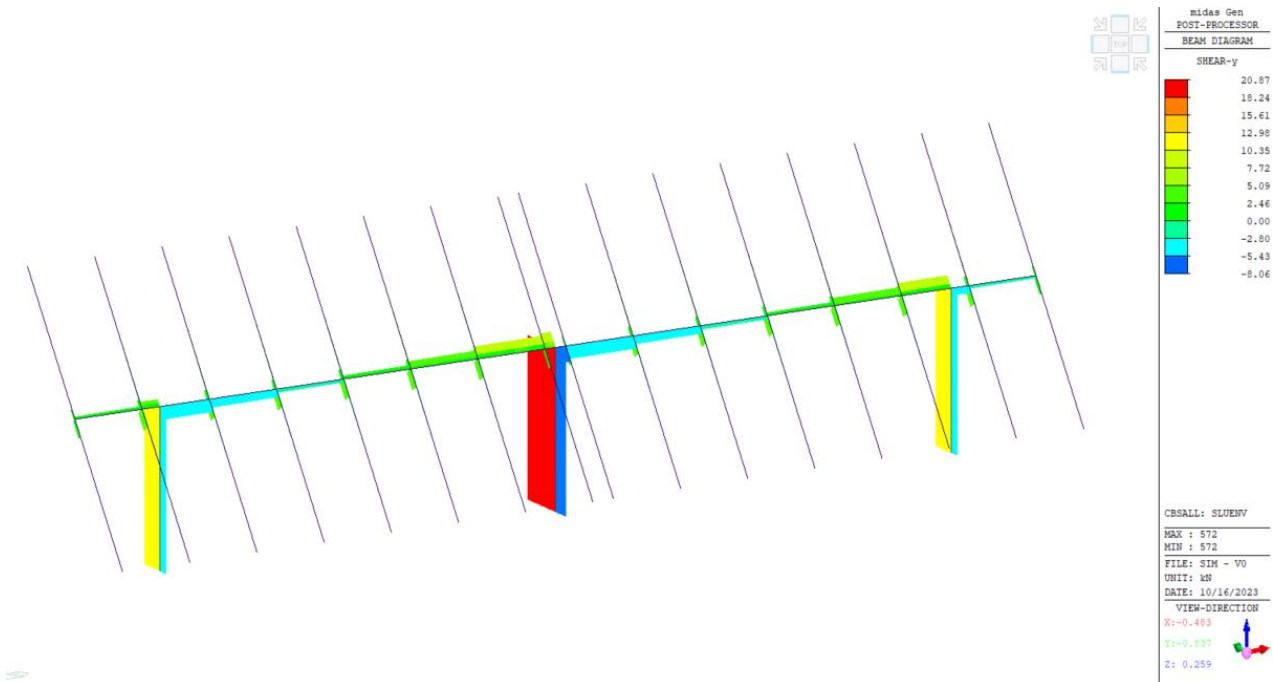


Figura 11.17 – Taglio Fy – Modello C

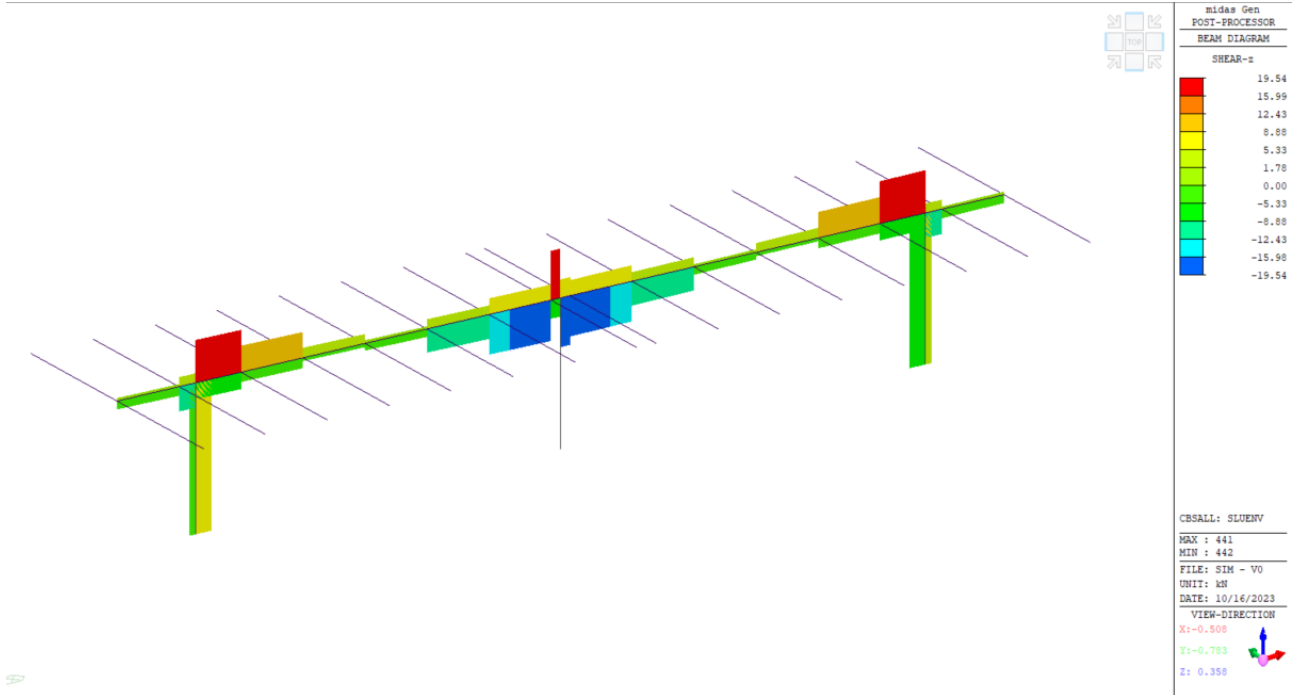


Figura 11.18 – Taglio Fz – Modello A

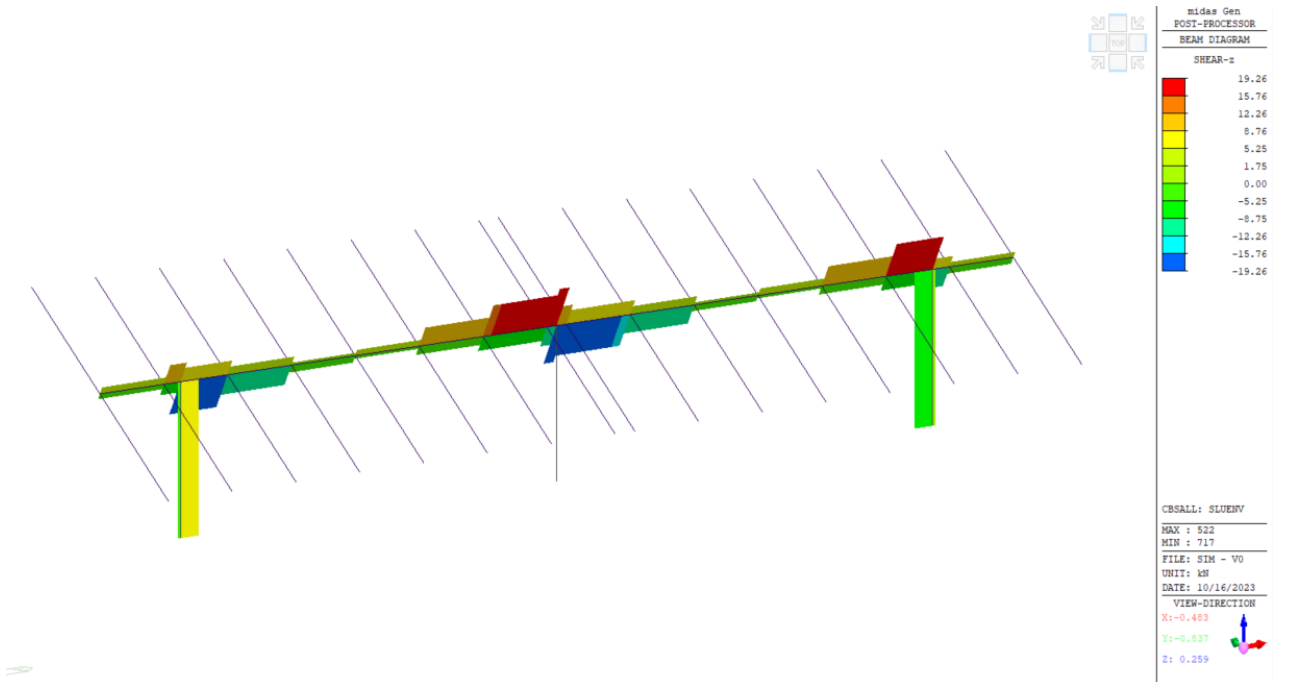


Figura 11.19 – Taglio Fz – Modello B

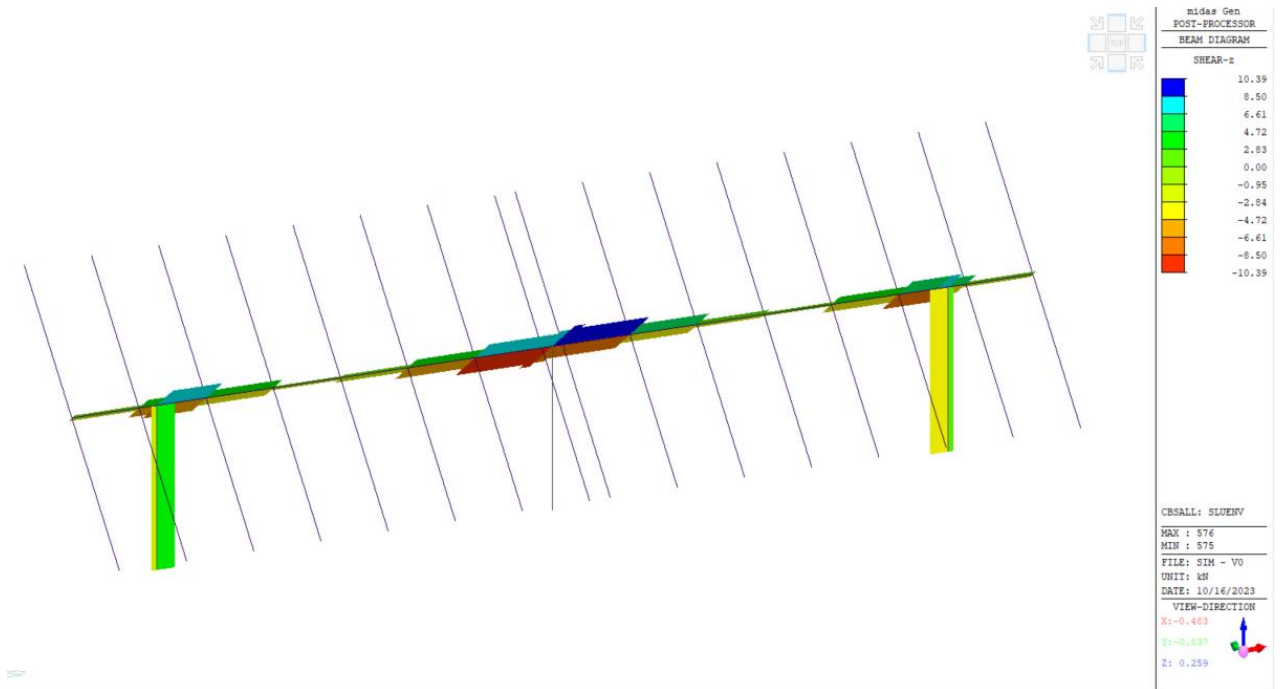


Figura 11.20 – Taglio Fz – Modello C

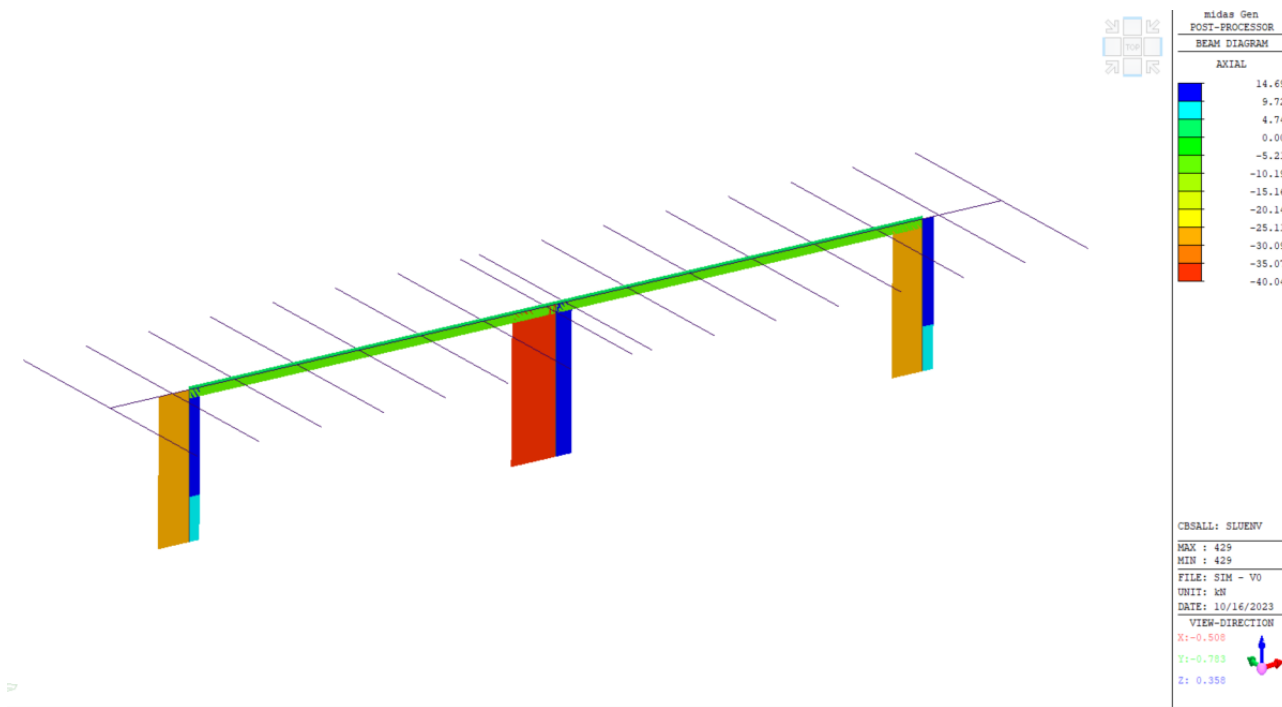


Figura 11.21 – Azione assiale – Modello A

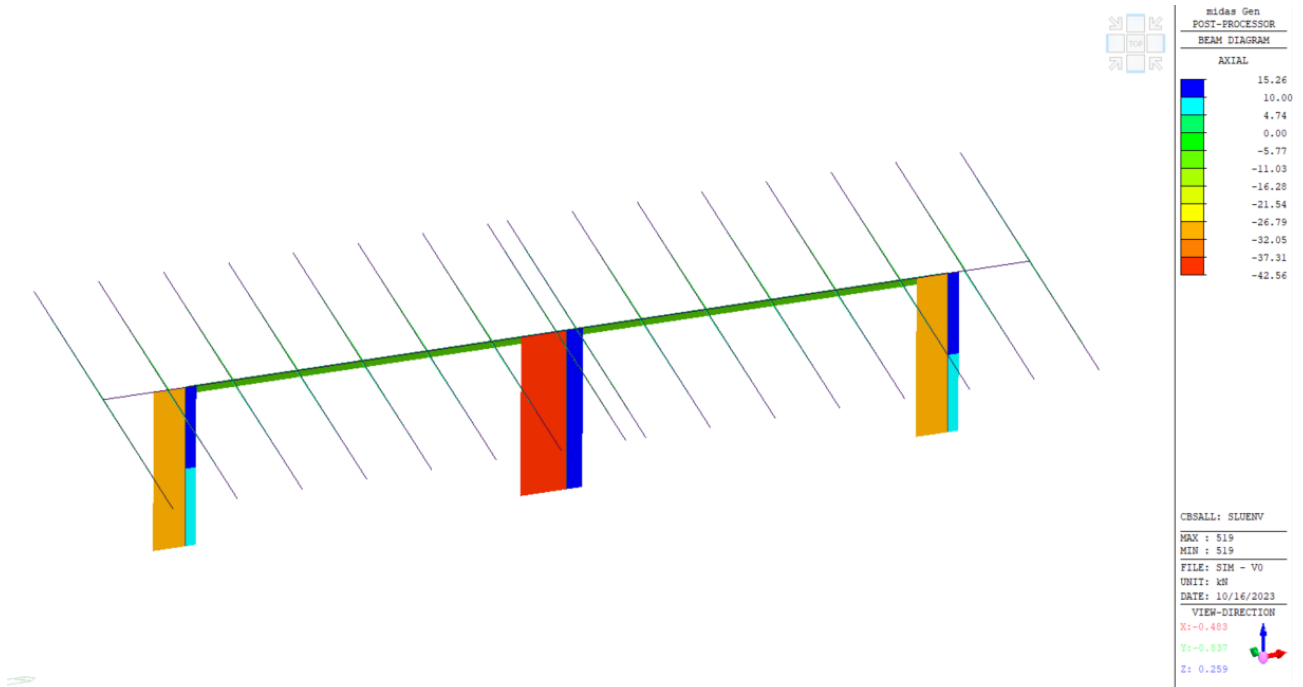


Figura 11.22 – Azione assiale – Modello B

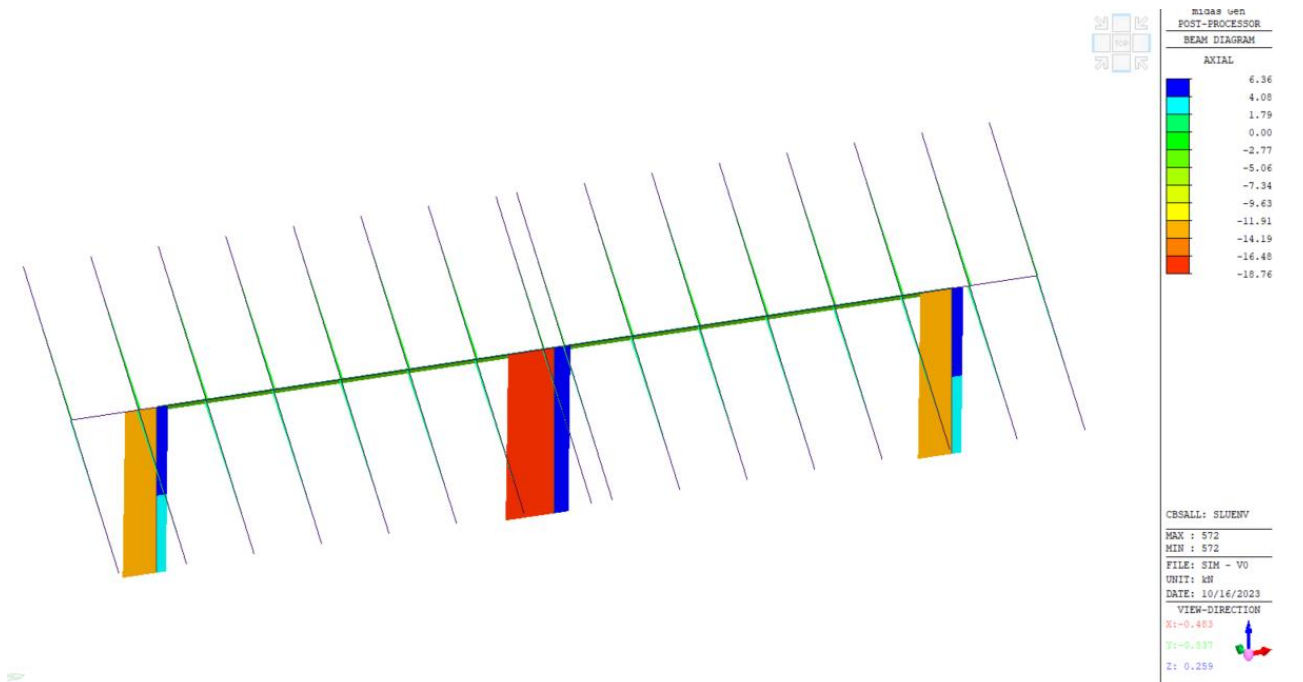


