
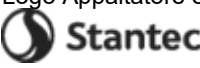


IMPIANTO FV E BESS EX AEROPORTO DI CASTELVETRANO

Impianto FV e BESS – Ex Aeroporto Castelvetroano


Castelvetroano (TP) – Progetto Definitivo

RELAZIONE CALCOLO PRELIMINARE STRUTTURE

EV-FS	00	11/05/2022	Emissione	A. Filiberti	C. Camiciotti	L. Lavazza	D. Nunziante	A. Luce
Stato di Validità	Numero Revisione	Data	Descrizione	Stantec Preparato	Stantec verificato	Stantec Approvato	Eni Progetti Approvato	Eni Plenitude Approvato
Indice Revisione								
Logo Committente e Denominazione Commerciale  RINNOVABILI PER L'ITALIA				Nome progetto Impianto FV e BESS Ex Aeroporto Castelvetroano		ID Documento Committente 082600BACA00012 Commessa N.		
Logo Appaltatore e Denominazione Commerciale  Stantec S.p.A						ID Documento Appaltatore N. Commessa 45503406.06		
Nome d'Impianto e Oggetto IMPIANTO FV e BESS EX AEROPORTO DI CASTELVETRANO Castelvetroano (TP) – Progetto Definitivo						Scala -	Numero di Pagine 59	
Titolo Documento Relazione calcolo preliminare strutture								


Software: Microsoft Word

File Name:082600BACA00012_Relazione di calcolo preliminare strutture.docx


	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 2	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		EV-FS	00

SOMMARIO

SOMMARIO	2
1 INTRODUZIONE.....	4
2 CARATTERISTICHE DEL SITO	5
3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
3.1 Elaborati grafici.....	6
3.2 Normative di riferimento	6
3.3 Relazione geotecnica.....	7
4 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE Inseguitori solari	8
5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	11
6 SOFTWARE IMPIEGATO PER LE ANALISI FEM.....	13
6.1 Sistemi di riferimento	13
6.2 Elementi beam.....	13
6.2.1 Output delle azioni interne	13
7 MODELLO FEM DELLA STRUTTURA	15
7.1 Geometria del modello	15
7.2 Vincoli	16
7.3 Azioni di calcolo.....	17
7.3.1 Pesì permanenti strutturali (G1).....	18
7.3.2 Pesì permanenti portati (G2).....	18
7.3.3 Vento	19
7.3.4 Neve 28	
7.3.5 Sisma	29
7.3.1 Azioni termiche	30
7.3.2 Combinazioni di carico	30
8 RISULTATI E VERIFICHE.....	33
8.1 Reazioni vincolari	33
8.2 Azioni interne.....	35
8.3 Deformazioni in esercizio	38
8.3 Verifica montanti.....	39
8.4 Verifica travi principali.....	41
8.5 Verifica travi secondarie	42
9 DIMENSIONAMENTO DEI PALI DI FONDAZIONE.....	43
9.1 Carico limite verticale	43
9.2 Carico limite laterale.....	44
9.3 Osservazioni.....	44
10 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI.....	45

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 3	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		EV-FS	00

11	DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE PLATEE CABINE	47
11.1	CABINA MAIN TECHNICAL ROOM (MTR)	48
11.2	UFFICI.....	53
11.3	CABINA POWER STATION IMPIANTO PV	55
11.4	CABINA POWER STATION BESS	56
11.5	CABINA BATTERIE – ESS RACKS	57
11.6	DC BOX.....	58
11.7	MAGAZZINI PARTI DI RICAMBIO.....	59


	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 4	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		EV-FS	00

1 INTRODUZIONE

Il presente documento riporta lo studio preliminare riguardante l'impianto fotovoltaico ad inseguitori solari monoassiali denominato "IMPIANTO FV e BESS EX AEROPORTO DI CASTELVETRANO", da realizzarsi in Castelvetro (TP).

L'impianto fotovoltaico in oggetto è costituito da tracker monoassiali con inclinazione variabile del piano contenente i pannelli; i montanti a cui è collegato il piano sono dotati in testa di apposite cerniere che permettono alle travi principali di ruotare e di far variare l'assetto del piano dei pannelli. L'inclinazione permessa dal sistema meccanico varia rispetto all'orizzontale da -55° a 55° .

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. Inoltre, si riporta un pre-dimensionamento strutturale per le fondazioni dei cabinati da installare nell'impianto.

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 5	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		EV-FS	00

2 CARATTERISTICHE DEL SITO


L'area interessata dall'intervento coincide con l'area dell'ex aeroporto militare di Castelvetrano; tale area ha una forma ellittica ed un'estensione catastale pari a circa 98.83 ha, ed è situata nella zona periferica occidentale del centro abitato di Castelvetrano. Nell'area in oggetto è prevista l'installazione di un impianto fotovoltaico di potenza pari a 78.634,78 kWp.

L'area attualmente è delimitata da una strada comunale che percorre il perimetro dell'area ellittica definendone, di fatto, l'estensione.

L'area mostra un'orografia alquanto semplice; la città di Castelvetrano si sviluppa in un'area pianeggiante e l'area d'interesse si individua alla sua immediata periferia.



Figura 2-1 Inquadramento dell'area oggetto di intervento (Google Earth)

	<p>ID Documento Committente 082600BACA00012</p>	<p>Pagina 6</p>	
		<p>Stato di Validità</p>	<p>Numero Revisione</p>
		<p>EV-FS</p>	<p>00</p>

3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

3.1 Elaborati grafici

La presente relazione è da leggersi contestualmente agli elaborati grafici strutturali (“082600BADG00015- Strutture di sostegno moduli e opere di fondazione” e “082600BEDP00028 - Layout e viste cabinati”).

3.2 Normative di riferimento

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

D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”.

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

CNR-DT 207 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

UNI EN 1990. Criteri generali di progettazione strutturale.

UNI EN 1991-1-1 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-3 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1993-1-1 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici

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

UNI EN 1997-1 Parte 1: Progettazione geotecnica. Regole generali


UNI EN 1998-1 Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

EN ISO 12944-2: Paints and varnishes - Corrosion protection of steel structures by protective paint systems - Part 2: Classification of environments

EN 206: Concrete – Specification, performance, production and conformity

Altra documentazione consultata:

“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).

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 7	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		EV-FS	00

3.3 Relazione geotecnica

Si fa riferimento ai parametri ed alla stratigrafia indicati nel paragrafo 8.5 della relazione geologica e geotecnica (elaborato 082600BARU00019) di seguito riportati:

STRATO	Profondità Settore Sud (m)	Profondità Settore Centro(m)	Profondità Settore Nord (m)	D_r	φ'	c'	E'	M	C_u
				%	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[kPa]
1	0,0 - 0,8	0,0 - 0,4	0,0 - 0,3	45,63	34,30	-	16	-	-
2	0,8 - 1,7	0,4 - 1,6	0,3 - 2,5	45,63	34,30	-	16	-	-
3	1,7 - 7	1,6 - 7	2,5 - 7	-	17,1	8,7	-	-	35

Strato 1: Terreno vegetale costituito da limo debolmente sabbioso di colore marrone scuro con presenza di ghiaia calcarea. Tale livello, ad eccezione della porzione più superficiale costituita da materiale vegetale appare in continuità con il sottostante strato 2. Per questo motivo, i parametri fisici, di resistenza e di deformabilità associati a questo livello sono ripresi da quelli definiti per lo strato 2 di seguito riportati.


Strato 2: sabbia calcarea medio-grossolana di colore biancastro con ghiaia e ciottoli calcarei eterometrici subangolari; moderatamente addensata.

Strato 3: argilla debolmente sabbiosa di colore nocciola con alterazione ocracee e con presenza di sottili livelli di gesso; moderatamente consistente.

Dalle informazioni dedotte dalle indagini condotte in sito (fino alla profondità di 7 m dal piano campagna) non è stata rilevata la presenza della falda.

In riferimento all'analisi dei parametri geotecnici, si ipotizza di utilizzare come soluzione fondazionale principale quella con pali battuti dello stesso tipo di quello dei montanti dei pannelli fotovoltaici prendendo come stratigrafia di riferimento quella del settore centro. Si veda pre-dimensionamento ed approfondimenti al successivo paragrafo 9.

Per le fondazioni delle cabine elettriche, invece, si prevedono delle platee in calcestruzzo armato gettate in opera, il cui dimensionamento preliminare è riportato nel paragrafo 11.

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 8	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		EV-FS	00

4 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Inseguitori solari

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 della tipologia 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 "portrait" su due file.

Le dimensioni planimetriche delle strutture 14x2 sono di circa 16.21 m in lunghezza e circa 4.96 m in larghezza, l'altezza massima della struttura rispetto al piano campagna è pari a 4.54 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.

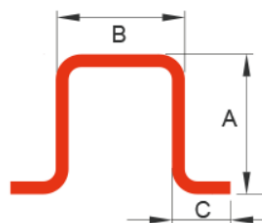
Ogni struttura di sostegno è costituita dai seguenti componenti principali:

- Montanti con sezione ad omega con sezione 50x280x100 sp. = 4 mm di altezza pari a 2.55 m e interasse di circa 6 m;
- Travi principali con tubolare cavo a sezione quadrata di sezione 120x120mm e sp. = 4 mm, in luce tra i due montanti;
- Travi secondarie con sezione ad omega 25x70x50 sp = 3 mm con sbalzo di circa 2 m rispetto al nodo di connessione alla trave principale.

La struttura è fondata mediante fondazioni indirette, i montanti ad omega verranno direttamente battuti nel terreno fino ad idonea profondità.

Di seguito vengono riportate le proprietà sezionali dei profili utilizzati:

Montanti: Profilo Omega 50x280x100 sp = 4 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
50x280x100x4	50.00	280.00	100.00	4.00	730.00	22.92	29.20	14.00	14.00	2785.31	198.95	9.77	735.45	76.61	5.02

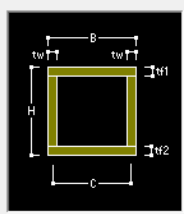
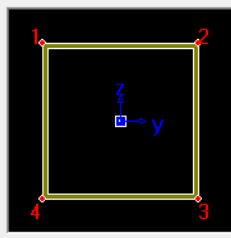
Travi principali: Profilo Cavo Quadrato 120x120 sp = 4 mm

Section Data

DB/User

Section ID: Box

Name: User DB

Sect. Name: Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name:

Sect. Name:

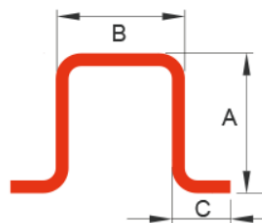
H	0.12	m
B	0.12	m
tw	0.004	m
tf1	0.004	m
C	0	m
tf2	0	m

Section Properties

	Value	Unit
Area	1.801000e-03	m ²
Asv	9.600000e-04	m ²
Asz	9.600000e-04	m ²
Ixx	6.243584e-06	m ⁴
Iyy	3.973000e-06	m ⁴
Izz	3.973000e-06	m ⁴
Cyv	6.000000e-02	m
Cym	6.000000e-02	m
Czn	6.000000e-02	m
Czm	6.000000e-02	m
Qyb	5.048000e-03	m ²
Qzh	5.048000e-03	m ²
Peri:O	4.800000e-01	m
Peri:I	4.480000e-01	m
Center v	6.000000e-02	m
Center z	6.000000e-02	m
v1	-6.000000e-02	m
z1	6.000000e-02	m
v2	6.000000e-02	m
z2	6.000000e-02	m
v3	6.000000e-02	m
z3	-6.000000e-02	m
v4	-6.000000e-02	m
z4	-6.000000e-02	m

Close


Travi secondarie: Profilo Omega 25x70x50 sp = 3 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
25x70x50x3	25.00	70.00	50.00	3.00	216.00	5.09	6.50	3.50	3.50	45.83	13.09	2.66	42.53	9.05	2.56

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.

I carichi a cui sono soggetti gli inseguitori solari sono rappresentati dai: carichi permanenti strutturali e non strutturali (peso dei moduli fotovoltaici installati), sovraccarichi (vento, neve e variazione termica). L'analisi dei carichi verrà approfondita nel successivo paragrafo 7.3.

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 10	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		EV-FS	00

Platee di fondazione


Si prevede di realizzare le fondazioni dei cabinati destinati a contenere le apparecchiature elettriche con platee in calcestruzzo armato gettate in opera. I cabinati presenti si dividono come:

- 18 cabine power stations PV;
- 1 cabina Main Technical Room;
- 4 cabine power stations BESS;
- 22 cabine batterie BESS;
- 24 cabine DC BOX;
- 1 cabina uffici;
- 2 cabine magazzini parti di ricambio.

I carichi di dimensionamento delle platee di fondazione sono: carichi permanente strutturale della platea, carichi permanenti non strutturali (carico della struttura soprastante e peso delle apparecchiature installate), sovraccarichi (vento, neve e azione sismica). L'analisi dei carichi verrà approfondita nel successivo paragrafo 11.

Di seguito si riporta una stima delle quantità dei materiali (di cui al paragrafo 5) previsti per le opere strutturali. Per maggiori approfondimenti si rimanda al computo metrico estimativo, parte opere civili (082600BGRG00003 - Computo metrico estimativo).

Inseguitori solari	
Numero inseguitori solari previsti	5153
Peso strutture inseguitori solari	4623271.6 kg
Numero moduli fotovoltaici	144284
Peso singolo modulo fotovoltaico	32.6 kg
Peso totale moduli fotovoltaici	4703658.4 kg
Platee di fondazione	
Calcestruzzo strutturale	515 mc
Calcestruzzo di sottofondazione	225 mc
Armatura per calcestruzzo armato	37769 kg

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 11	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		EV-FS	00

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Acciaio per strutture inseguitori solari:

Acciaio da carpenteria, Classe S275JR e S355JR (UNI EN 10025-2), zincato (UNI EN ISO 1461 e UNI EN ISO 14713).

Parametri acciaio S275JR (per travi principali e secondarie):

f_y	275 MPa	Resistenza a snervamento
f_u	430 MPa	Resistenza ultima a rottura
E	210000 MPa	Modulo elastico
ν	0.3	Coefficiente di Poisson
$G = E/2 (1 + \nu)$	80769 MPa	Modulo di elasticità tangenziale
α	$12 \times 10^{-6} \text{ 1/K}$	Costante di dilatazione
γ	7580 kg/mc	Densità di massa

Parametri acciaio S355JR (per montanti e pali di fondazione):

f_y	355 MPa	Resistenza a snervamento
f_u	510 MPa	Resistenza ultima a rottura
E	210000 MPa	Modulo elastico
ν	0.3	Coefficiente di Poisson
$G = E/2 (1 + \nu)$	80769 MPa	Modulo di elasticità tangenziale
α	$12 \times 10^{-6} \text{ 1/K}$	Costante di dilatazione
γ	7850 kg/mc	Densità di massa

Categoria di corrosione C4, Im3 per elementi interrati, sulla base delle tabelle 1 e 2 ai paragrafi 5.1 e 5.2 della ISO 12944-2.

Calcestruzzo per platee di fondazione:

Classe di resistenza C25/30 e con le seguenti caratteristiche meccaniche:

f_{ck}	25 MPa	Resistenza a compressione cilindrica
R_{ck}	30 MPa	Resistenza a compressione cubica
f_{cd}	14.17 MPa	Resistenza a compressione di calcolo
E_{cm}	31000 MPa	Modulo elastico
ν	0.2	Coefficiente di Poisson
γ	2500 kg/mc	Densità di massa


Classe di consistenza: S4 (slump tra 16 e 21 cm)

Classe di esposizione: XC2 (Bagnato, raramente asciutto), XA1 (lievemente aggressivo)

Dimensione massima aggregato: 25 mm

Copri ferro minimo: 40 cm


La classe XA1 è stata determinata in accordo alla tabella 2 del paragrafo 4.1 della EN206 sulla base dei risultati delle analisi chimiche descritte al paragrafo 8.4 della relazione geologica-geotecnica.

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 12	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		EV-FS	00

Acciaio per platee di fondazione:

Barre ad aderenza migliorata tipo B450C

f_{yk}	450 MPa	Resistenza a snervamento
f_{yd}	391 MPa	Resistenza a snervamento di progetto
σ_s	360 MPa	Massima tensione di esercizio
E	210000 MPa	Modulo elastico
γ	7850 kg/mc	Densità di massa

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 13	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		EV-FS	00

6 SOFTWARE IMPIEGATO 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 Technology di estesa commercializzazione.

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

6.1 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.

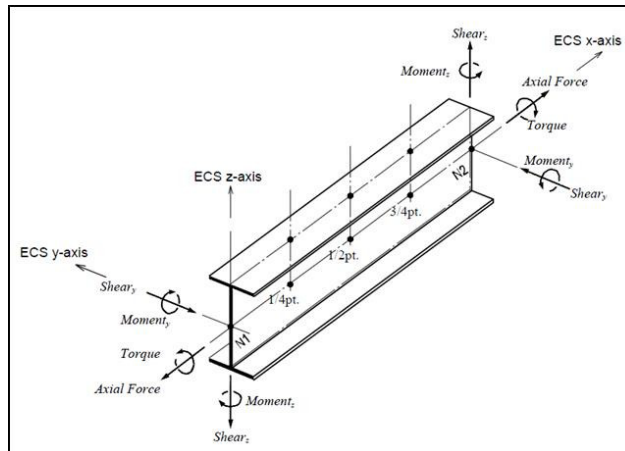
L'ECS usa le lettere minuscole x,y e z per definire un sistema di riferimento cartesiano, che segue la regola della mano destra, associati a un elemento. I risultati delle analisi in termini di forze interne e tensioni e la maggior parte degli input associati al singolo elemento sono espressi in questo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

6.2 Elementi beam

Gli 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 rigidezza 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.