Figura 11.23 – Azione assiale – Modello C

11.3.2. CONFIGURAZIONE 2X28

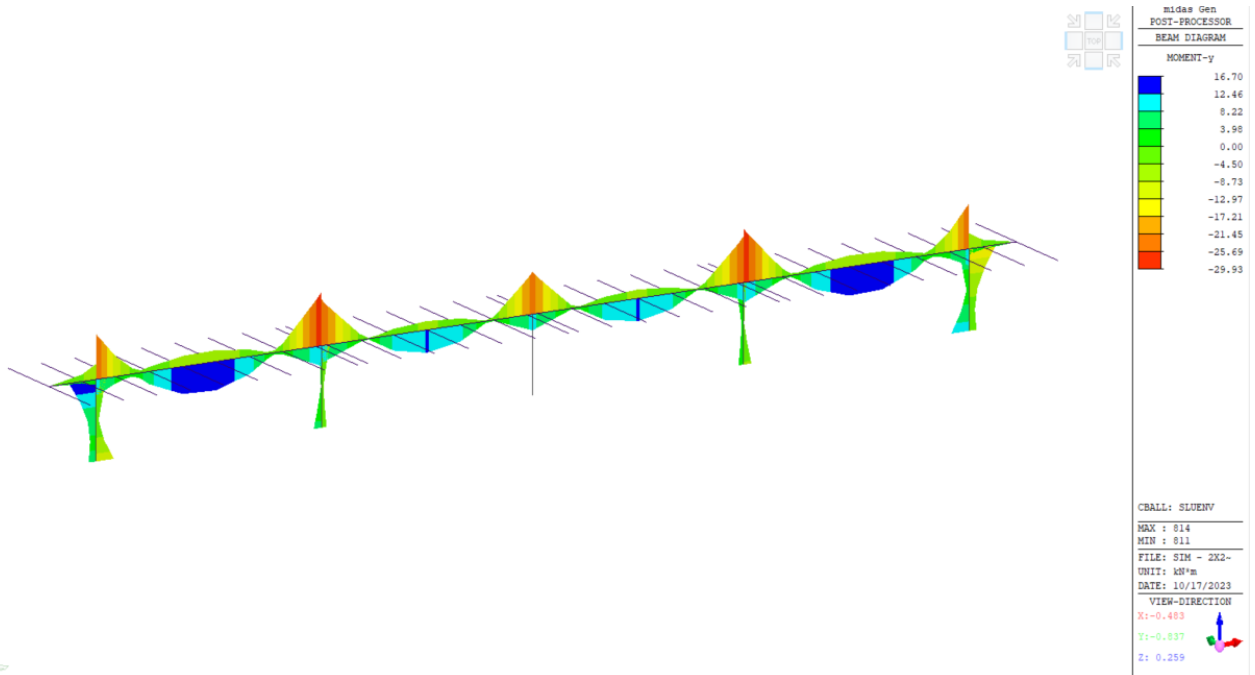


Figura 11.24 – Momento flettente My – Modello A

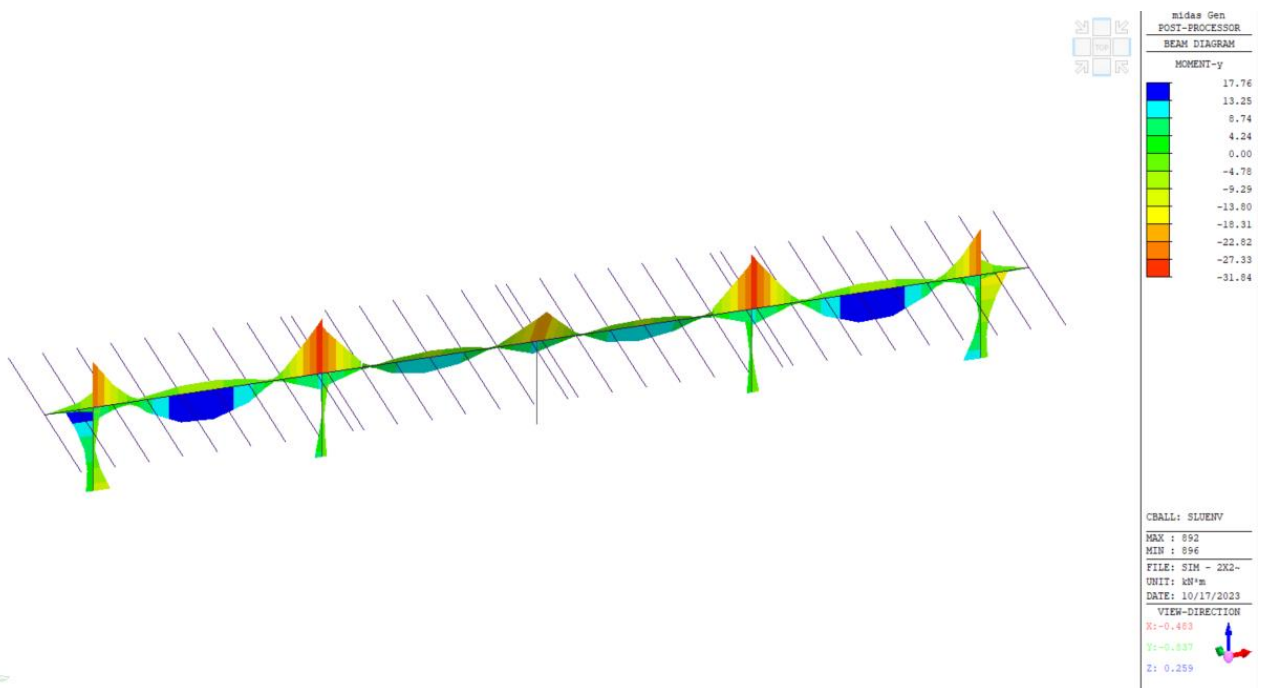


Figura 11.25 – Momento flettente My – Modello B

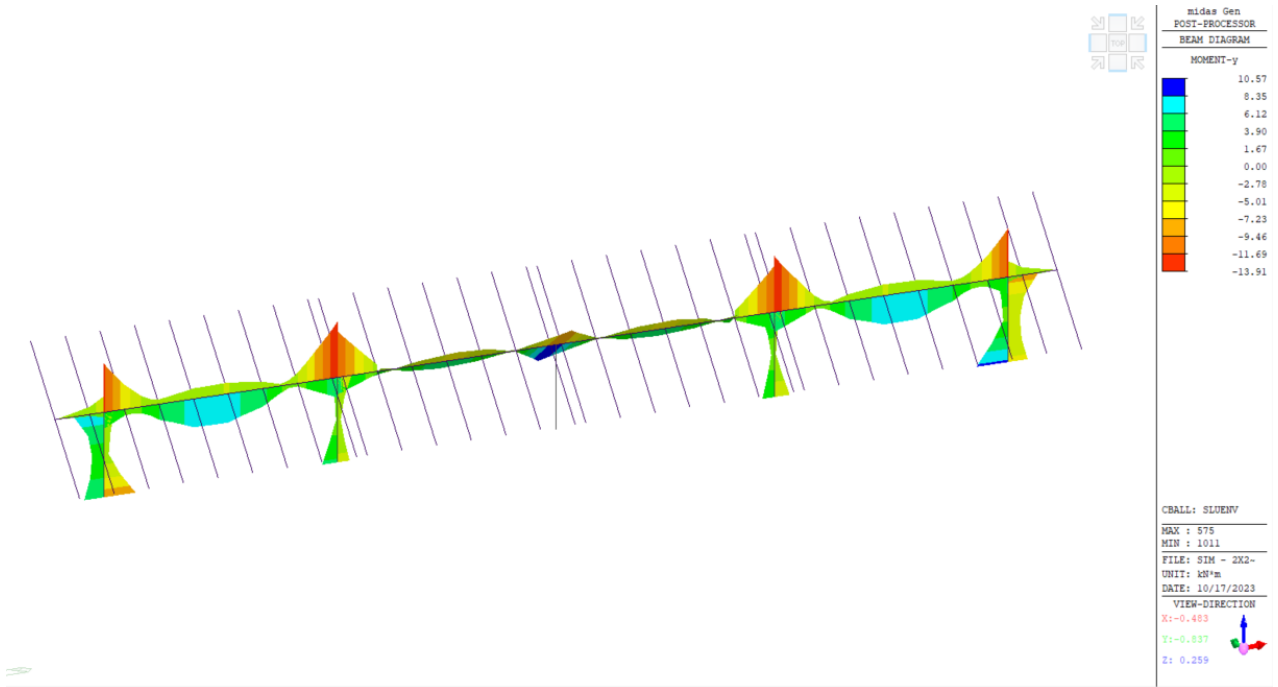


Figura 11.26 – Momento flettente M_y – Modello C

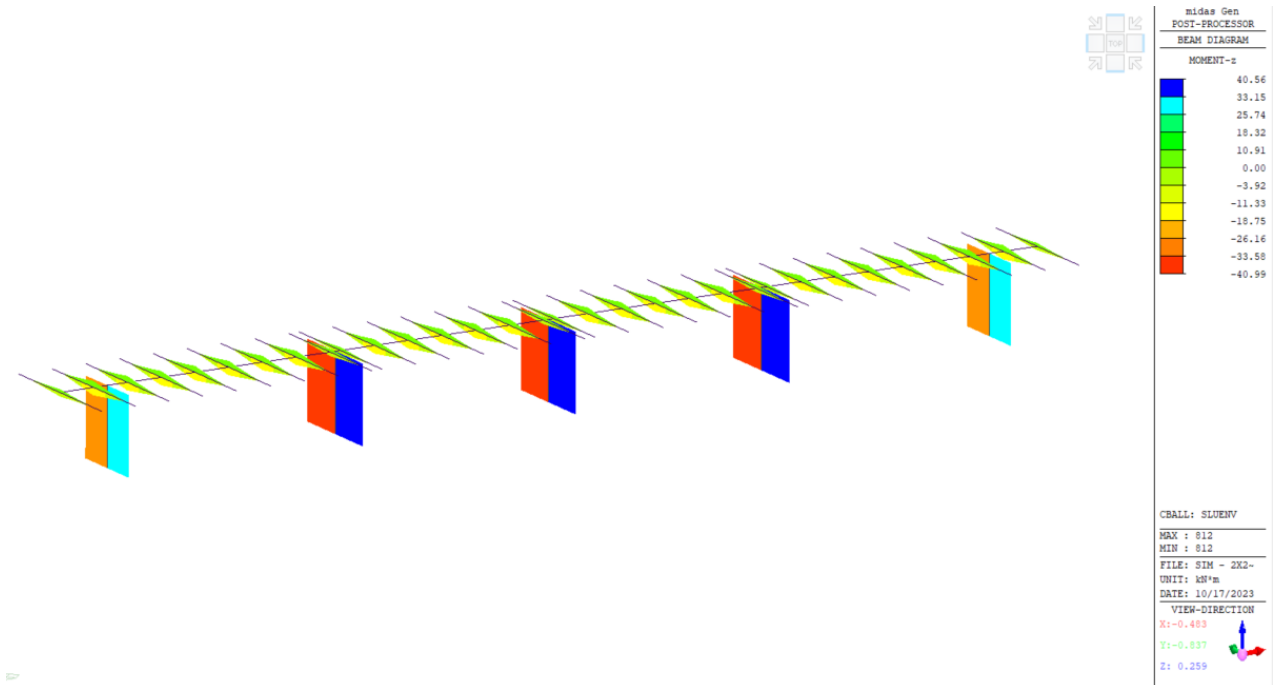


Figura 11.27 – Momento flettente M_z – Modello A

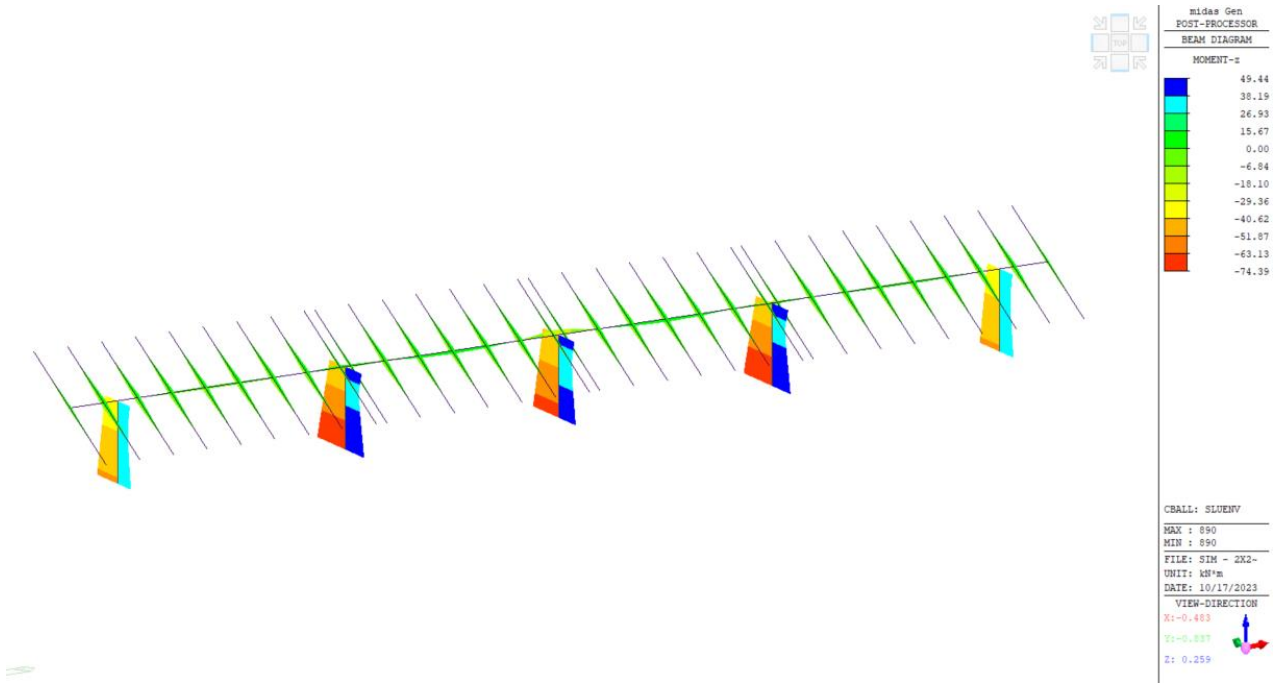


Figura 11.28 – Momento flettente Mz – Modello B

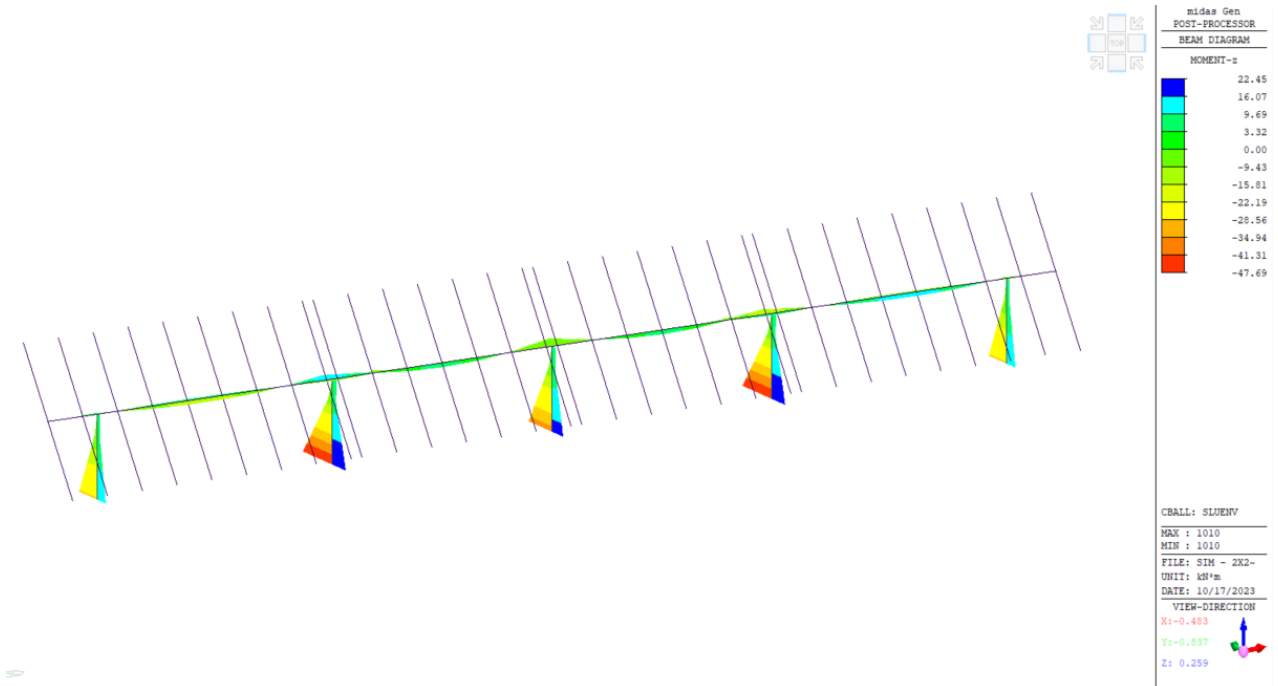


Figura 11.29 – Momento flettente Mz – Modello C

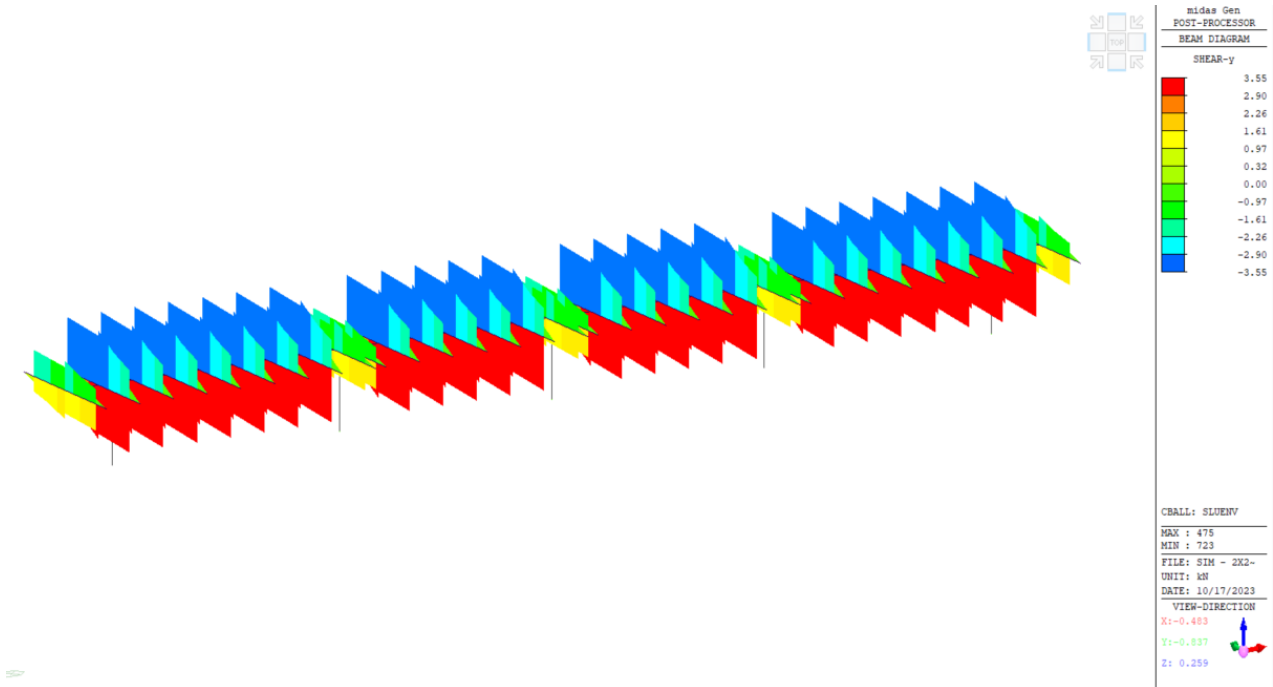


Figura 11.30 – Taglio Fy – Modello A

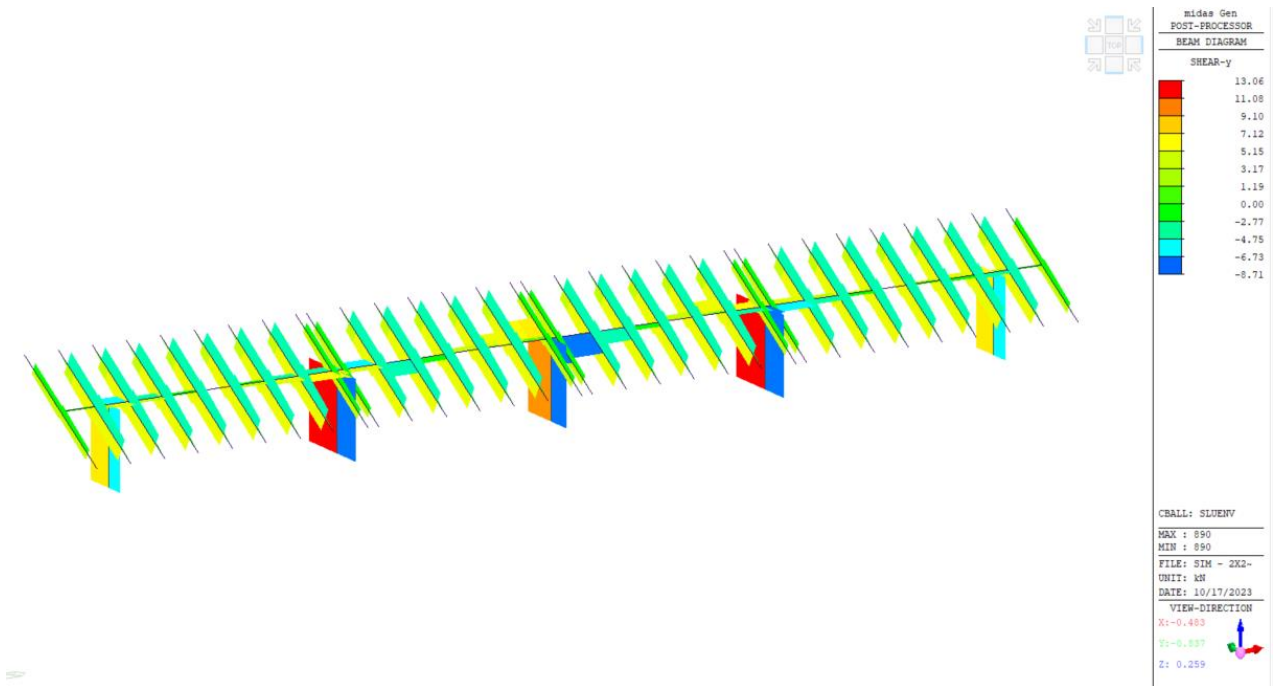


Figura 11.31 – Taglio Fy – Modello B

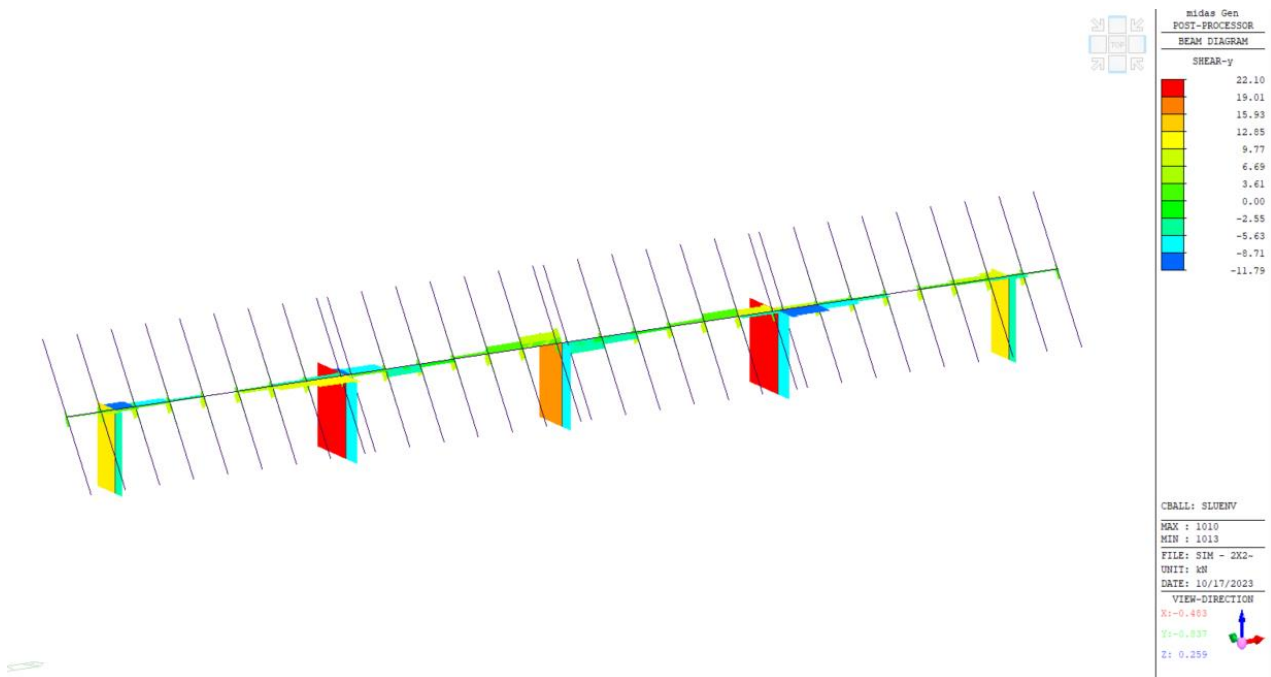


Figura 11.32 – Taglio Fy – Modello C

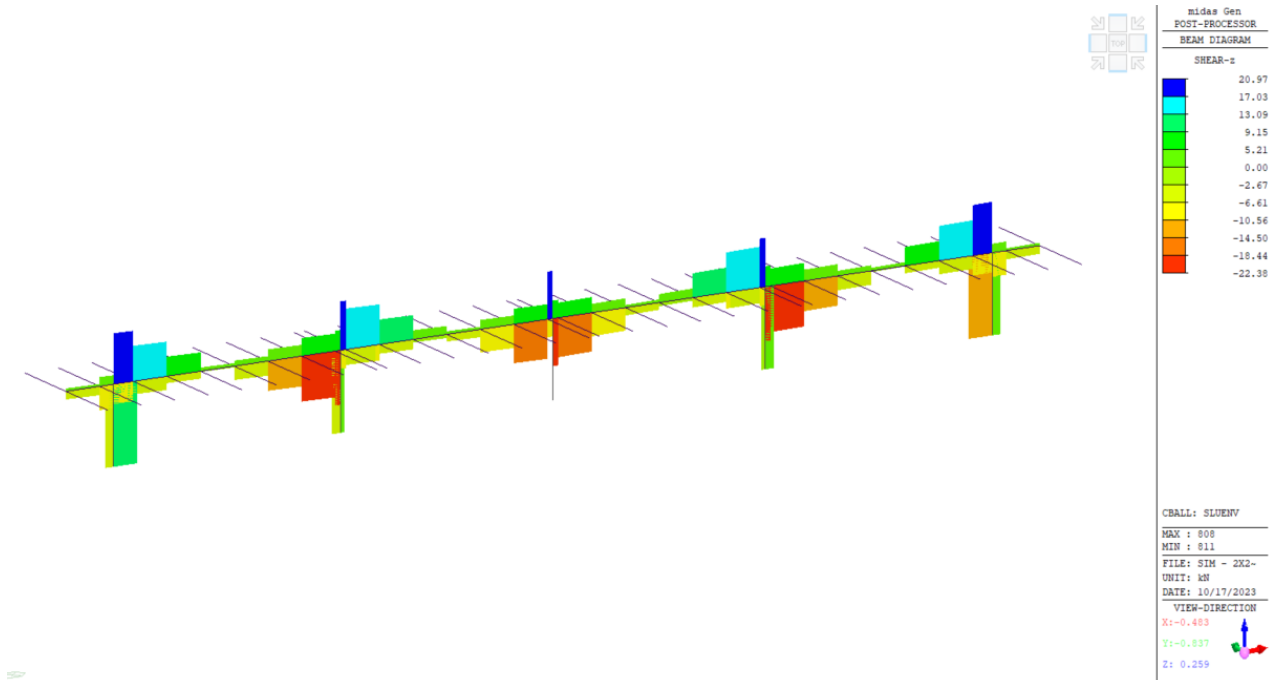


Figura 11.33 – Taglio Fz – Modello A

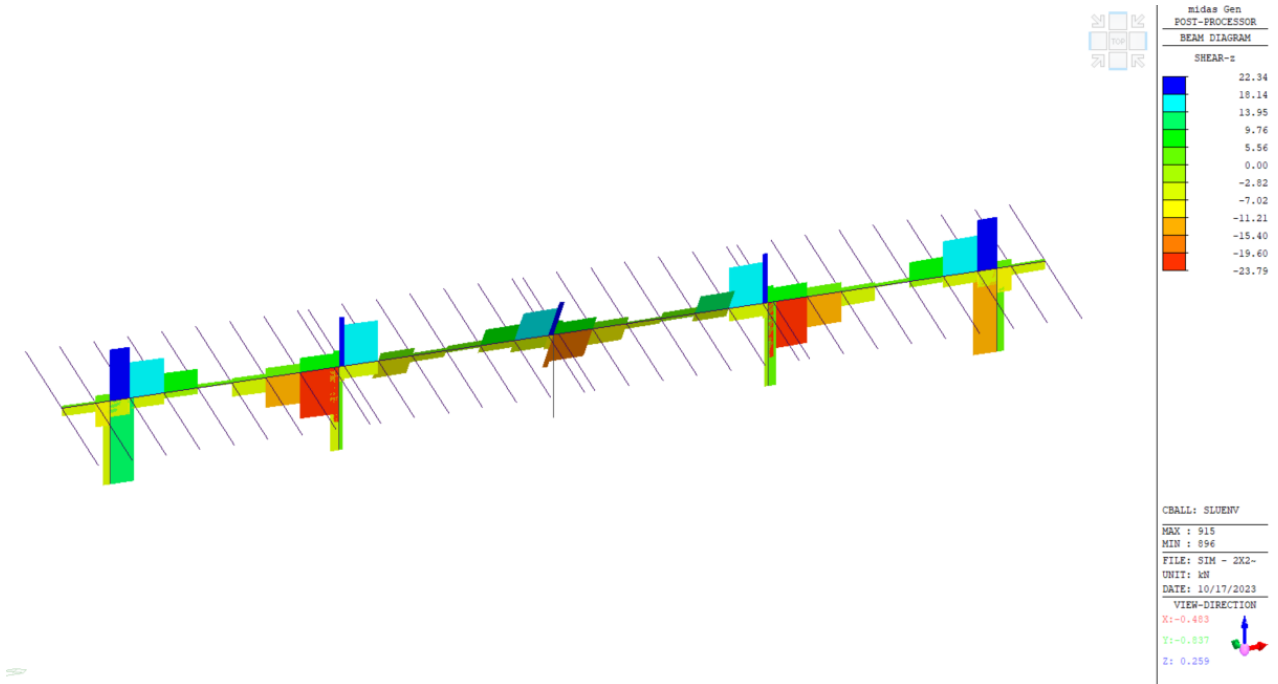


Figura 11.34 – Taglio Fz – Modello B