6.2.1 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.



7 MODELLO FEM DELLA STRUTTURA

La struttura viene studiata 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 $\alpha = 55^\circ$

7.1 Geometria del modello

Le strutture sono definite da una serie di elementi beam rappresentativi delle dimensioni degli elementi. Agli elementi beam vengono assegnate le proprietà sezionali e le caratteristiche dei materiali impiegati.

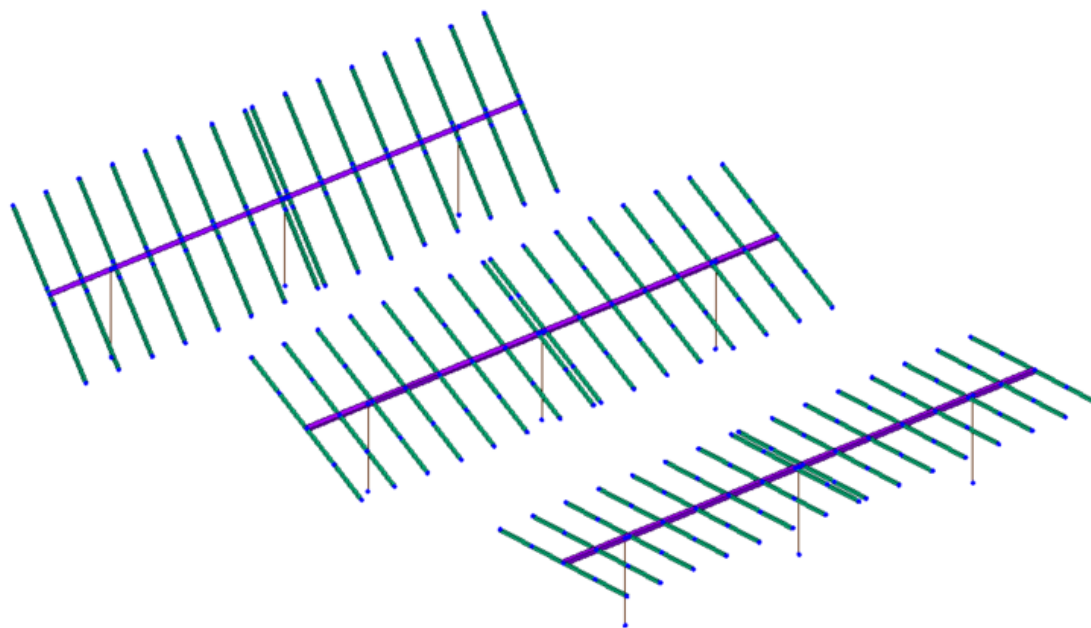


Figure 7-1 - Vista tridimensionale del modello a elementi finiti

7.2 Vincoli

La struttura è immaginata come incastrata al piede. Le reazioni di base verranno utilizzate per eseguire le valutazioni 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.

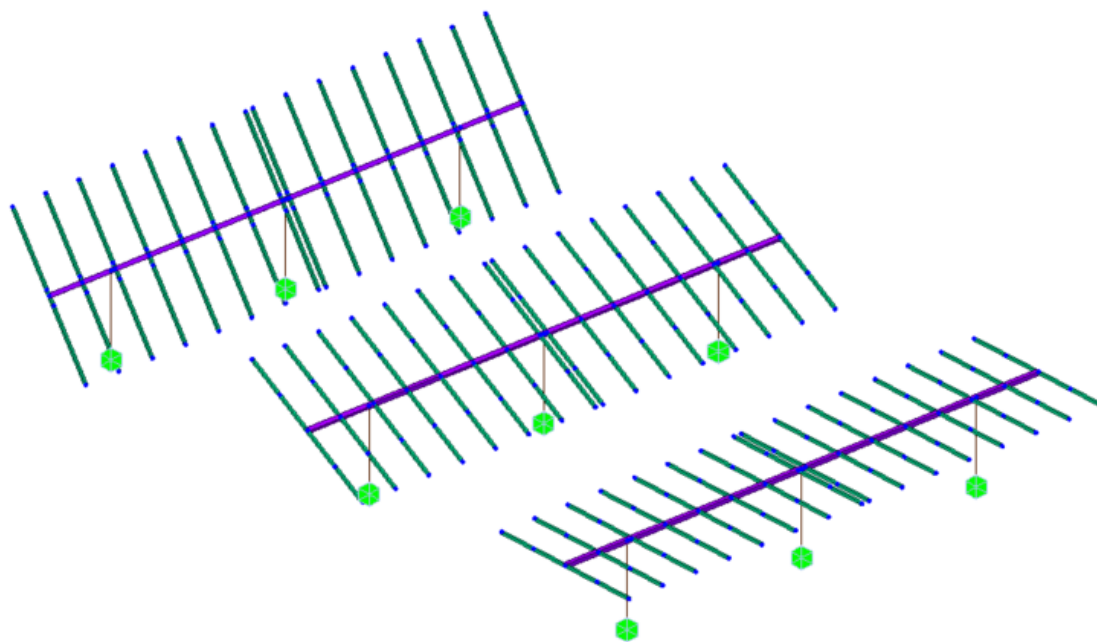



Figure 7-2 - Vincoli alla base

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 17	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		EV-FS	00

7.3 Azioni di calcolo

Le forze di calcolo agenti sulle strutture sono state calcolate secondo quanto disposto dall'Aggiornamento alle Norme tecniche del 17 gennaio 2018, con riferimento principalmente ai punti 2.5.3 (Combinazione delle azioni), 6.2.3.1 (Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi), 6.4.3 (fondazioni su pali).

Verranno prese in considerazione le seguenti Azioni di Carico Elementari:

- CARICHI PERMANENTI: Peso proprio dei profilati costituenti la struttura di sostegno
- CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI: Peso proprio dei pannelli fotovoltaici
- CARICHI VARIABILI: Azione del Vento, Neve e Variazione Termica

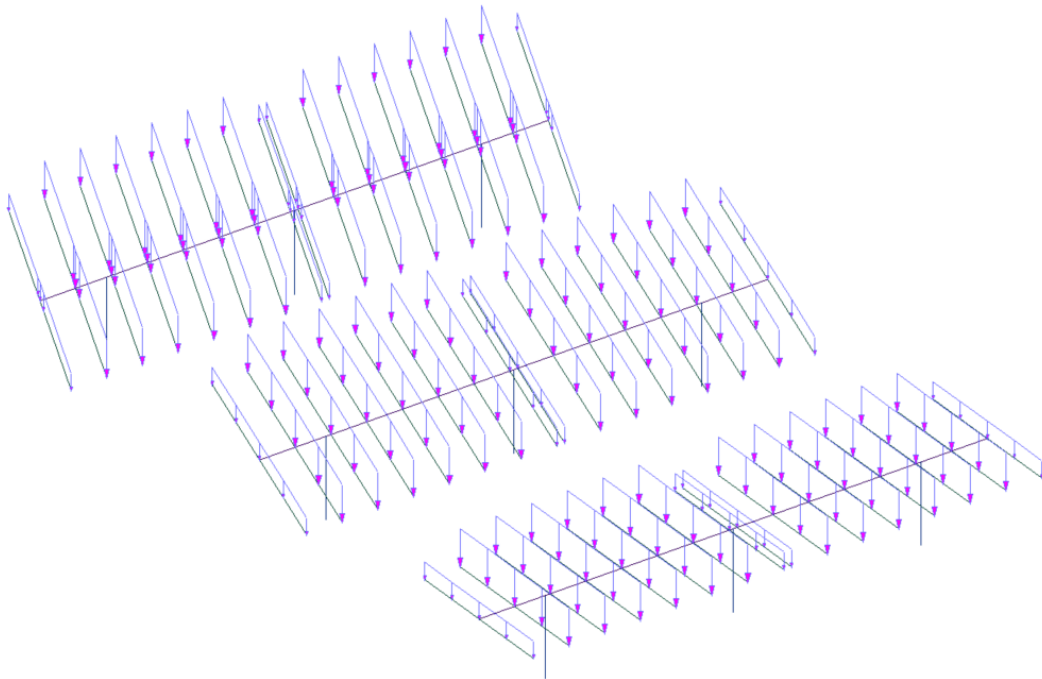



Figure 7-3 - Modalità di applicazione dei carichi distribuiti (peso proprio dei pannelli e carico da neve)

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 18	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		EV-FS	00

7.3.1 Pesì permanenti strutturali (G1)

Il peso proprio delle strutture costituenti il fabbricato sono calcolate in automatico dal software a elementi finiti, tenuto 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/m³.


7.3.2 Pesì permanenti portati (G2)

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

Il peso dei pannelli (di dimensione 1134x2278 mm) è pari a circa 0.33 kN. I pannelli vengono posati accostati tra di loro su due file parallele, il carico dovuto al loro peso è schematizzabile come distribuito sulle travi secondarie su cui vengono installati.

Mechanical Parameters

Cell Orientation	144 (6×24)
Junction Box	IP68, three diodes
Output Cable	4mm ² , +400, -200mm/±1400mm length can be customized
Glass	Dual glass, 2.0+2.0mm heat strengthened glass
Frame	Anodized aluminum alloy frame
Weight	32.6kg
Dimension	2278×1134×35mm
Packaging	31pcs per pallet / 155pcs per 20' GP / 620pcs per 40' HC

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 19	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		EV-FS	00

7.3.3 Vento

La stima delle pressioni del vento sulle strutture è eseguita in accorto 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, come indicato dal produttore.

DM 2018 - Capitolo 3.3 Azione del vento

ZONA		4_Sicilia e provincia di Reggio Calabria
a_s	m	170 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		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 $z < z_{min}$

Figure 7-4 – Azione del vento per Modello A

DM 2018 - Capitolo 3.3 Azione del vento

ZONA		4_Sicilia e provincia di Reggio Calabria
a_s	m	170 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		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 $z < z_{min}$

Figure 7-5 – Azione del vento per Modelli B e C

7.3.3.1 Modello A

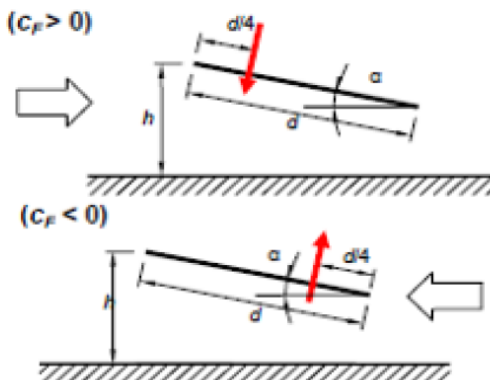
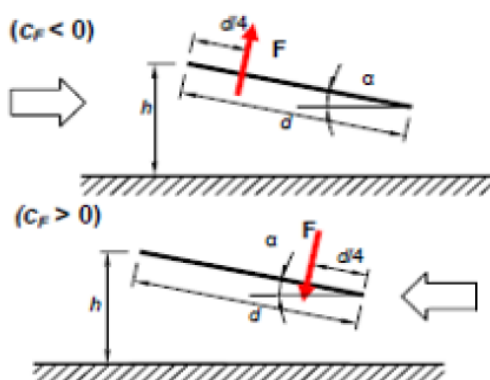
I valori del coefficiente di pressione utilizzati sono definiti dalla Normativa per le tettoie a falda singola, con inclinazione 0° si ottiene:

- Coefficiente di pressione positivo $c_p = 0.2$;
- Coefficiente di pressione negativo $c_p = -0.5$.

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO SU TETTOIE A FALDA SINGOLA

VENTO DIREZIONE X (ortogonale alla linea di colmo)

ϕ		$^\circ$	0 grado di bloccaggio
α		$^\circ$	0 inclinazione falda
d		m	4.96 lunghezza falda
b		m	1.134 larghezza falda
L²	$b \cdot d$	m ²	5.62 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	2.55 altezza di riferimento
k_r			0.19 fattore di terreno
z₀		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)	$k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \ln(z/z_0)]$		1.552 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			0.953 coefficiente dinamico
q_r		kN/m ²	0.49 pressione cinetica di riferimento
q_p	$c_e c_d q_r$	kN/m ²	0.84 pressione di calcolo



i		m	1 interasse tra i profili
F (c_F > 0)	$q_p L^2 c_F$	kN	0.95 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	0.95 componente verticale della forza
F (c_F < 0)	$q_p L^2 c_F$	kN	-2.36 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	-2.36 componente verticale della forza

7.3.3.2 Modello B

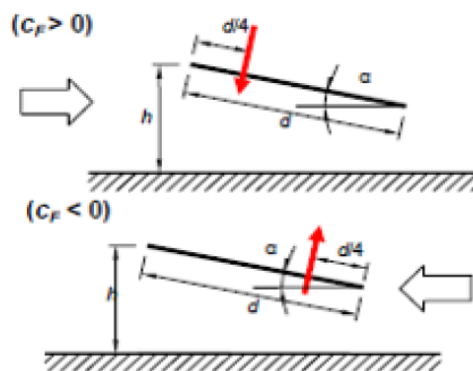
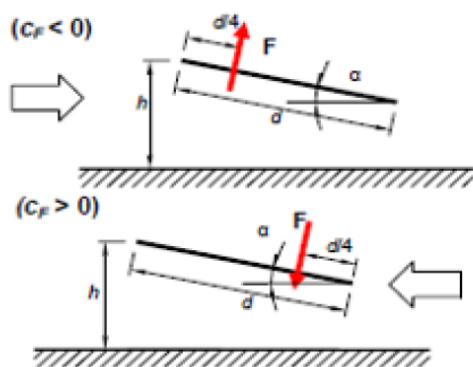
I valori del coefficiente di pressione utilizzati sono definiti dalla Normativa per le tettoie a falda singola, con inclinazione 30° si ottiene:

- Coefficiente di pressione positivo $c_p = 1.2$;
- Coefficiente di pressione negativo $c_p = -1.8$.

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	4.96	lunghezza falda
b		m	1.134	larghezza falda
L^2	$b \cdot d$	m^2	5.62	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	3.8	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 $z < z_{min}$
$c_e(z_e)$	$k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \ln(z/z_0)]$		1.771	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			0.953	coefficiente dinamico
q_r		kN/m^2	0.14	pressione cinetica di riferimento
q_p	$c_e c_d q_r$	kN/m^2	0.24	pressione di calcolo



i		m	1	interasse tra i profili
$F (c_F > 0)$	$q_p L^2 c_F$	kN	1.63	forza caratteristica del vento per $c_F > 0$
	$F_x (c_F > 0)$	kN	0.81	componente orizzontale della forza
	$F_y (c_F > 0)$	kN	1.41	componente verticale della forza
$F (c_F < 0)$	$q_p L^2 c_F$	kN	-2.44	forza caratteristica del vento per $c_F < 0$
	$F_x (c_F < 0)$	kN	-1.22	componente orizzontale della forza
	$F_y (c_F < 0)$	kN	-2.12	componente verticale della forza

7.3.3.3 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_f per il Modello C e il posizionamento della risultante delle forze, si fa riferimento ai risultati dello 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

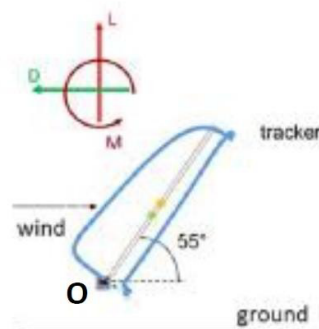


Figure 3 – Reference scheme. Black point: axis origin.
Green point: center of pressure. Yellow point: geometrical center of the tracker.

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

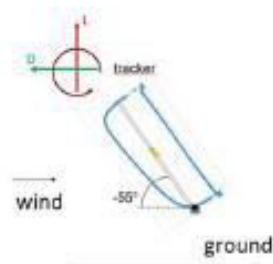


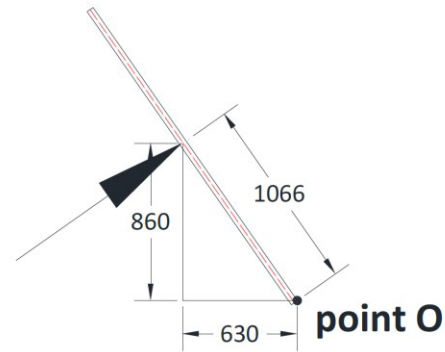
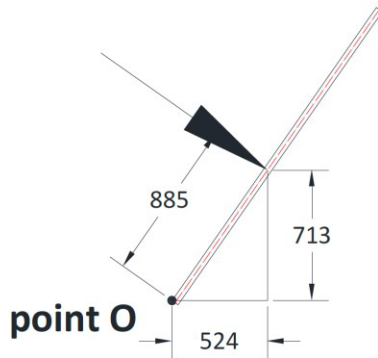
Figure 5 – Reference scheme. Black point: axis origin.
Green point: center of pressure. Yellow point: geometrical center of the tracker.