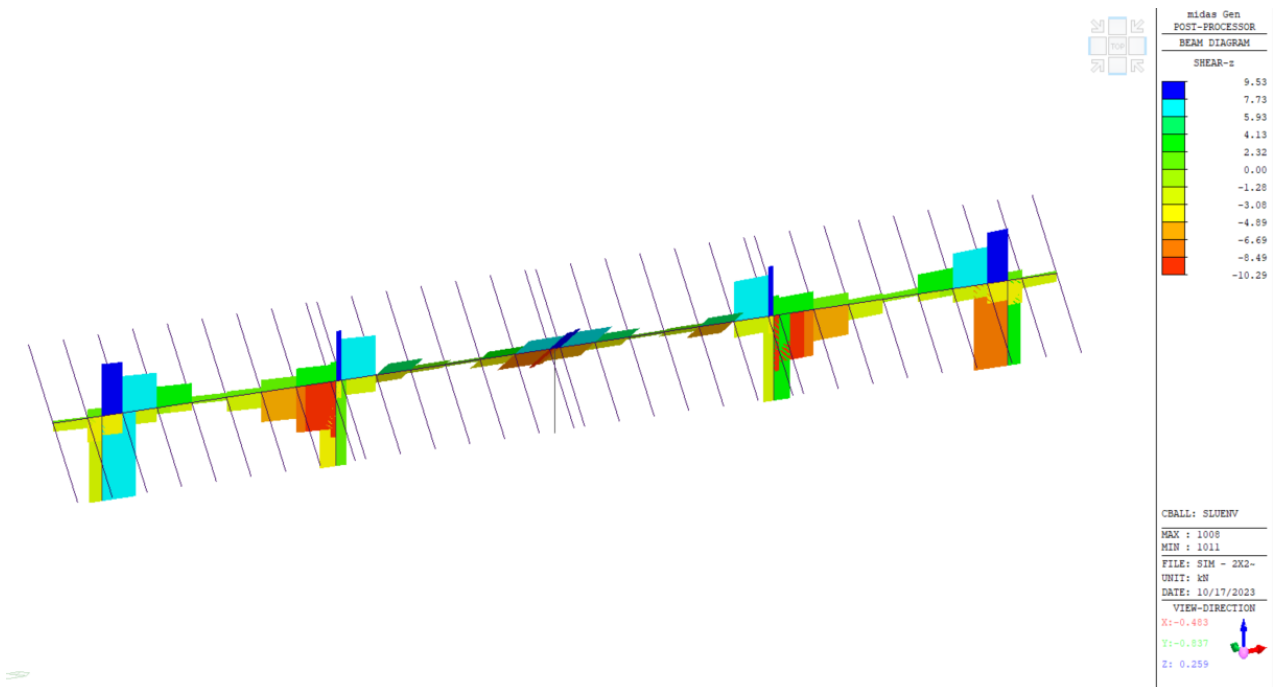


Figura 11.35 – Taglio Fz – Modello C

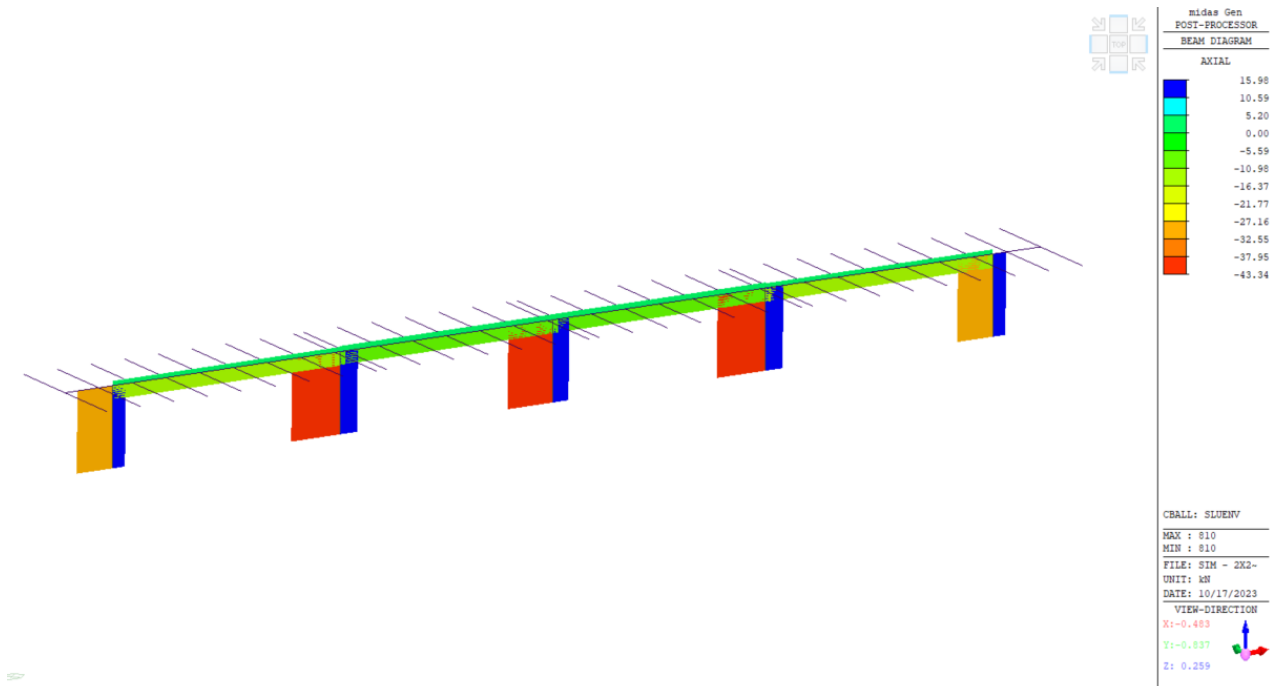


Figura 11.36 – Azione assiale – Modello A

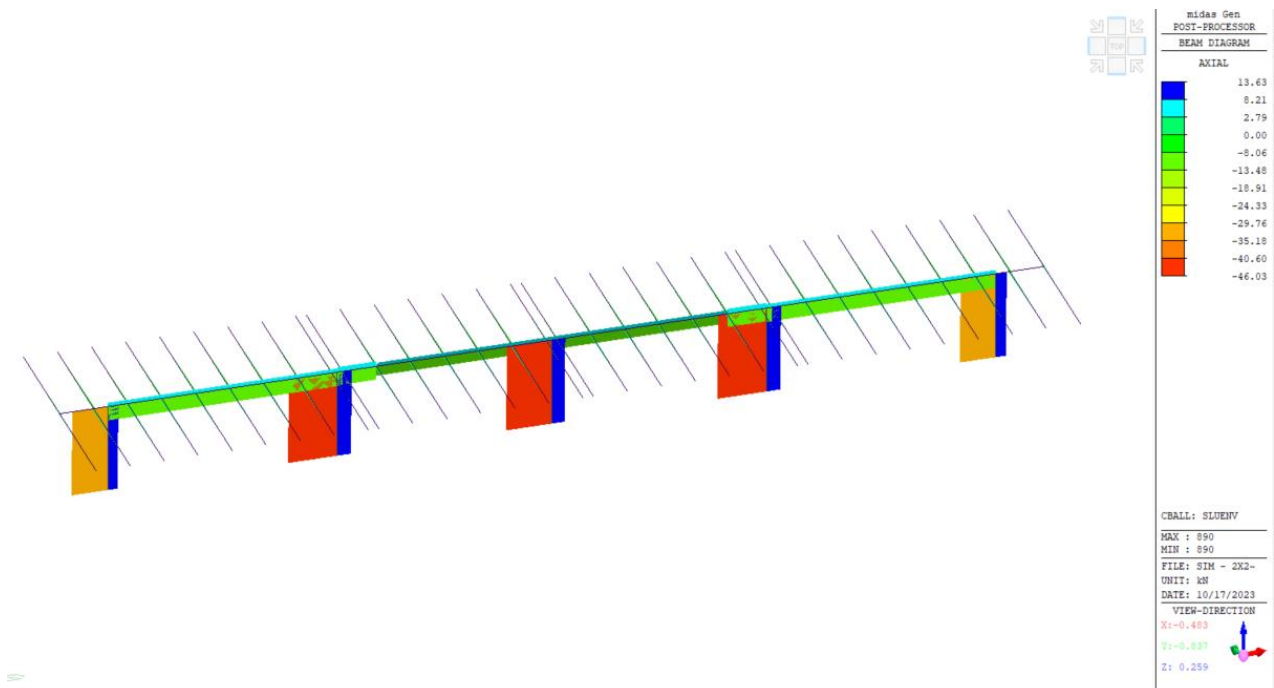


Figura 11.37 – Azione assiale – Modello B

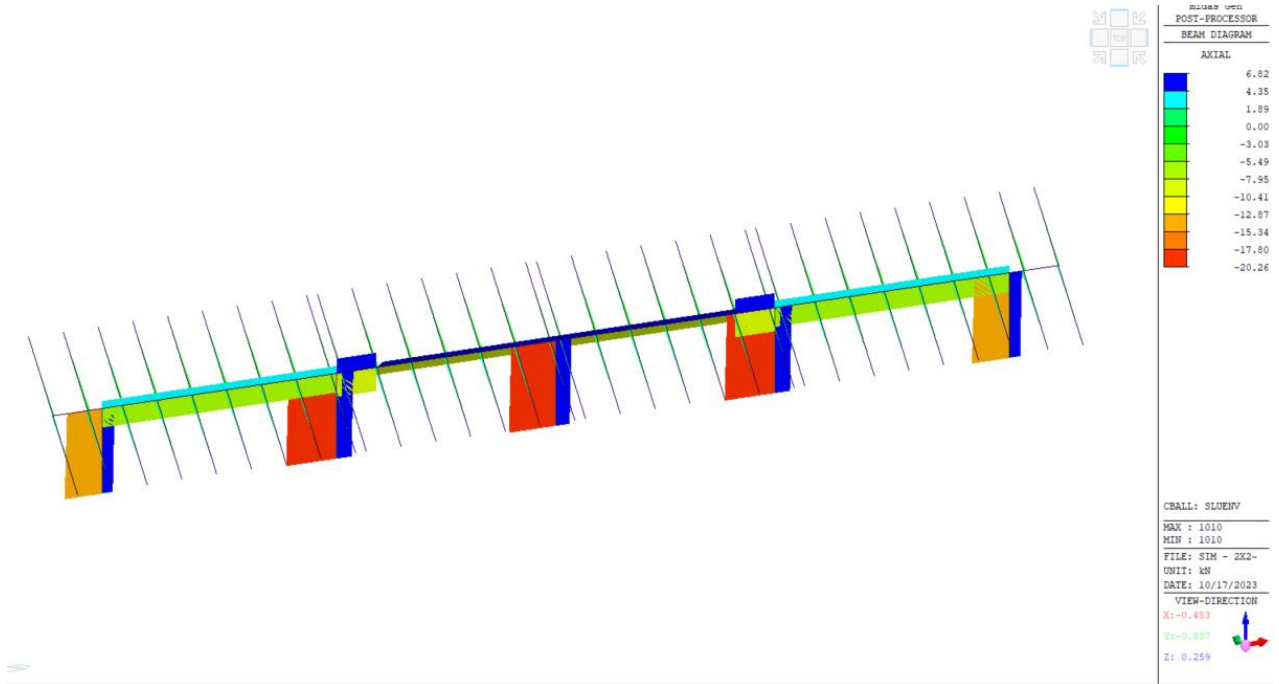


Figura 11.38 – Azione assiale – Modello C

11.4 DEFORMAZIONI IN ESERCIZIO

Si riportano le deformazioni delle travi principali e dei montanti nelle condizioni di esercizio. I valori si riferiscono all'involuppo delle combinazioni SLE rare.

11.4.1. CONFIGURAZIONE 2X14

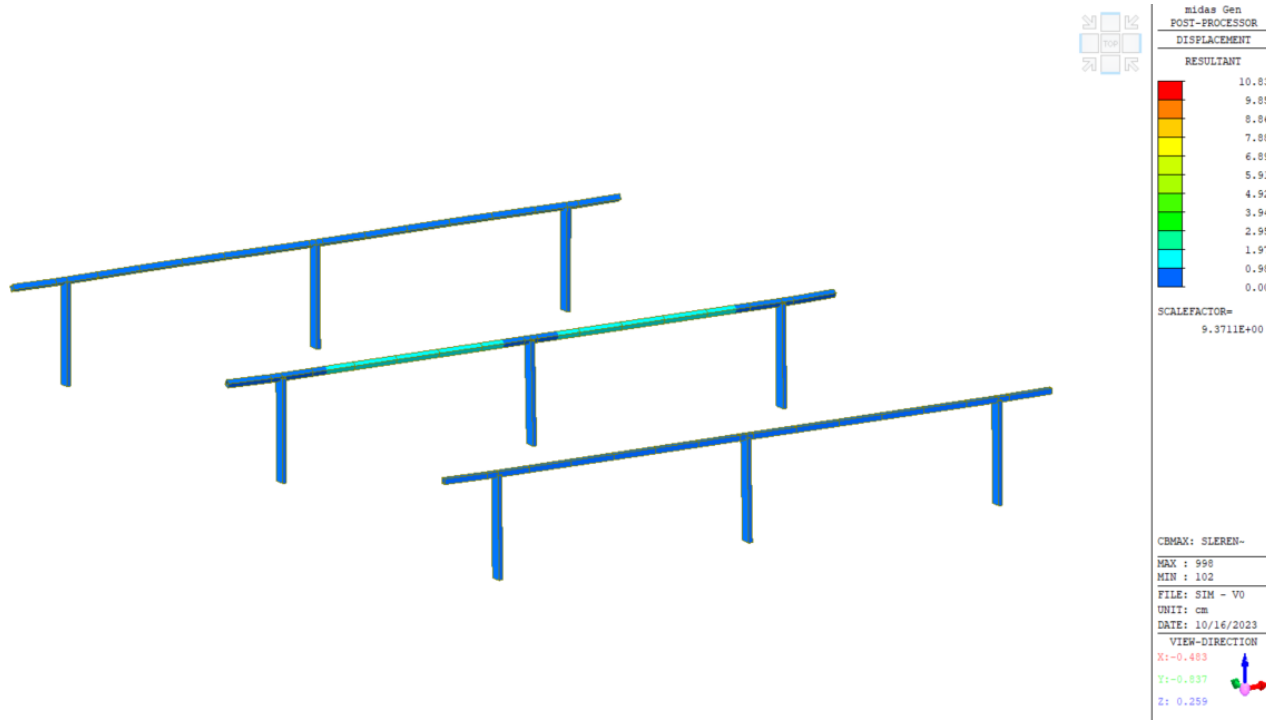


Figura 11.39 – Massimi spostamenti positivi in combinazione SLE rara

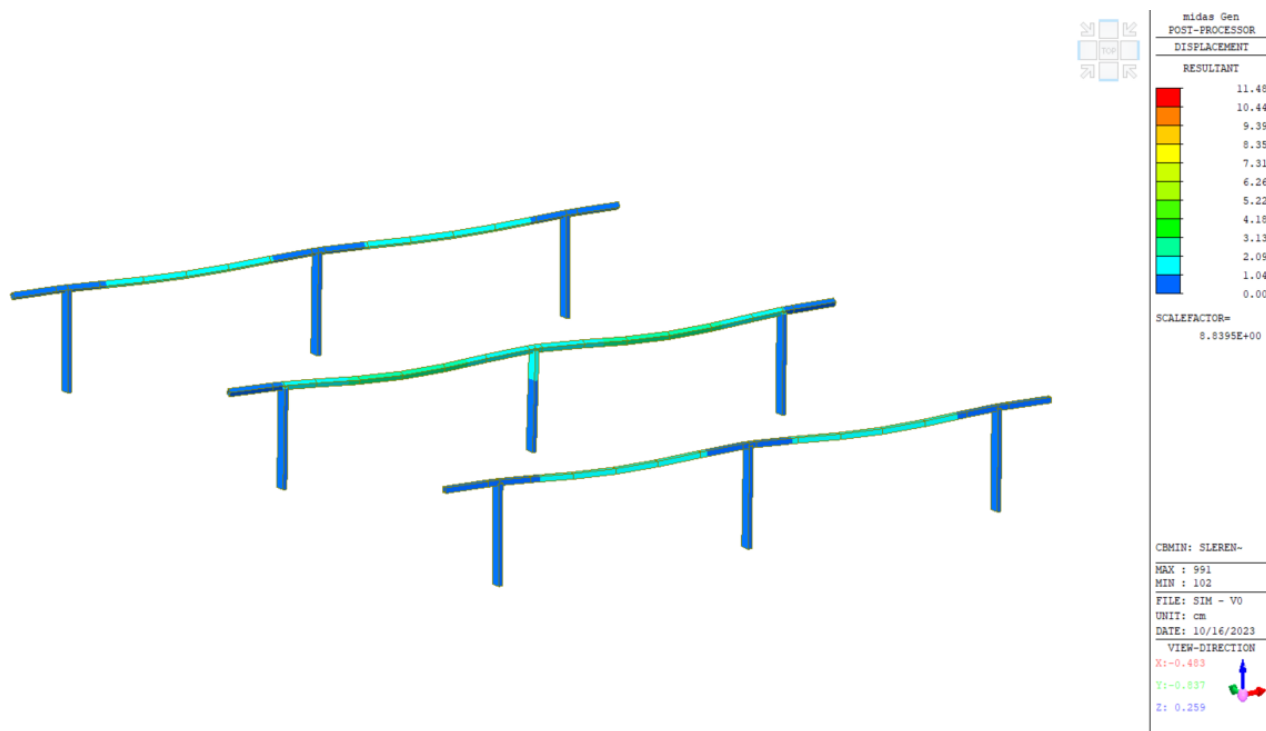


Figura 11.40 – Massimi spostamenti negativi in combinazione SLE rara

11.4.2. CONFIGURAZIONE 2X28

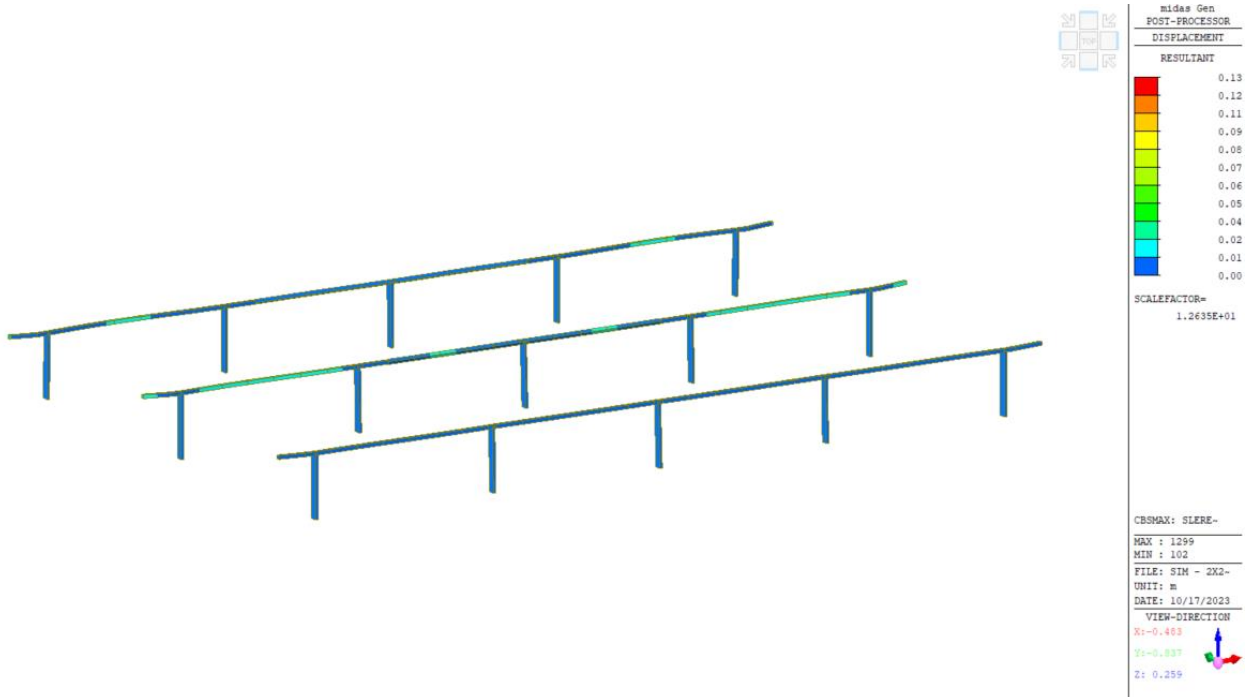


Figura 11.41 – Massimi spostamenti positivi in combinazione SLE rara

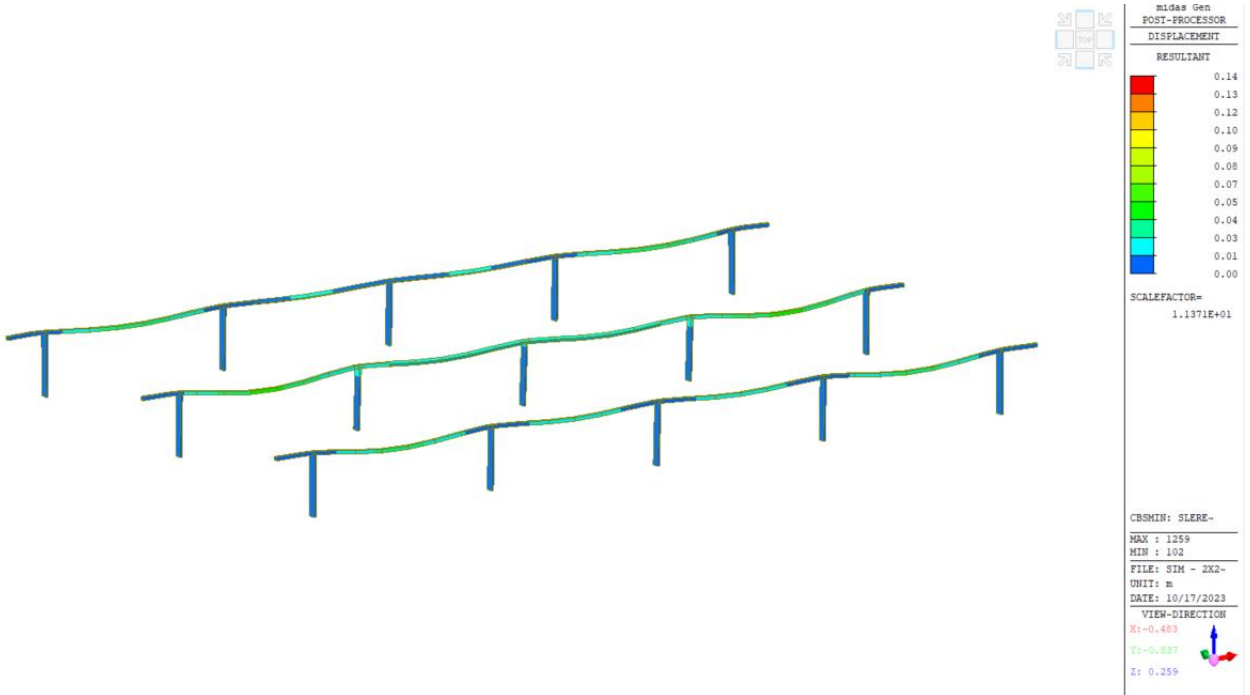


Figura 11.42 – Massimi spostamenti negativi in combinazione SLE rara

12.0 VERIFICHE

12.1 VERIFICA MONTANTI

12.1.1. CONFIGURAZIONE 2X14

Si riporta la verifica considerando le azioni del montante più sollecitato, quello centrale del modello B.

PROPRIETÀ SEZIONALI

Tipo profilo	50x300x100x5
Area lorda della sezione	$A_g = 3800.0 \text{ mm}^2$
Altezza totale della sezione	$h = 300.0 \text{ mm}$
Momento di inerzia rispetto all'asse orizzontale	$J_y = 40652200 \text{ mm}^4$
Momento di inerzia rispetto all'asse verticale	$J_z = 9374700 \text{ mm}^4$
Distanza del baricentro dal lembo superiore	$dy_g = 150.0 \text{ mm}$
Distanza del baricentro dal lembo inferiore	$z_g = 150.0$
Modulo di resistenza elastico della sezione	$W_{el,y} = 271010 \text{ mm}^3$
Posizione del baricentro rispetto al lembo sinistro	$y_g = 100.0$
Modulo di resistenza per momento in direzione Z	$W_{el,z} = 98680.0 \text{ mm}^3$

MATERIALI

Tensione di snervamento dell'acciaio	$f_{yb} = 335 \text{ MPa}$
Tensione di rottura dell'acciaio	$f_u = 470 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza per resistenza	$\gamma_{m0} = 1.05$
Coefficiente di sicurezza per instabilità	$\gamma_{m1} = 1.05$
Coefficiente per processo di formatura	$k = 7$
Numero di pieghe a 90°	$n = 4$
Spessore nominale dell'elemento	$t = 5.00 \text{ mm}$
Tensione di snervamento a seguito del processo di piegatura	$f_{ya} = 359.9 \text{ MPa}$ ⁴ [3.1]

AZIONI SULL'ELEMENTO

Azione assiale	$N = 48.55 \text{ kN}$
Eccentricità y	$e_{N,y} = 0 \text{ mm}$
Eccentricità z	$e_{N,z} = 0 \text{ mm}$
Taglio sollecitante dir. Y	$V_{Ed,y} = 0.00 \text{ kN}$
Taglio sollecitante dir. Z	$V_{Ed,z} = 12.50 \text{ kN}$
Momento per eccentricità Z	$\Delta M_y = 0.00 \text{ kN m}$
Momento per eccentricità Y	$\Delta M_z = 0.00 \text{ kN m}$
Momento sollecitante Y	$M_{Sd,y} = 72.57 \text{ kN m}$
Momento sollecitante Z	$M_{Sd,z} = 0.00 \text{ kN m}$

VERIFICHE DI RESISTENZA

Resistenza combinata di trazione o compressione e flessione

Coefficiente di sfruttamento per azione assiale	$N_{Sd}/(f_y A_g) = 0.036 \text{ (1)}$
Coefficiente di sfruttamento per momento flettente in dir. Y	$(M_{y,Sd} + \Delta M_y)/(f_y \cdot W_{eff,y}/\gamma_{m1}) = 0.781 \text{ (2)}$
Coefficiente di sfruttamento per momento flettente in dir. Z	$(M_{z,Sd} + \Delta M_z)/(f_y \cdot W_{eff,z}/\gamma_{m1}) = 0.000 \text{ (3)}$
Coefficiente di sfruttamento a pressoflessione	$(1)+(2)+(3) = 0.817 < 1 \text{ verificato}$

Resistenza a taglio dir. Z

Deformazione al limite elastico	f_{yb}/E	$\epsilon = 0.002$
Altezza inclinata dell'anima		$s_w = 300.00 \text{ mm}$
Spessore delle anime resistenti a taglio		$t = 5.00 \text{ mm}$
Snellezza relativa dell'anima	$(s_w/t)/(86.4 \epsilon)$	$\lambda_w = 4.1$
Tensione di instabilità per taglio	$0.67 f_{yb} / \lambda_w$	$f_{bw} = 14.7 \text{ MPa}$
Inclinazione dell'anima		$p = 1.571 \text{ rad}$
Altezza dell'anima misurata tra linee d'asse delle ali		$h_w = 600 \text{ mm}$
Resistenza all'instabilità per taglio	$h_w/senp \cdot t \cdot f_{bw} / \gamma_{m1}$	$V_{b,Rd} = 41.9 \text{ kN}$ [~] [5.13]
Resistenza plastica a taglio	$h_w/senp \cdot t \cdot f_{yb}/\sqrt{3} / \gamma_{m0}$	$V_{pl,Rd} = 118.7 \text{ kN}$ [~] [5.14]
Coefficiente di sfruttamento a taglio della sezione in direzione Z		$V_{Ed}/V_{Rd} = 0.30 < 1 \text{ verificato}$

Resistenza combinata taglio-momento

Contributo del taglio dir. Y al coefficiente di utilizzo	$(V_{Sd,y}/V_{Rd,y})^2 = 0$
Contributo del taglio dir. Z al coefficiente di utilizzo	$(V_{Sd,z}/V_{Rd,z})^2 = 0.089$
Contributo del momento Y al coefficiente di utilizzo	$(M_{Sd,y}/M_{Rd,y})^2 = 0.610$
Contributo del momento Z al coefficiente di utilizzo	$(M_{Sd,z}/M_{Rd,z})^2 = 0.000$
Coefficiente di utilizzo della sezione resistente	$c.u. \text{ max} = 0.699 < 1 \text{ verificato}$

Nella seguente tabella si riportano gli spostamenti massimi dei nodi in testa alle colonne in combinazione caratteristica ed identificati nelle immagini sottostanti.