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 2m, 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 4.960 mm, si riproorzionano i valori di eccentricità del carico rispetto al centro geometrico della struttura:

Model C, $\alpha = +55^\circ$, direction upwind
 - $C_p = +1,410$, $e = 115 \cdot (4960/2000) = 285.2$ mm;

Model C, $\alpha = -55^\circ$, direction downwind
 - $C_p = -1,755$, $e = -66 \cdot (4960/2000) = -163.68$ 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	4.96	lunghezza falda
b		m	1.134	larghezza falda
L^2	$b \cdot d$	m^2	5.62	superficie falda
$c_F > 0$			1.410	coefficiente di pressione positivo
$c_F < 0$			-1.755	coefficiente di pressione negativo
z_e	h	m	4.55	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 $z < z_{min}$
$c_e(z_e)$	$k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \ln(z/z_0)]$		1.874	coefficiente di esposizione per $z = z_e$
c_e	$\max(c_{e,min}; c_e(z_e))$		1.874	coefficiente di esposizione di calcolo
c_d			0.953	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
$F(c_F > 0)$	$q_p L^2 c_F i$	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	-2.48	forza caratteristica del vento per $c_F < 0$
	$F_x(c_F < 0)$	kN	-2.03	componente orizzontale della forza
	$F_y(c_F < 0)$	kN	-1.42	componente verticale della forza

7.3.3.4 Coefficiente dinamico

Le forze da vento ottenute sono state moltiplicate per il coefficiente dinamico, determinato secondo l'Eurocodice 1 – Parte. Il coefficiente è stato determinato per tutti i tre modelli. Il valore di c_d adottato sarà pari a quello più gravoso per le strutture considerate e quindi pari a 0.953.

MODELLO A

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE									
Geometria									
Fattore di terreno						$k_r =$	0.19		
Fattore di turbolenza						$k_l =$	1.00		
Altezza di riferimento						$z_s =$	2.55 m		
Altezza rugosità						$z_0 =$	0.05 m		
Altezza minima						$z_{min} =$	4 m		
Velocità media del vento						$v_m(z) =$	28 m/s		
Densità dell'aria						$\rho =$	1.207 kg/m ³		
Coefficiente di forza per la struttura						$c_f =$	0.2		
Fattore orografico						$c_0 =$	1		
Massa del 1° modo						$m =$	1830 kg		
Intensità della turbolenza						$I_v =$	0.228		
Lunghezza tracker						$b =$	16.21 m		
Larghezza tracker						$h =$	4.96 m		
Periodo fondamentale della struttura						$T =$	0.255 s		
Frequenza naturale della struttura in Hz						$n =$	3.922 Hz		
TURBOLENZA DEL VENTO									
Scala di referenza						$L_t =$	300 m		
Altezza di riferimento						$z_t =$	200 m		
Scala della lunghezza di turbolenza						$L(z) =$	39.201 m		
Frequenza adimensionalizzata						$f_t =$	5.49		
Fattore adimensionale di potenza spettrale						$S_L =$	0.0442		
CALCOLO DEL FATTORE B									
Background factor						$B^2 =$	0.621		
CALCOLO DEL DECREMENTO LOGARITMICO DELLO SMORZAMENTO									
Decremento logaritmico dello smorzamento strutturale						$\delta_s =$	0.050		Table F.2
Decremento logaritmico dello smorzamento aereodinamico						$\delta_a =$	0.008		
						$\delta_d =$	0.000		
Decremento logaritmico dello smorzamento						$\delta =$	0.058		
CALCOLO DEL FATTORE DI PICCO K_p									
Tempo sul quale è mediata la velocità						$T =$	600 s		
						$\eta_h =$	3.196		
						$\eta_b =$	10.443		
						$R_h =$	0.264		
						$R_b =$	0.091		
Fattore di risonanza						$R^2 =$	0.091		
Frequenza di up-crossing						$v =$	1.403		
Fattore di picco						$k_p =$	3.834		
COEFFICIENTE DINAMICO $c_d \cdot c_s$									
Coefficiente dinamico						$c_d \cdot c_s =$	0.953		

MODELLO B

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE							
Geometria							
Fattore di terreno				kr =	0.19		
Fattore di turbolenza				kl =	1.00		
Altezza di riferimento				zs =	3.8 m		
Altezza rugosità				z0 =	0.05 m		
Altezza minima				zmin =	4 m		
Velocità media del vento				vm(z) =	15 m/s		
Densità dell'aria				ρ =	1.207 kg/m ³		
Coefficiente di forza per la struttura				cf =	1.2		
Fattore orografico				c0 =	1		
Massa del 1° modo				m =	1830 kg		
Intensità della turbolenza				lv =	0.228		
Lunghezza tracker				b =	16.21 m		
Larghezza tracker				h =	4.96 m		
Periodo fondamentale della struttura				T =	0.255 s		
Frequenza naturale della struttura in Hz				n =	3.922 Hz		
TURBOLENZA DEL VENTO							
Scala di riferimento				Lt =	300 m		
Altezza di riferimento				zt =	200 m		
Scala della lunghezza di turbolenza				L(z) =	39.201 m		
Frequenza adimensionalizzata				f _l =	10.25		
Fattore adimensionale di potenza spettrale				S _L =	0.0296		
CALCOLO DEL FATTORE B							
Background factor				B ² =	0.621		
CALCOLO DEL DECREMENTO LOGARITMICO DELLO SMORZAMENTO							
Decremento logaritmico dello smorzamento strutturale				δ _s =	0.050		Table F.2
Decremento logaritmico dello smorzamento aereodinamico				δ _a =	0.025		
				δ _d =	0.000		
Decremento logaritmico dello smorzamento				δ =	0.075		
CALCOLO DEL FATTORE DI PICCO Kp							
Tempo sul quale è mediata la velocità				T =	600 s		
				η _h =	5.965		
				η _b =	19.494		
				R _h =	0.154		
				R _b =	0.050		
Fattore di risonanza				R ² =	0.015		
Frequenza di up-crossing				v =	0.603		
Fattore di picco				k _p =	3.607		
COEFFICIENTE DINAMICO cd*cs							
Coefficiente dinamico				cd*cs =	0.890		

MODELLO C

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE				
Geometria				
Fattore di terreno		$k_r =$	0.19	
Fattore di turbolenza		$k_l =$	1.00	
Altezza di riferimento		$z_s =$	4.54 m	
Altezza rugosità		$z_0 =$	0.05 m	
Altezza minima		$z_{min} =$	4 m	
Velocità media del vento		$v_m(z) =$	15 m/s	
Densità dell'aria		$\rho =$	1.207 kg/m ³	
Coefficiente di forza per la struttura		$c_f =$	1.755	
Fattore orografico		$c_0 =$	1	
Massa del 1° modo		$m =$	1830 kg	
Intensità della turbolenza		$I_v =$	0.222	
Lunghezza tracker		$b =$	16.21 m	
Larghezza tracker		$h =$	4.96 m	
Periodo fondamentale della struttura		$T =$	0.255 s	
Frequenza naturale della struttura in Hz		$n =$	3.922 Hz	
TURBOLENZA DEL VENTO				
Scala di riferimento		$L_t =$	300 m	
Altezza di riferimento		$z_t =$	200 m	
Scala della lunghezza di turbolenza		$L(z) =$	41.870 m	
Frequenza adimensionalizzata		$f_t =$	10.95	
Fattore adimensionale di potenza spettrale		$S_L =$	0.0283	
CALCOLO DEL FATTORE B				
Background factor		$B^2 =$	0.631	
CALCOLO DEL DECREMENTO LOGARITMICO DELLO SMORZAMENTO				
Decremento logaritmico dello smorzamento strutturale		$\delta_s =$	0.050	Table F.2
Decremento logaritmico dello smorzamento aereodinamico		$\delta_a =$	0.036	
		$\delta_d =$	0.000	
Decremento logaritmico dello smorzamento		$\delta =$	0.086	
CALCOLO DEL FATTORE DI PICCO K_p				
Tempo sul quale è mediata la velocità		$T =$	600 s	
		$\eta_h =$	5.965	
		$\eta_b =$	19.494	
		$R_h =$	0.154	
		$R_b =$	0.050	
Fattore di risonanza		$R^2 =$	0.012	
Frequenza di up-crossing		$v =$	0.547	
Fattore di picco		$k_p =$	3.580	
COEFFICIENTE DINAMICO cd^*cs				
Coefficiente dinamico		$cd^*cs =$	0.891	

7.3.4 Neve

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.

I carichi ottenuti vengono ripartiti sugli elementi secondari come carichi distribuiti in funzione dell'area di influenza di pertinenza dei profili.