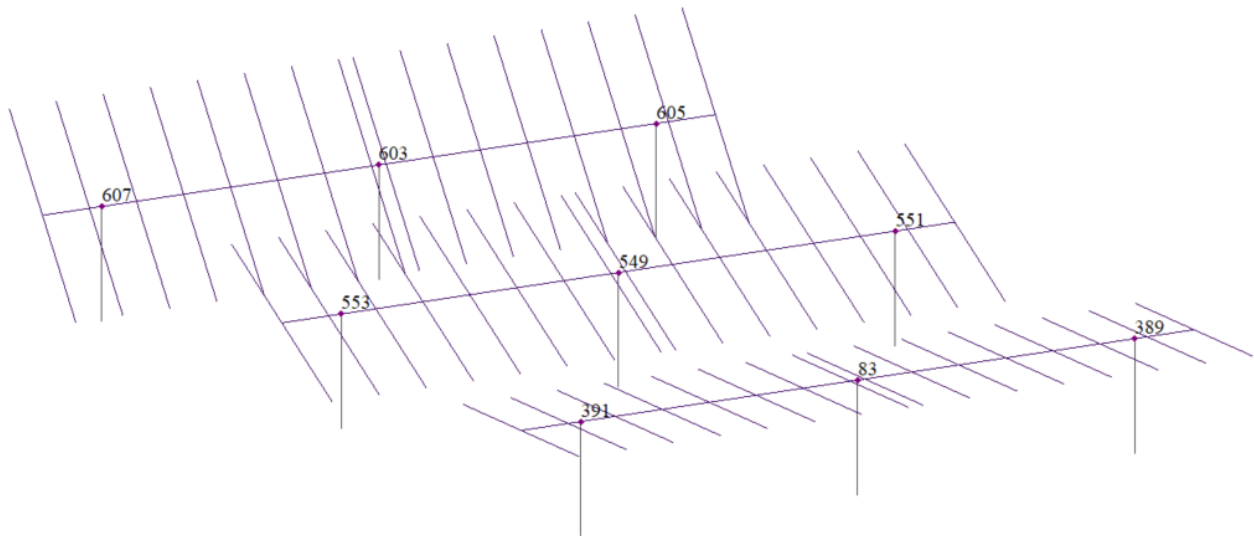


Figura 12.1 – Identificazione nodi di testa montanti

Modello A – Inclinazione 0°						
Numero nodo	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Rx (rad)	Ry (rad)	Rz (rad)
83	0.000001	-0.008621	-0.000806	0.006932	0.000000	-0.000000
389	-0.002026	-0.006664	-0.000787	0.005349	-0.003500	0.000438
391	0.002027	-0.006663	-0.000787	0.005348	0.003501	-0.000439
Modello B – Inclinazione 30°						
Numero nodo	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Rx (rad)	Ry (rad)	Rz (rad)
549	0.000001	-0.014846	-0.000811	0.010887	-0.000000	0.000000
551	-0.002030	-0.010377	-0.000790	0.007736	-0.003701	0.004105
553	0.002031	-0.010376	-0.000790	0.007735	0.003702	-0.004106
Modello C – Inclinazione 55°						
Numero nodo	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Rx (rad)	Ry (rad)	Rz (rad)
603	0.000000	-0.006717	-0.000782	0.003632	0.000000	0.000001
605	-0.002011	-0.003710	-0.000770	0.001981	-0.002020	0.005896
607	0.002011	-0.003709	-0.000770	0.001980	0.002021	-0.005898

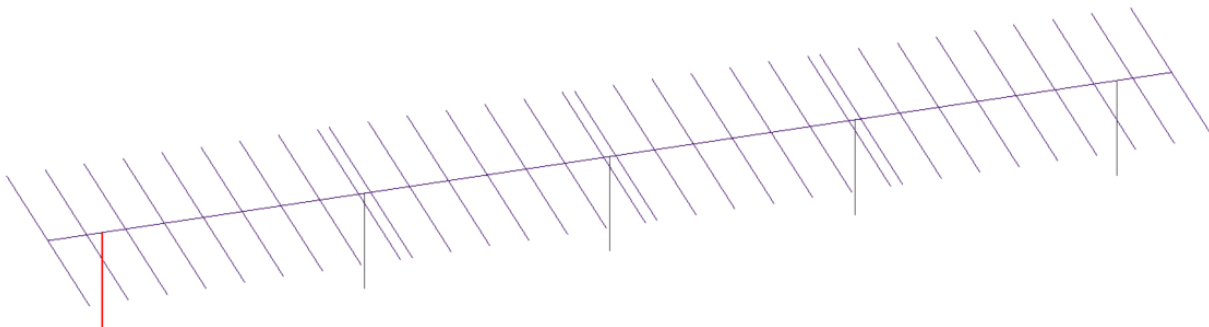
Le colonne subiscono in testa uno spostamento orizzontale massimo di 1.48 cm in combinazione caratteristica. Considerando la loro altezza rispetto al piano campagna e limitando lo spostamento a 1/150 dell'altezza si otterrebbe uno spostamento limite pari a:

$$249/150 = 1.66 \text{ cm} > 1.48 \text{ cm}$$

La verifica di deformabilità risulta essere soddisfatta, gli spostamenti determinati garantiscono la funzionalità dell'opera.

12.1.2. CONFIGURAZIONE 2X28

Si riporta la verifica considerando le azioni del montante più sollecitato, mostrato nella figura sottostante, relativo al modello B.



PROPRIETÀ SEZIONALI

Tipo profilo	50x300x100x5
Area lorda della sezione	Ag = 3800.0 mm ²
Altezza totale della sezione	h = 300.0 mm
Momento di inerzia rispetto all'asse orizzontale	Jy = 40652200 mm ⁴
Momento di inerzia rispetto all'asse verticale	Jz = 9374700 mm ⁴
Distanza del baricentro dal lembo superiore	dyg+ = 150.0 mm
Distanza del baricentro dal lembo inferiore	z _g = 150.0 mm
Modulo di resistenza elastico della sezione	Wel,y = 271010 mm ³
Posizione del baricentro rispetto al lembo sinistro	y _g = 100.0 mm
Modulo di resistenza per momento in direzione Z	Wel,z = 98680.0 mm ³

MATERIALI

Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yb} = 335 MPa
Tensione di rottura dell'acciaio	f _u = 470 MPa
Modulo elastico	E = 210000 MPa
Coefficiente di sicurezza per resistenza	γ _{m0} = 1.05
Coefficiente di sicurezza per instabilità	γ _{m1} = 1.05
Coefficiente per processo di formatura	k = 7
Numero di pieghe a 90°	n = 4
Spessore nominale dell'elemento	t = 5.00 mm
Tensione di snervamento a seguito del processo di piegatura	f _{ya} = 359.9 MPa ⁴ [3.1]

AZIONI SULL'ELEMENTO

Azione assiale	N = 33.88 kN
Eccentricità y	e _{N,y} = 0 mm
Eccentricità z	e _{N,z} = 0 mm
Taglio sollecitante dir. Y	V _{Ed,y} = 11.68 kN
Taglio sollecitante dir. Z	V _{Ed,z} = 8.11 kN
Momento per eccentricità Z	ΔM _y = 0.00 kN m
Momento per eccentricità Y	ΔM _z = 0.00 kN m
Momento sollecitante Y	M _{Sd,y} = 53.39 kN m
Momento sollecitante Z	M _{Sd,z} = 11.55 kN m

VERIFICHE DI RESISTENZA

Resistenza combinata di trazione o compressione e flessione

Coefficiente di sfruttamento per azione assiale	N _{Sd} / (f _y A _g) = 0.025 (1)
Coefficiente di sfruttamento per momento flettente in dir. Y	(M _{y,Sd} + ΔM _y) / (f _y * W _{eff,y} / γ _m) = 0.575 (2)
Coefficiente di sfruttamento per momento flettente in dir. Z	(M _{z,Sd} + ΔM _z) / (f _y * W _{eff,z} / γ _m) = 0.342 (3)
Coefficiente di sfruttamento a pressoflessione	(1)+(2)+(3) = 0.941 < 1 verificato

Resistenza a taglio dir. Z

Deformazione al limite elastico	f _{yb} /E	ε = 0.002
Altezza inclinata dell'anima		s _w = 300.00 mm
Spessore delle anime resistenti a taglio		t = 5.00 mm
Snellezza relativa dell'anima	(s _w /t)/(86.4 ε)	λ _w = 4.1
Tensione di instabilità per taglio	0.67 f _{yb} / λ _w	f _{bw} = 14.7 MPa
Inclinazione dell'anima		ρ = 1.571 rad
Altezza dell'anima misurata tra linee d'asse delle ali		h _w = 600 mm
Resistenza all'instabilità per taglio	h _w /senp * t * f _{bw} / γ _{m1}	V _{b,Rd} = 41.9 kN ~ [5.13]
Resistenza plastica a taglio	h _w /senp * t * f _{yb} / √3 / γ _{m0}	V _{pl,Rd} = 118.7 kN ~ [5.14]
Coefficiente di sfruttamento a taglio della sezione in direzione Z		V _{Ed} /V _{Rd} = 0.19 < 1 verificato

Resistenza combinata taglio-momento

Contributo del taglio dir. Y al coefficiente di utilizzo	(V _{Sd,y} /V _{Rd,y}) ² = 0.077524139
Contributo del taglio dir. Z al coefficiente di utilizzo	(V _{Sd,z} /V _{Rd,z}) ² = 0.037
Contributo del momento Y al coefficiente di utilizzo	(M _{Sd,y} /M _{Rd,y}) ² = 0.330
Contributo del momento Z al coefficiente di utilizzo	(M _{Sd,z} /M _{Rd,z}) ² = 0.015
Coefficiente di utilizzo della sezione resistente	c.u. max = 0.461 < 1 verificato

Nella seguente tabella si riportano gli spostamenti massimi dei nodi in testa alle colonne in combinazione caratteristica ed identificati nelle immagini sottostanti.

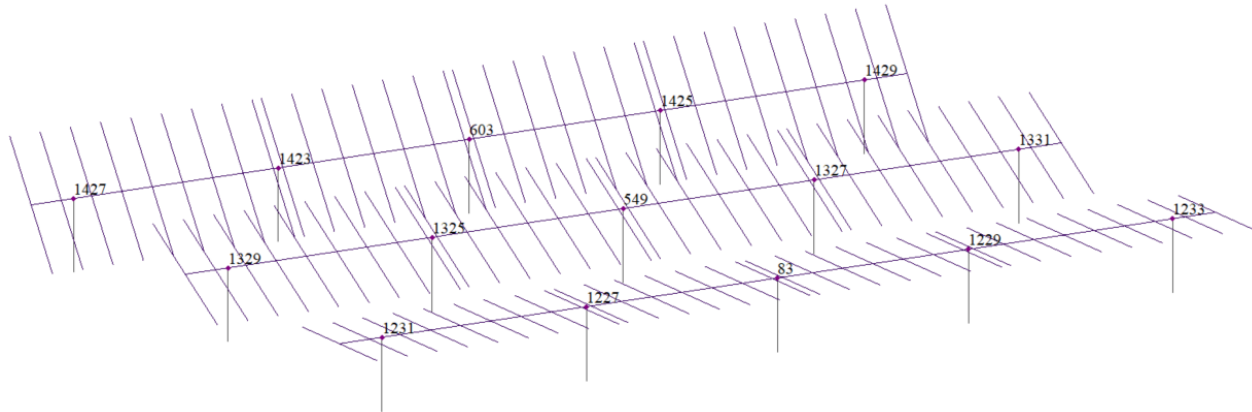


Figura 12.2 – Identificazione nodi di testa montanti

Modello A – Inclinazione 0°						
Numero nodo	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Rx (rad)	Ry (rad)	Rz (rad)
83	0.000000	-0.009452	-0.000806	0.007585	0.000000	0.000000
1227	0.002136	-0.009673	-0.000811	0.007775	-0.001334	-0.000087
1229	-0.002136	-0.009673	-0.000811	0.007775	0.001334	0.000087
1231	0.004458	-0.007548	-0.000792	0.006061	0.005487	-0.000372
1233	-0.004458	-0.007549	-0.000792	0.006062	-0.005486	0.000372
Modello B – Inclinazione 30°						
Numero nodo	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Rx (rad)	Ry (rad)	Rz (rad)
549	0.000000	-0.014001	-0.000811	0.010359	0.000000	-0.000000
1325	0.002141	-0.015152	-0.000816	0.011078	-0.001401	0.001909
1327	-0.002140	-0.015152	-0.000816	0.011078	0.001401	-0.001908
1329	0.004468	-0.011097	-0.000796	0.008228	0.005789	-0.006526
1331	-0.004468	-0.011098	-0.000796	0.008229	-0.005787	0.006525
Modello C – Inclinazione 55°						
Numero nodo	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Rx (rad)	Ry (rad)	Rz (rad)
603	0.000000	-0.005572	-0.000782	0.002982	0.000000	-0.000000
1423	0.002118	-0.007099	-0.000785	0.003835	-0.000949	0.003025
1425	-0.002117	-0.007099	-0.000785	0.003835	0.000950	-0.003024
1427	0.004413	-0.004320	-0.000773	0.002307	0.003575	-0.010070
1429	-0.004413	-0.004320	-0.000773	0.002307	-0.003575	0.010067

Le colonne subiscono in testa uno spostamento orizzontale massimo di 1.52 cm in combinazione caratteristica. Considerando la loro altezza rispetto al piano campagna e limitando lo spostamento a 1/150 dell'altezza si otterrebbe uno spostamento limite pari a:

$$249/150 = 1.66 \text{ cm} > 1.52 \text{ cm}$$

La verifica di deformabilità risulta essere soddisfatta, gli spostamenti determinati garantiscono la funzionalità dell'opera.

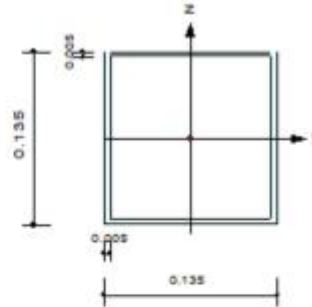
12.2 VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

12.2.1. CONFIGURAZIONE 2X14

Si riporta la verifica della trave principale più sollecitata, ovvero quella del modello B.

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	522
Material	S355 (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	135x135x5 (No:2) (Built-up Section).
Member Length	: 0.17445



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -5.6927$ (LCB: 7, POS:J)
Bending Moments	$M_y = -22.904$, $M_z = -9.7455$
End Moments	$M_{yi} = -19.551$, $M_{yj} = -22.904$ (for Lb) $M_{yi} = -19.551$, $M_{yj} = -22.904$ (for Ly) $M_{zi} = -8.3049$, $M_{zj} = -9.7455$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = 8.44585$ (LCB: 5, POS:J) $F_{zz} = 19.2625$ (LCB: 8, POS:J)

Depth	0.13500	Web Thick	0.00500
Rig Width	0.13500	Top F Thick	0.00500
Web Center	0.13000	Bot.F Thick	0.00500
Area	0.00260	Asz	0.00135
Cyb	0.00634	Czb	0.00634
Iyy	0.00001	Izz	0.00001
Ybar	0.06750	Zbar	0.06750
Wely	0.00011	Welz	0.00011
ry	0.05311	rz	0.05311

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 6.68000$, $L_z = 6.68000$, $L_b = 6.68000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 125.8 < 200.0 \text{ (Memb:522, LCB: 7)} \dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/MN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 5.693/879.048 = 0.006 < 1.000 \dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 22.9045/42.8747 = 0.534 < 1.000 \dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 9.7455/42.8747 = 0.227 < 1.000 \dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{Ny_{Rd}}, M_{Edz}/M_{Nz_{Rd}}]$$

$$R_{BIM} = (M_{Edy}/M_{Ny_{Rd}})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{Nz_{Rd}})^{\beta}$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{Ny_{Rd}} + M_{Edz}/M_{Nz_{Rd}}$$

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

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

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

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

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BIM}, (R_{byN} + R_{byM}), \text{MAX}(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.768 < 1.000 \dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_{Rd}} = 0.032 < 1.000 \dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_{Rd}} = 0.073 < 1.000 \dots \text{O.K}$$

5. Deflection Checking Results

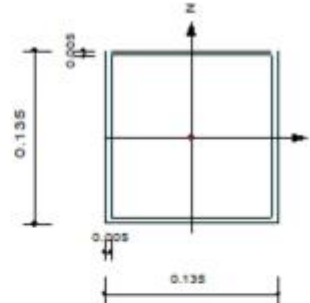
$$L/250.0 = 0.0045 > 0.0008 \text{ (Memb:562, LCB: 39, POS: 0.6m, Dir-Z)} \dots \text{O.K}$$

12.2.2. CONFIGURAZIONE 2X28

Si riporta la verifica della trave principale più sollecitata, ovvero quella del modello B.