AZIONI DELLA NEVE NTC2018 § 3.4

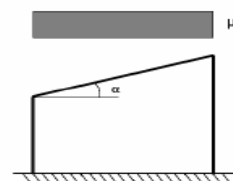
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

	Zona III		
as	m	170	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	Battuta dai venti	0.90	coefficiente di esposizione
C _t		1.00	coefficiente termico

Configurazione 0°:

Copertura a una falda

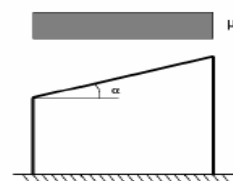
α	gradi	0.0	
μ _i		0.80	coefficiente di forma della copertura
q _s	kN/m ²	0.43	carico da neve su copertura



Configurazione 30°:

Copertura a una falda

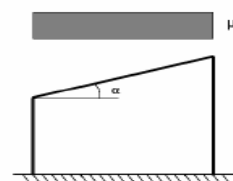
α	gradi	30.0	
μ _i		0.80	coefficiente di forma della copertura
q _s	kN/m ²	0.43	carico da neve su copertura




Configurazione 55°:

Copertura a una falda

α	gradi	55.0	
μ _i		0.13	coefficiente di forma della copertura
q _s	kN/m ²	0.07	carico da neve su copertura



	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 29	
		Stato di Validità	Numero Revisione
			00

7.3.5 Sisma

L'azione sismica è stimata determinando gli spettri in accelerazione di progetto, il sito di progetto è determinato tramite le coordinate geografiche:

Latitudine: 37°40'24.05" N

Longitudine: 12°46'29.56" E

Per il sito di progetto si ottengono i seguenti parametri sismici:

Stato limite	T_R (anni)	a_g [g]	F_0	T^*_c
SLO	30	0.023	2.409	0.180
SLD	50	0.033	2.372	0.207
SLV	475	0.098	2.419	0.297
SLC	975	0.133	2.451	0.314

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 :

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

Come riportato nella relazione geologica e geotecnica l'analisi delle onde di Rayleigh a partire dai dati di sismica attiva (MASW) hanno consentito di determinare il profilo verticale delle velocità V_s e, di conseguenza, del parametro $V_{s,eq}$, che risulta pari a circa 210 m/s. Rispetto alle norme tecniche per le costruzioni (DM 17 gennaio 2018) il sito in esame rientra quindi nella **categoria E**.

La categoria topografica, trattandosi di una superficie pianeggiante, è **T1**.

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

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

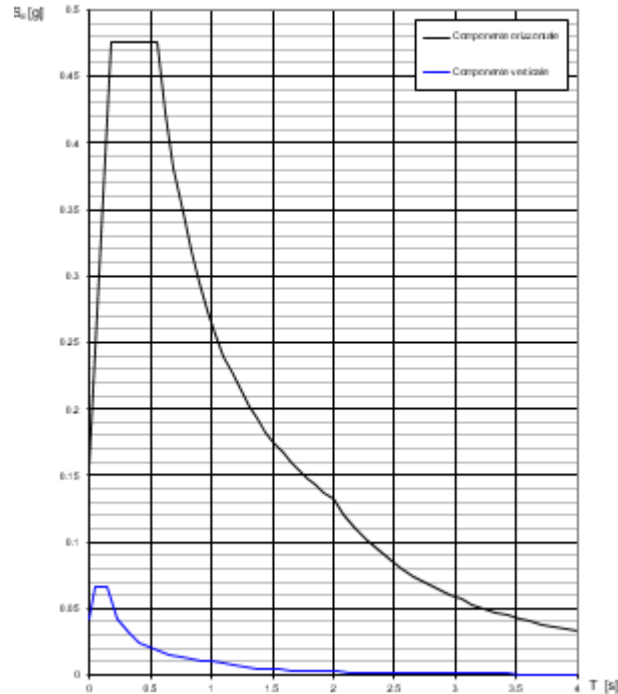
$$q = K_R \cdot q_0 = 1 \cdot 1 = 1$$

La determinazione dello spettro SLV viene eseguita con riferimento al periodo di ritorno di 475 anni. Con i parametri precedentemente impostati si ottiene un valore di $S_d = 0.373$ g. Considerata l'esigua massa (1830 kg), si ottiene una forzante sismica pari a:

$$F = 0.373 \cdot 9.806 \cdot 1830 = 6.69 \text{ kN}$$

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.

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



7.3.1 Azioni termiche


E' stato preso in considerazione un gradiente termico pari a 27°C.

7.3.2 Combinazioni di carico

La combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) è la seguente:

$$\gamma G1 G1 + \gamma G2 G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi03 \cdot Qk3 + \dots$$

Le combinazioni di calcolo selezionate per le verifiche di tipo STR per le quali dovranno essere impiegati i coefficienti definiti nella colonna A1 della tabella Tab. 2.6.I delle NTC2018.

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 31	
		Stato di Validità	Numero Revisione
			00

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

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

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

Le azioni dovranno essere combinate tenendo conto dei coefficienti parziali definiti dalla tabella seguente.

Table 7-1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.70	0.50	0.50
Categoria B Uffici	0.70	0.50	0.30
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.70	0.70	0.60
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.70	0.70	0.60
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.00	0.90	0.80
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso \leq 30 kN)	0.70	0.70	0.60
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $>$ 30 kN)	0.70	0.50	0.30
Categoria H Coperture	0.00	0.00	0.00
Vento	0.60	0.20	0.00
Neve (a quota \leq 1000 m s.l.m.)	0.50	0.20	0.00
Neve (a quota $>$ 1000 m s.l.m.)	0.70	0.50	0.20
Variazioni termiche	0.60	0.50	0.00

La seguente tabella contiene le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli. Oltre alle combinazioni sono state introdotte anche delle combinazioni di involucro delle combinazioni di stato limite ultimo.

Casi di carico

Cat.	
G1	pesi permanenti strutturali
G2	pesi permanenti non strutturali
S	carico da neve
DT	variazioni termiche
W+ _Cf- _Top	Azioni di uplift per vento agente sulla parte superiore dei moduli
W- _Cf+ _Top	Azioni di downlift per vento agente sulla parte superiore dei moduli
W- _Cf+ _Bottom	Azioni di downlift per vento agente sulla parte inferiore dei moduli
W+ _Cf- _Bottom	Azioni di uplift per vento agente sulla parte inferiore dei moduli

COMBO	TYPE		G1	G2	S	DT	W- Cf+ Top	W+ Cf- Top	W- Cf+ Bottom	W+ Cf- Bottom
SLU1	Strength/Stress	Add	1.30	1.50	1.50					
SLU2	Strength/Stress	Add	1.30	1.50		1.50				
SLU3	Strength/Stress	Add	1.30	1.50		-1.50				
SLU4	Strength/Stress	Add	1.30	1.50			1.50			
SLU5	Strength/Stress	Add	1.30	1.50				1.50		
SLU6	Strength/Stress	Add	1.30	1.50					1.50	
SLU7	Strength/Stress	Add	1.30	1.50						1.50
SLU8	Strength/Stress	Add	1.00	0.80				1.50		
SLU9	Strength/Stress	Add	1.00	0.80						1.50

COMBO	TYPE		G1	G2	S	DT	W- Cf+ Top	W+ Cf- Top	W- Cf+ Bottom	W+ Cf- Bottom
SLEr1	Serviceability	Add	1.00	1.00		1.00				
SLEr2	Serviceability	Add	1.00	1.00		-1.00				
SLEr3	Serviceability	Add	1.00	1.00	1.00					
SLEr4	Serviceability	Add	1.00	1.00			1.00			
SLEr5	Serviceability	Add	1.00	1.00				1.00		
SLEr6	Serviceability	Add	1.00	1.00					1.00	
SLEr7	Serviceability	Add	1.00	1.00						1.00
SLEf1	Serviceability	Add	1.00	1.00		0.50				
SLEf2	Serviceability	Add	1.00	1.00		-0.50				
SLEf3	Serviceability	Add	1.00	1.00	0.20					
SLEf4	Serviceability	Add	1.00	1.00			0.90			
SLEf5	Serviceability	Add	1.00	1.00				0.90		
SLEf6	Serviceability	Add	1.00	1.00					0.90	
SLEf7	Serviceability	Add	1.00	1.00						0.90
SLEqp1	Serviceability	Add	1.00	1.00						
SLEqp2	Serviceability	Add	1.00	1.00			0.80			
SLEqp3	Serviceability	Add	1.00	1.00				0.80		
SLEqp4	Serviceability	Add	1.00	1.00					0.80	
SLEqp5	Serviceability	Add	1.00	1.00						0.80

8 RISULTATI E VERIFICHE

8.1 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.

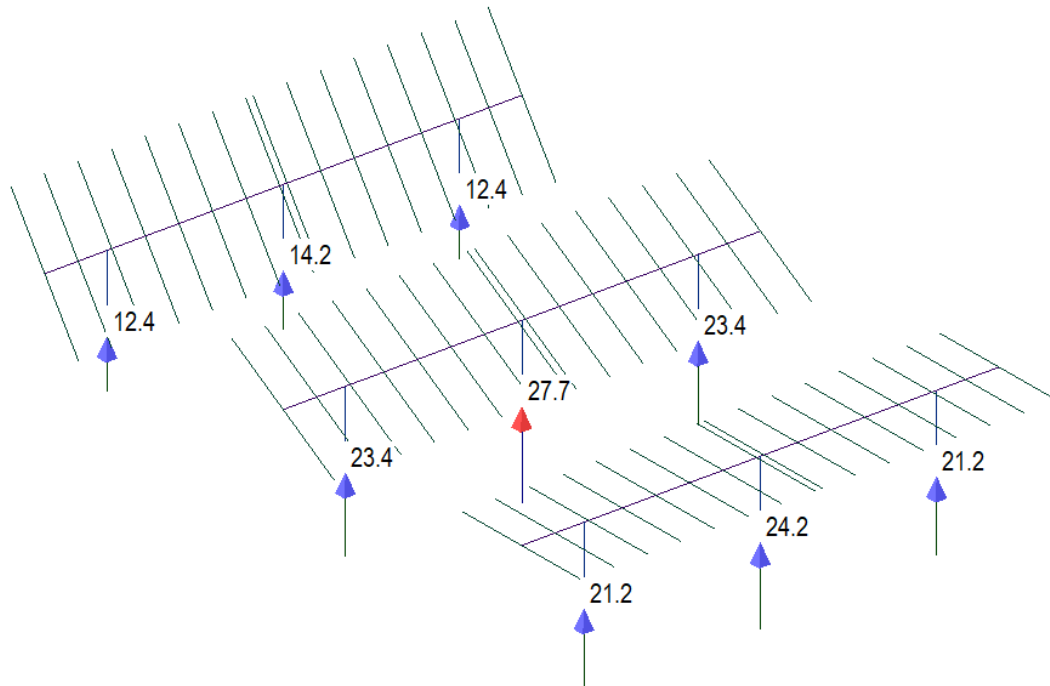


Figure 8-1 – Massime reazioni vincolari verticali positive (pali compressi), combinazione di involucro SLU

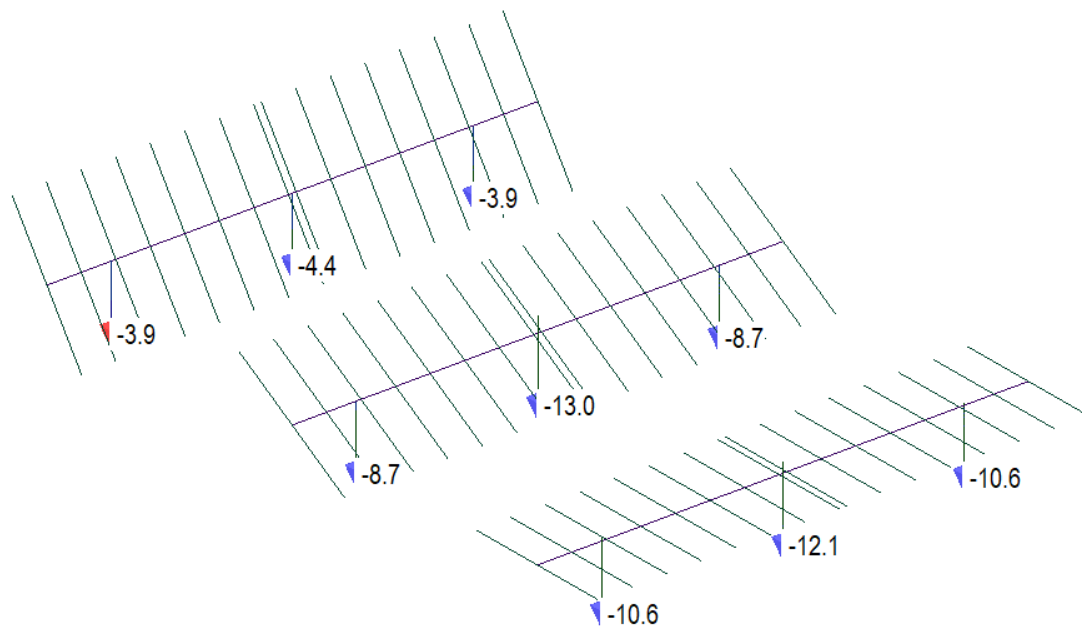


Figure 8-2 — Massime reazioni vincolari verticali negative (pali in trazione), combinazione di involucro SLU

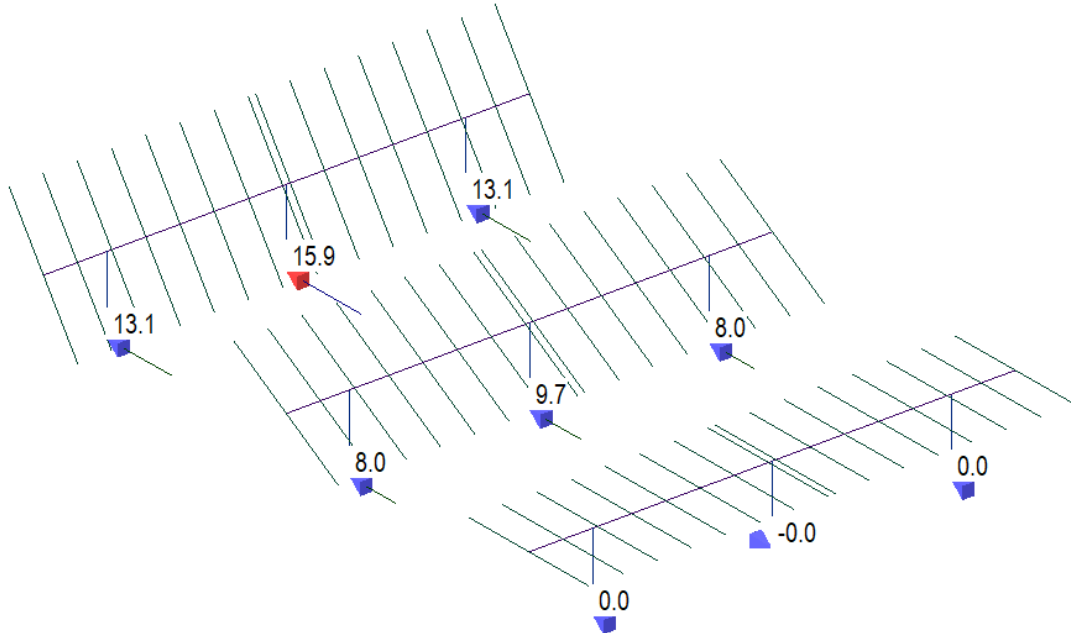


Figure 8-3 — Massime reazioni vincolari in direzione Y, combinazione di involuppo SLU

8.2 Azioni interne

Si riportano i diagrammi di involucro delle azioni interne delle combinazioni SLU. Le azioni sono riferite agli assi locali degli elementi.