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 896
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name 135x135x5 (No:2)
 (Built-up Section).
 Member Length : 0.17545



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -7.5061 (LCB: 8, POS:I)
 Bending Moments My = -31.842, Mz = -3.6708
 End Moments Myi = -31.842, Myj = -27.672 (for Lb)
 Myi = -31.842, Myj = -27.672 (for Ly)
 Mzi = -3.6708, Mzj = -3.1815 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 6.97241 (LCB: 28, POS:1/2)
 Fzz = -23.790 (LCB: 8, POS:I)

Depth	0.13500	Web Thick	0.00500
Flg Width	0.13500	Top Fl Thick	0.00500
Web Center	0.13000	Bot Fl Thick	0.00500
Area	0.00260	Asz	0.00135
Oyb	0.00634	Ozb	0.00634
Iyy	0.00001	Izz	0.00001
Ybar	0.00750	Zbar	0.00750
Wely	0.00011	Wetz	0.00011
ry	0.05311	rz	0.05311

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 7.65000, Lz = 7.65000, Lb = 7.65000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 144.0 < 200.0$ (Memb:896, LCB: 8)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 7.506/879.048 = 0.009 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 31.842/42.8747 = 0.743 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 3.6708/42.8747 = 0.086 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

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

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

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

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

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

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

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

$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX[R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2}]] = 0.837 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.026 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.090 < 1.000$ O.K

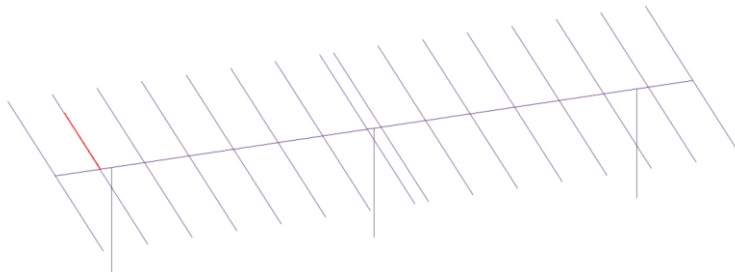
5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0045 > 0.0012$ (Memb:900, LCB: 39, POS: 0.6m, Dir-Z)..... O.K

12.3 VERIFICA TRAVI SECONDARIE

12.3.1. CONFIGURAZIONE 2X14

Si riporta verifica del traverso evidenziato nel modello, quello maggiormente sollecitato, del modello B.



PROPRIETÀ SEZIONALI

Tipo profilo	30x100x80x2.5	
Area lorda della sezione	Ag =	810.0 mm ²
Altezza totale della sezione	h =	100.0 mm
Momento di inerzia rispetto all'asse orizzontale	Jy =	1142000 mm ⁴
Momento di inerzia rispetto all'asse verticale	Jz =	1220000 mm ⁴
Distanza del baricentro dal lembo superiore	dyg+ =	53.0 mm
Distanza del baricentro dal lembo inferiore	z _g =	47.0
Modulo di resistenza elastico della sezione	Wel,y =	21540 mm ³
Posizione del baricentro rispetto al lembo sinistro	yg =	70.0
Modulo di resistenza per momento in direzione Z	Wel,z =	18070.0 mm ³

MATERIALI

Tensione di snervamento dell'acciaio	f _y =	335 MPa
Tensione di rottura dell'acciaio	f _u =	470 MPa
Modulo elastico	E =	210000 MPa
Coefficiente di sicurezza per resistenza	γ _{m0} =	1.05
Coefficiente di sicurezza per instabilità	γ _{m1} =	1.05
Coefficiente per processo di formatura	k =	7
Numero di pieghe a 90°	n =	4
Spessore nominale dell'elemento	t =	2.50 mm
Tensione di snervamento a seguito del processo di piegatura	f _{ya} =	364.2 MPa ⁴ [3.1]

AZIONI SULL'ELEMENTO

Azione assiale	N =	1.54 kN
Eccentricità y	e _{N,y} =	0 mm
Eccentricità z	e _{N,z} =	0 mm
Taglio sollecitante dir. Y	V _{Ed,y} =	0.00 kN
Taglio sollecitante dir. Z	V _{Ed,z} =	4.33 kN
Momento per eccentricità Z	ΔM _y =	0.00 kN m
Momento per eccentricità Y	ΔM _z =	0.00 kN m
Momento sollecitante Y	M _{Sd,y} =	6.79 kN m
Momento sollecitante Z	M _{Sd,z} =	0.00 kN m

VERIFICHE DI RESISTENZA

Resistenza combinata di trazione o compressione e flessione

Coefficiente di sfruttamento per azione assiale	N _{Sd} / (f _y A _g) =	0.005 ¹ (1)
Coefficiente di sfruttamento per momento flettente in dir. Y	(M _{y,Sd} + ΔM _y) / (f _y * W _{eff,y} / γ _m) =	0.909 ² (2)
Coefficiente di sfruttamento per momento flettente in dir. Z	(M _{z,Sd} + ΔM _z) / (f _y * W _{eff,z} / γ _m) =	0.000 ³ (3)
Coefficiente di sfruttamento a pressoflessione	(1)+(2)+(3)	0.914 <1 verificato

Resistenza a taglio dir. Z

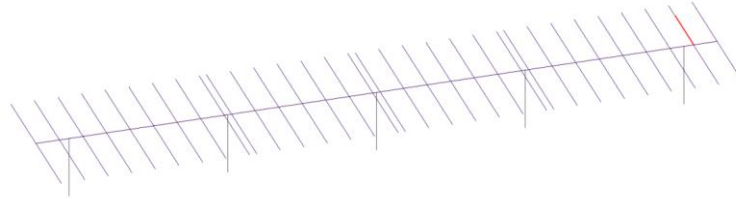
Deformazione al limite elastico	f _y /E	ε =	0.002
Altezza inclinata dell'anima		s _w =	100.00 mm
Spessore delle anime resistenti a taglio		t =	2.50 mm
Snellezza relativa dell'anima	(s _w /t)/(86.4 ε)	λ _{tw} =	2.7
Tensione di instabilità per taglio	0.67 f _y / λ _{tw}	f _{tw} =	34.2 MPa
Inclinazione dell'anima		ρ =	1.571 rad
Altezza dell'anima misurata tra linee d'asse delle aii		h _w =	200 mm
Resistenza all'instabilità per taglio	h _w /senp * t * f _{tw} / γ _{m1}	V _{b,Rd} =	16.3 kN [~] [5.13]
Resistenza plastica a taglio	h _w /senp * t * f _y /√3 / γ _{m0}	V _{pl,Rd} =	40.0 kN [~] [5.14]
Coefficiente di sfruttamento a taglio della sezione in direzione Z		V _{Ed} /V _{Rd} =	0.27 <1 verificato

Resistenza combinata taglio-momento

Contributo del taglio dir. Y al coefficiente di utilizzo	(V _{Sd,y} /V _{Rd,y}) ² =	0
Contributo del taglio dir. Z al coefficiente di utilizzo	(V _{Sd,z} /V _{Rd,z}) ² =	0.071
Contributo del momento Y al coefficiente di utilizzo	(M _{Sd,y} /M _{Rd,y}) ² =	0.826
Contributo del momento Z al coefficiente di utilizzo	(M _{Sd,z} /M _{Rd,z}) ² =	0.000
Coefficiente di utilizzo della sezione resistente	c.u. max	0.897 <1 verificato

12.3.2. CONFIGURAZIONE 2X28

Si riporta verifica del traverso evidenziato nel modello, quello maggiormente sollecitato, del modello B.



PROPRIETÀ SEZIONALI

Tipo profilo	30x100x80x2.5
Area lorda della sezione	Ag = 810.0 mm ²
Altezza totale della sezione	h = 100.0 mm
Momento di inerzia rispetto all'asse orizzontale	Jy = 1142000 mm ⁴
Momento di inerzia rispetto all'asse verticale	Jz = 1220000 mm ⁴
Distanza del baricentro dal lembo superiore	d _{yg+} = 53.0 mm
Distanza del baricentro dal lembo inferiore	z _g = 47.0 mm
Modulo di resistenza elastico della sezione	W _{el,y} = 21540 mm ³
Posizione del baricentro rispetto al lembo sinistro	y _g = 70.0 mm
Modulo di resistenza per momento in direzione Z	W _{el,z} = 18070.0 mm ³

MATERIALI

Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yb} = 335 MPa
Tensione di rottura dell'acciaio	f _u = 470 MPa
Modulo elastico	E = 210000 MPa
Coefficiente di sicurezza per resistenza	γ _{m0} = 1.05
Coefficiente di sicurezza per instabilità	γ _{m1} = 1.05
Coefficiente per processo di formatura	k = 7
Numero di pieghe a 90°	n = 4
Spessore nominale dell'elemento	t = 2.50 mm
Tensione di snervamento a seguito del processo di piegatura	f _{ya} = 364.2 MPa ⁴ [3.1]

AZIONI SULL'ELEMENTO

Azione assiale	N = 1.54 kN
Eccentricità y	e _{N,y} = 0 mm
Eccentricità z	e _{N,z} = 0 mm
Taglio sollecitante dir. Y	V _{Ed,y} = 0.00 kN
Taglio sollecitante dir. Z	V _{Ed,z} = 4.33 kN
Momento per eccentricità Z	ΔM _y = 0.00 kN m
Momento per eccentricità Y	ΔM _z = 0.00 kN m
Momento sollecitante Y	M _{Sd,y} = 6.79 kN m
Momento sollecitante Z	M _{Sd,z} = 0.00 kN m

VERIFICHE DI RESISTENZA

Resistenza combinata di trazione o compressione e flessione

Coefficiente di sfruttamento per azione assiale	N _{Sd} /(f _y A _g) = 0.005 ¹ (1)
Coefficiente di sfruttamento per momento flettente in dir. Y	(M _{y,Sd} +ΔM _y)/(f _y * W _{eff,y} /γ _m) = 0.909 ² (2)
Coefficiente di sfruttamento per momento flettente in dir. Z	(M _{z,Sd} +ΔM _z)/(f _y * W _{eff,z} /γ _m) = 0.000 ³ (3)
Coefficiente di sfruttamento a pressoflessione	(1)+(2)+(3) = 0.914 <1 verificato

Resistenza a taglio dir. Z

Deformazione al limite elastico	f _{yb} /E	ε = 0.002
Altezza inclinata dell'anima		s _w = 100.00 mm
Spessore delle anime resistenti a taglio		t = 2.50 mm
Snellezza relativa dell'anima	(s _w /t)/(86.4 ε)	λ _w = 2.7
Tensione di instabilità per taglio	0.67 f _{yb} / λ _w	f _{bw} = 34.2 MPa
Inclinazione dell'anima		p = 1.571 rad
Altezza dell'anima misurata tra linee d'asse delle ali		h _w = 200 mm
Resistenza all'instabilità per taglio	h _w /senp * t * f _{bw} / γ _{m1}	V _{b,Rd} = 16.3 kN ⁴ [5.13]
Resistenza plastica a taglio	h _w /senp * t * f _{yb} /√3 / γ _{m0}	V _{pl,Rd} = 40.0 kN ⁵ [5.14]
Coefficiente di sfruttamento a taglio della sezione in direzione Z		V _{Ed} /V _{Rd} = 0.27 <1 verificato

Resistenza combinata taglio-momento

Contributo del taglio dir. Y al coefficiente di utilizzo	(V _{Sd,y} /V _{Rd,y}) ² = 0
Contributo del taglio dir. Z al coefficiente di utilizzo	(V _{Sd,z} /V _{Rd,z}) ² = 0.071
Contributo del momento Y al coefficiente di utilizzo	(M _{Sd,y} /M _{Rd,y}) ² = 0.826
Contributo del momento Z al coefficiente di utilizzo	(M _{Sd,z} /M _{Rd,z}) ² = 0.000
Coefficiente di utilizzo della sezione resistente	c.u. max = 0.897 <1 verificato

13.0 DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE

Come riportato nel paragrafo 6.0, si ipotizza di adottare come tipologia fondazionale degli inseguitori solari la soluzione con pali infissi della stessa tipologia dei montanti, ovvero OMEGA 50x300x100 sp = 5 mm. Si riporta la valutazione della capacità portante mediante metodi statici.

13.1 CARICO LIMITE VERTICALE

Le verifiche sono state eseguite facendo riferimento al §6.4.3 delle NTC2018. Si riporta la verifica eseguita a breve termine in condizioni non drenate, attraverso il metodo α , considerando i parametri geotecnici di progetto riportati al paragrafo 5.0. La stima della capacità portante è stata effettuata considerando unicamente il contributo della resistenza laterale, essendo l'area di punta molto ridotta.

In fase esecutiva occorrerà effettuare approfondimenti per determinare l'effettiva stratigrafia di sito ed i relativi parametri geotecnici, quindi si ottimizzerà il dimensionamento dei pali di fondazione e relativa profondità di infissione.

13.1.1. CONFIGURAZIONE 2X14

PALI INFISSI

τ_s	αC_u	strati coesivi	
C_u	KPa	0	valore di C_u strato 1 - Terreno agricolo
C_u	KPa	23	valore di C_u strato 2 - Limo argilloso
α		1.022	1-0.011(C_u -25) per $25 < C_u < 70$ Kpa (Viggiani)
$P_{profilo}$	m	1.860	perimetro esterno superfici contatto profilo

STRATO	Z_{sup} m	Z_{inf} m	Z_m m	h m	τ_s kN/m ²	Sl m ²	S _i kN
	0.00	0.20	0.10	0.20	0.00	0.37	0.00
	0.20	0.40	0.30	0.20	0.00	0.37	0.00
	0.40	0.60	0.50	0.20	0.00	0.37	0.00
	0.60	0.80	0.70	0.20	0.00	0.37	0.00
	0.80	1.00	0.90	0.20	0.00	0.37	0.00
	1.00	1.20	1.10	0.20	23.51	0.37	8.74
1.0	1.20	1.40	1.30	0.20	23.51	0.37	8.74
	1.40	1.60	1.50	0.20	23.51	0.37	8.74
	1.60	1.80	1.70	0.20	23.51	0.37	8.74
	1.80	2.00	1.90	0.20	23.51	0.37	8.74
	2.00	2.20	2.10	0.20	23.51	0.37	8.74
	2.20	2.40	2.30	0.20	23.51	0.37	8.74
	2.40	2.60	2.50	0.20	23.51	0.37	8.74
	2.60	2.80	2.70	0.20	23.51	0.37	8.74
	2.80	3.00	2.90	0.20	23.51	0.37	8.74
	3.00	3.10	3.05	0.10	23.51	0.19	4.37
						S_k	91.81

L_{palo}	m	3.10	lunghezza di infissione palo
$W_{profilo}$	kN/m	0.298	peso per unità di lunghezza del profilo
$W_{p,k}$	kN/m	0.92	peso totale del palo
$Y_{G1,sfav}$		1.3	coefficiente sulle azioni in condizione sfavorevole
W_p	kN	1.20	peso del palo in condizione sfavorevole per compressione
$Y_{S,N-}$		1.15	coefficiente di riduzione della resistenza laterale per palo compresso
$Y_{S,N+}$		1.25	coefficiente di riduzione della resistenza laterale per palo teso
$S_{d,N-}$	kN	79.84	portata laterale per palo compresso
$S_{d,N+}$	kN	73.45	portata laterale per palo teso
ξ		1.4	coefficiente di correlazione per numero di prove
$Q_{d,N-}$	$S_{d,N-}-W_p$	kN	56.17 portata utile palo a piano campagna (palo compresso)
$Q_{d,N+}$	$S_{d,N+}-W_p$	kN	53.13 portata utile palo a piano campagna (palo teso)

Con una profondità di infissione di 3.10 m, la portata utile per palo compresso e per palo in trazione è compatibile con le massime reazioni di compressione (42.6 kN) e trazione (14.5 kN) ottenute dal modello di calcolo.

13.1.2. CONFIGURAZIONE 2X28

PALI INFISSI

τ_s	αC_u	strati coesivi	
C_u	KPa	0	valore di C_u strato 1 - Terreno agricolo
C_u	KPa	23	valore di C_u strato 2 - Limo argilloso
α		1.022	1-0.011(C_u -25) per $25 < C_u < 70$ Kpa (Viggiani)
$P_{profilo}$	m	1.860	perimetro esterno superfici contatto profilo

STRATO	Z_{sup} m	Z_{inf} m	Z_m m	h m	τ_s kN/m ²	Sl m ²	S _i kN
	0.00	0.20	0.10	0.20	0.00	0.37	0.00
	0.20	0.40	0.30	0.20	0.00	0.37	0.00
	0.40	0.60	0.50	0.20	0.00	0.37	0.00
	0.60	0.80	0.70	0.20	0.00	0.37	0.00
	0.80	1.00	0.90	0.20	0.00	0.37	0.00
	1.00	1.20	1.10	0.20	23.51	0.37	8.74
1.0	1.20	1.40	1.30	0.20	23.51	0.37	8.74
	1.40	1.60	1.50	0.20	23.51	0.37	8.74
	1.60	1.80	1.70	0.20	23.51	0.37	8.74
	1.80	2.00	1.90	0.20	23.51	0.37	8.74
	2.00	2.20	2.10	0.20	23.51	0.37	8.74
	2.20	2.40	2.30	0.20	23.51	0.37	8.74
	2.40	2.60	2.50	0.20	23.51	0.37	8.74
	2.60	2.80	2.70	0.20	23.51	0.37	8.74
	2.80	3.00	2.90	0.20	23.51	0.37	8.74
	3.00	3.10	3.05	0.10	23.51	0.19	4.37
					S_k		91.81

L_{palo}	m	3.10	lunghezza di infissione palo
$W_{profilo}$	kN/m	0.298	peso per unità di lunghezza del profilo
$W_{p,k}$	kN/m	0.92	peso totale del palo
$\gamma_{G1,sfav}$		1.3	coefficiente sulle azioni in condizione sfavorevole
W_p	kN	1.20	peso del palo in condizione sfavorevole per compressione
$\gamma_{S,N-}$		1.15	coefficiente di riduzione della resistenza laterale per palo compresso
$\gamma_{S,N+}$		1.25	coefficiente di riduzione della resistenza laterale per palo teso
$S_{d,N-}$	kN	79.84	portata laterale per palo compresso
$S_{d,N+}$	kN	73.45	portata laterale per palo teso
ξ		1.4	coefficiente di correlazione per numero di prove
$Q_{d,N-}$	$S_{d,N-} - W_p$	kN	56.17 portata utile palo a piano campagna (palo compresso)
$Q_{d,N+}$	$S_{d,N+} - W_p$	kN	53.13 portata utile palo a piano campagna (palo teso)

Con una profondità di infissione di 3.10 m, la portata utile per palo compresso e per palo in trazione è compatibile con le massime reazioni di compressione (46.0 kN) e trazione (15.2 kN) ottenute dal modello di calcolo.

13.2 CARICO LIMITE LATERALE

La resistenza laterale del palo sotto l'azione di una forza orizzontale, applicata all'estremità superiore del palo, viene determinata secondo la teoria di Broms. Il calcolo è stato eseguito anche in questo caso a breve termine, in condizioni non drenate.

13.2.1. CONFIGURAZIONE 2X14

INPUTS

Geometria

Dimensione sezionale del palo	d =	0.20 m	
Lunghezza palo	L =	3.10 m	
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	96.77 kN m	
Altezza tra forza orizzontale e p.c.	e =	0.00 m	

u

Parametri geotecnici

Coesione non drenata	$C_u =$	23.00 kN/m ²	
----------------------	---------	-------------------------	--

Coefficienti parziali

Coefficiente parziale SLU per pali soggetti a carichi trasversali	$\gamma_T =$	1.30	¹ Tab.6.4.VI
Fattore di correlazione	$\zeta =$	1.40	¹ Tab.6.4.IV

CALCOLO PER PALI IN TERRENI COESIVI IN CND

Affondamento del punto di pressione	$z = 1.5 \cdot d$	z =	0.30 m
Modulo della pressione	$p = 9 \cdot C_u \cdot d$	p =	41.40 kN/m ²
Rapporto eccentricità carico - dimensione sezionale palo		$e / d =$	0.00
Rapporto lunghezza - dimensione sezionale palo		$L / d =$	15.50

Meccanismo di palo corto

Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_C = f(C_u, d, L, e)$	$H_C =$	41.59 kN
Momento massimo	$M_{max} = C_u \cdot d^3 \cdot (4.5 \cdot (L/d)^2 - 10.125)$	$M_{max} =$	19.15 kN m

Meccanismo di palo lungo

Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_L = f(C_u, d, M_y)$	$H_L =$	77.95 kN
---	------------------------	---------	----------

Meccanismo di rottura

Resistenza di calcolo del palo a forze orizzontali		Meccanismo di palo corto	
		$H_D =$	22.85 kN

La resistenza ai carichi laterali ottenuta (22.85 kN) è maggiore della massima azione laterale richiesta (20.9 kN), la verifica è soddisfatta.

13.2.2. CONFIGURAZIONE 2X28

INPUTS

Geometria

Dimensione sezionale del palo	d =	0.20 m	
Lunghezza palo	L =	3.10 m	
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	96.77 kN m	
Altezza tra forza orizzontale e p.c.	e =	0.00 m	

u

Parametri geotecnici

Coezione non drenata	$C_u =$	23.00 kN/m ²	
----------------------	---------	-------------------------	--

Coefficienti parziali

Coefficiente parziale SLU per pali soggetti a carichi trasversali	$\gamma_T =$	1.30	¹ Tab.6.4.VI
Fattore di correlazione	$\zeta =$	1.40	¹ Tab.6.4.IV

CALCOLO PER PALI IN TERRENI COESIVI IN CND

Affondamento del punto di pressione	$z = 1.5 \cdot d$	z =	0.30 m
Modulo della pressione	$p = 9 \cdot C_u \cdot d$	p =	41.40 kN/m ²
Rapporto eccentricità carico - dimensione sezionale palo		e / d =	0.00
Rapporto lunghezza - dimensione sezionale palo		L / d =	15.50

Meccanismo di palo corto

Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_C = f(C_u, d, L, e)$	$H_C =$	41.59 kN
Momento massimo	$M_{max} = C_u \cdot d^3 \cdot (4.5 \cdot (L/d)^2 - 10.125)$	$M_{max} =$	19.15 kN m

Meccanismo di palo lungo

Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_L = f(C_u, d, M_y)$	$H_L =$	77.95 kN
---	------------------------	---------	----------

Meccanismo di rottura

Resistenza di calcolo del palo a forze orizzontali		Meccanismo di palo corto	$H_D =$	22.85 kN
--	--	--------------------------	---------	----------

La resistenza ai carichi laterali ottenuta (22.85 kN) è maggiore della massima azione laterale richiesta (22.1 kN), la verifica è soddisfatta.

14.0 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Vengono presentati i controlli svolti sui risultati ottenuti, comparando i risultati ottenuti dalle analisi e quelli calcolati tramite valutazioni semplificate, allo scopo di dimostrare l'attendibilità delle elaborazioni eseguite.

14.1 VERIFICA DELLE REAZIONI DI BASE

Al fine di validare il modello di calcolo si esegue il confronto tra la risultante delle forze verticali ottenute dal modello ad elementi finiti e il calcolo manuale delle azioni verticali riscontrabili. La combinazione di calcolo presa come riferimento è la combinazione SLEQP1.

14.1.1. CONFIGURAZIONE 2X14

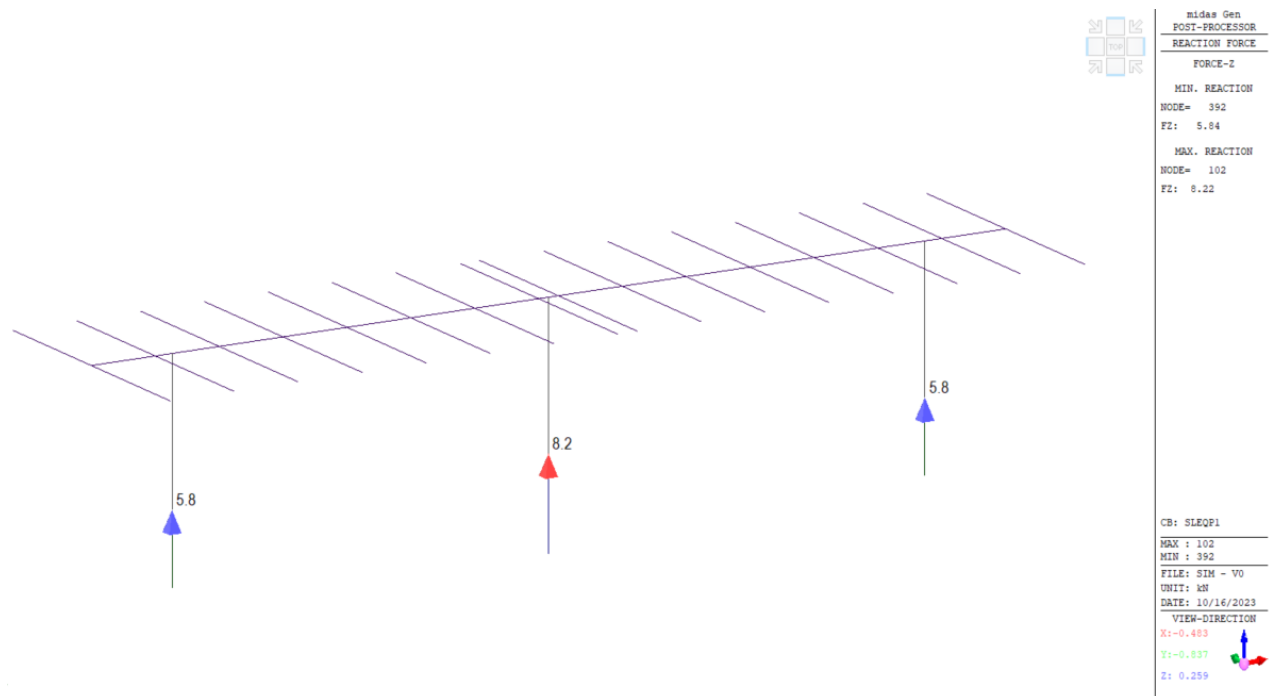


Figura 14.1 – Reazioni da modello FEM – Modello A

Elemento	Tipologia	Parti uguali	L	U.M.	Massa unitaria	Massa elemento	Massa Totale	Peso
			<i>m</i>		<i>U.M.</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kN</i>
Moduli PV		28	-	kg	32	32	896	8.79
Travi longitudinali (principali)	Quadrato cavo - 135x135x5	1	16.5	kg/m	19.74	325.71	325.71	3.19
Travi trasversali (secondarie)	Omega - 30x100x80x2.5	16	4.86	kg/m	6.38	31.01	496.11	4.86
Montanti	Omega - 50x300x100x5	3	2.49	kg/m	29.83	74.28	222.83	2.19
							Totale [kN]	19.03
							Reazioni da FEM [kN]	20.00
							Scarto [%]	5.10

Figura 14.2 – Reazioni da modello FEM – Modello A

Visto il ridotto scarto ottenuto, le differenze vengono ritenute accettabili, il modello FEM risponde correttamente agli input dati.

14.1.2. CONFIGURAZIONE 2X28

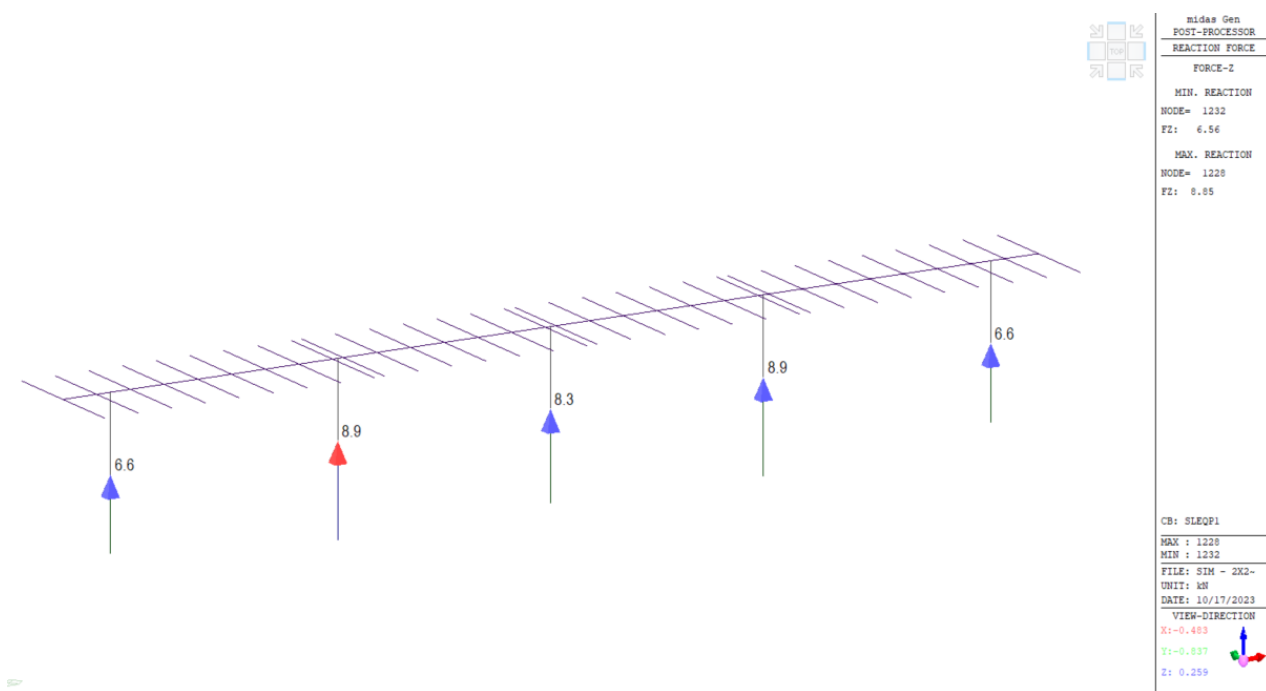


Figura 14.3 – Reazioni da modello FEM – Modello A

Elemento	Tipologia	Parti uguali	L	U.M.	Massa unitaria	Massa elemento	Massa Totale	Peso
			<i>m</i>		<i>U.M.</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kN</i>
Moduli PV		56	-	kg	32	32	1792	17.57
Travi longitudinali (principali)	Quadrato cavo - 135x135x5	1	33.5	kg/m	19.74	661.29	661.29	6.48
Travi trasversali (secondarie)	Omega - 30x100x80x2.5	32	4.86	kg/m	6.38	31.01	992.22	9.73
Montanti	Omega - 50x300x100x5	5	2.49	kg/m	29.83	74.28	371.38	3.64
							Totale [kN]	37.43
							Reazioni da FEM [kN]	39.30
							Scarto [%]	5.00

Figura 14.4 – Reazioni da modello FEM – Modello A

Visto il ridotto scarto ottenuto, le differenze vengono ritenute accettabili, il modello FEM risponde correttamente agli input dati.

15.0 CONCLUSIONI

Il presente elaborato ha avuto lo scopo di fornire il calcolo delle strutture di sostegno dei tracker, fornendo un'indicazione delle tipologie di profili di carpenteria metallica e delle fondazioni idonee allo scopo.

I valori di deformazione e spostamento calcolati preliminarmente, sono risultati tali da non compromettere la funzionalità dell'impianto durante la sua fase operativa.

Tali indicazioni dovranno essere oggetto di futura revisione in fase esecutiva, quando saranno fornite le esatte tipologie di strutture portamoduli che l'Appaltatore intende proporre ad EGP e quando saranno note le effettive stratigrafie di sito ed i relativi parametri geotecnici.