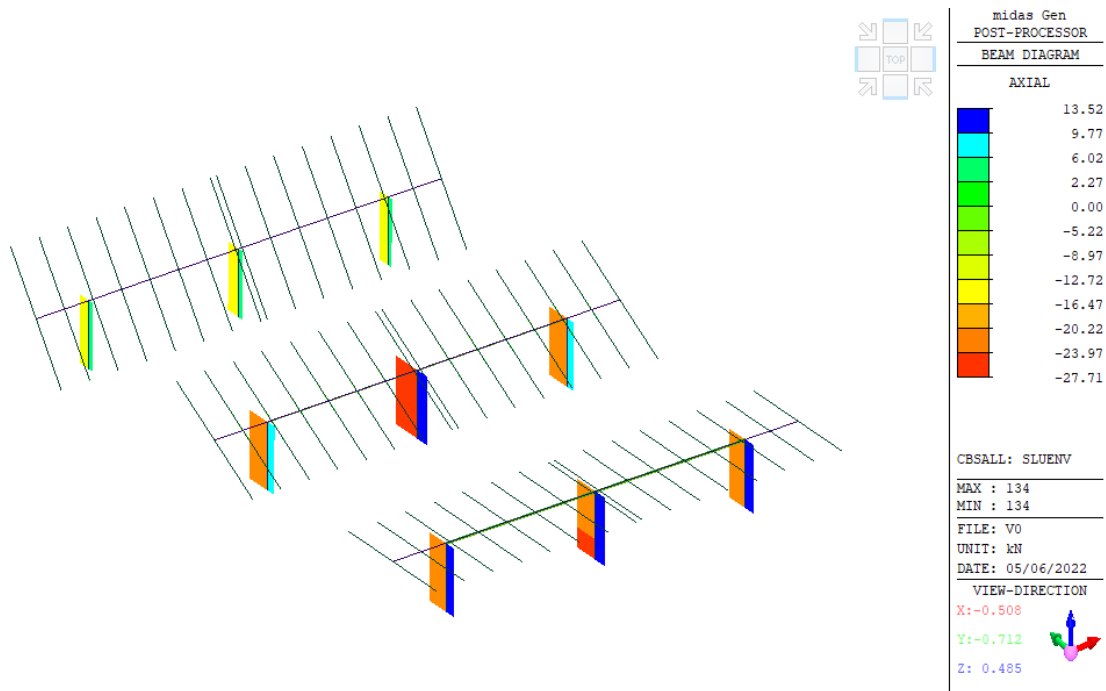


Figure 8-4 — Azione assiale, involucro SLU

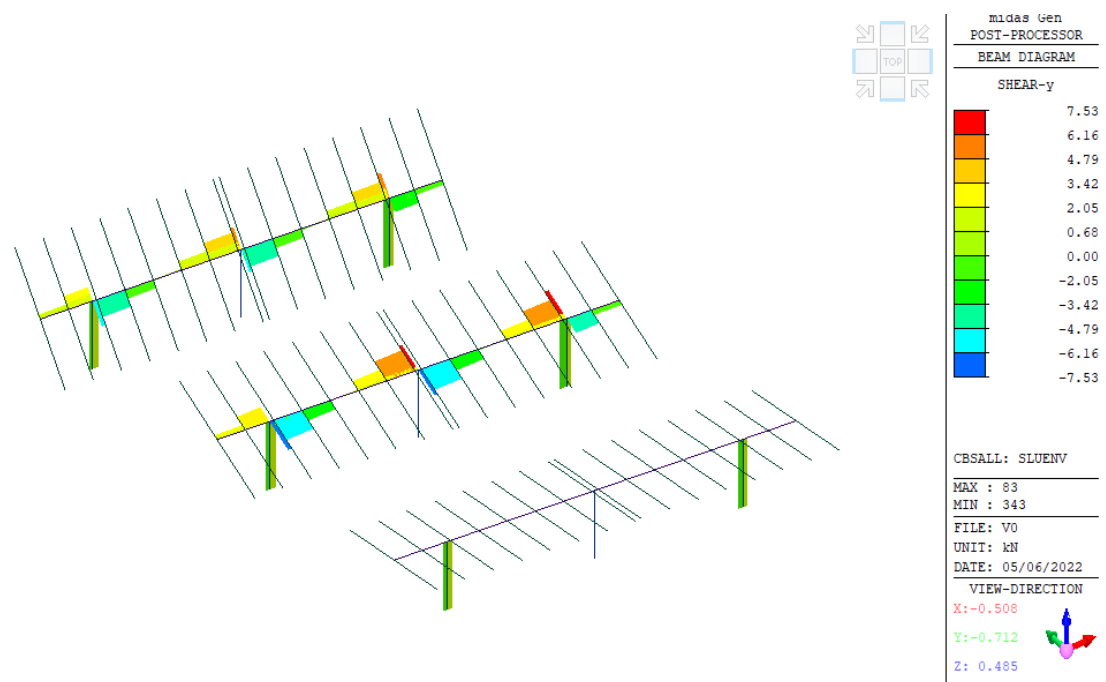


Figure 8-5 — Taglio F_y , involucro SLU

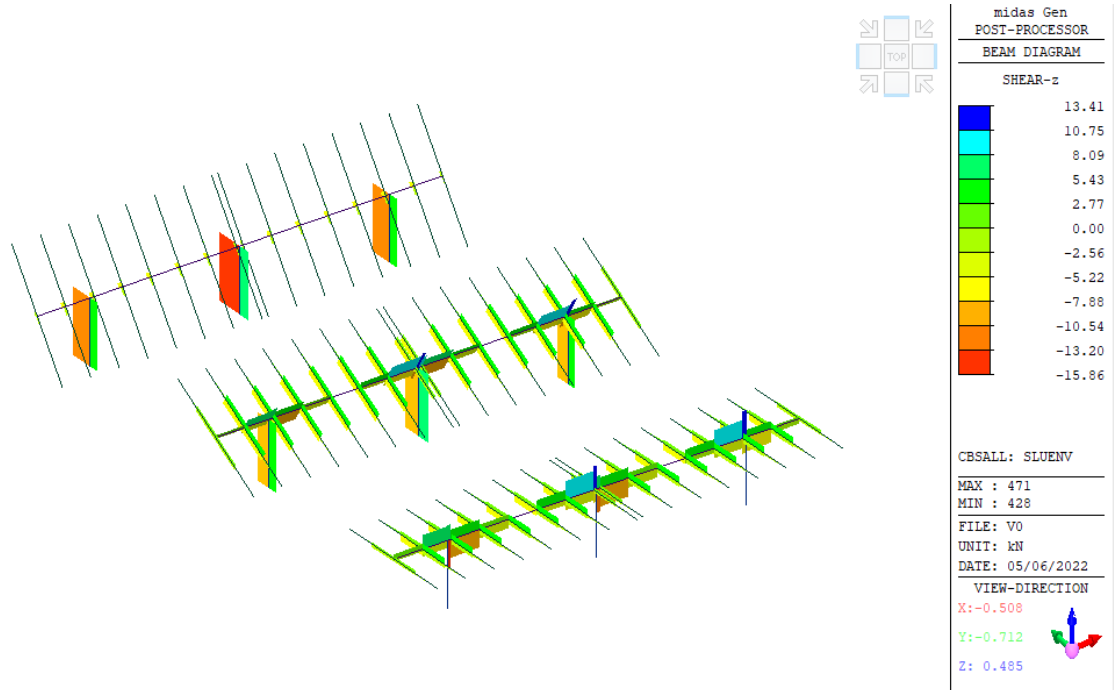


Figure 8-6 — Taglio Fz, involucro SLU

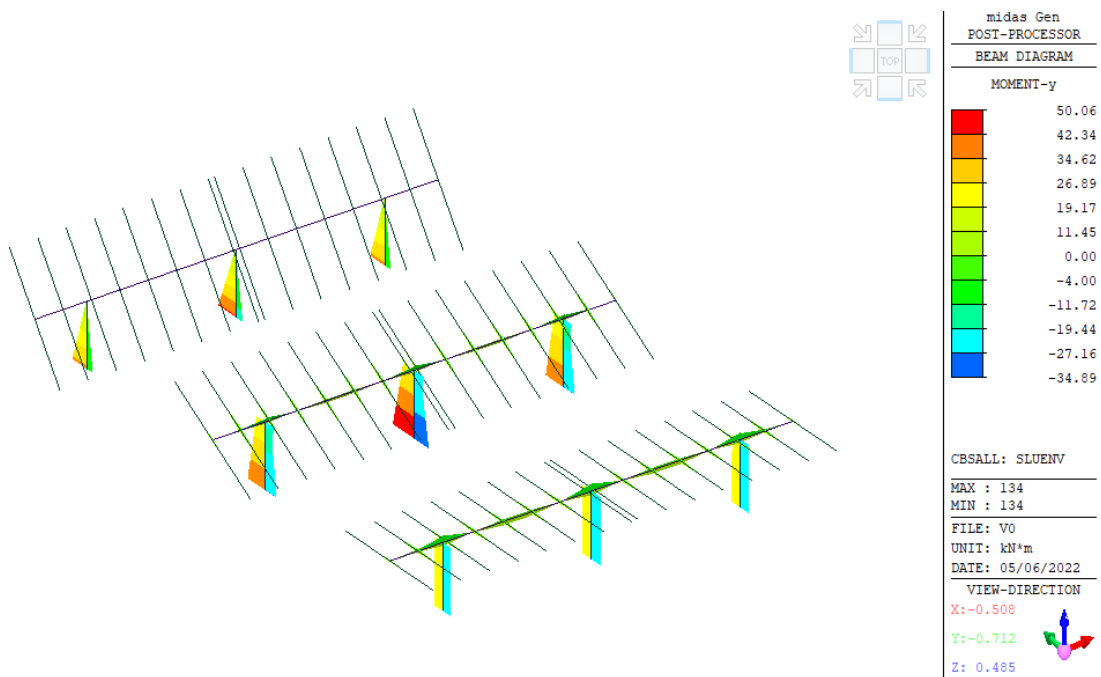


Figure 8-7 — Momento flettente My, involucro SLU

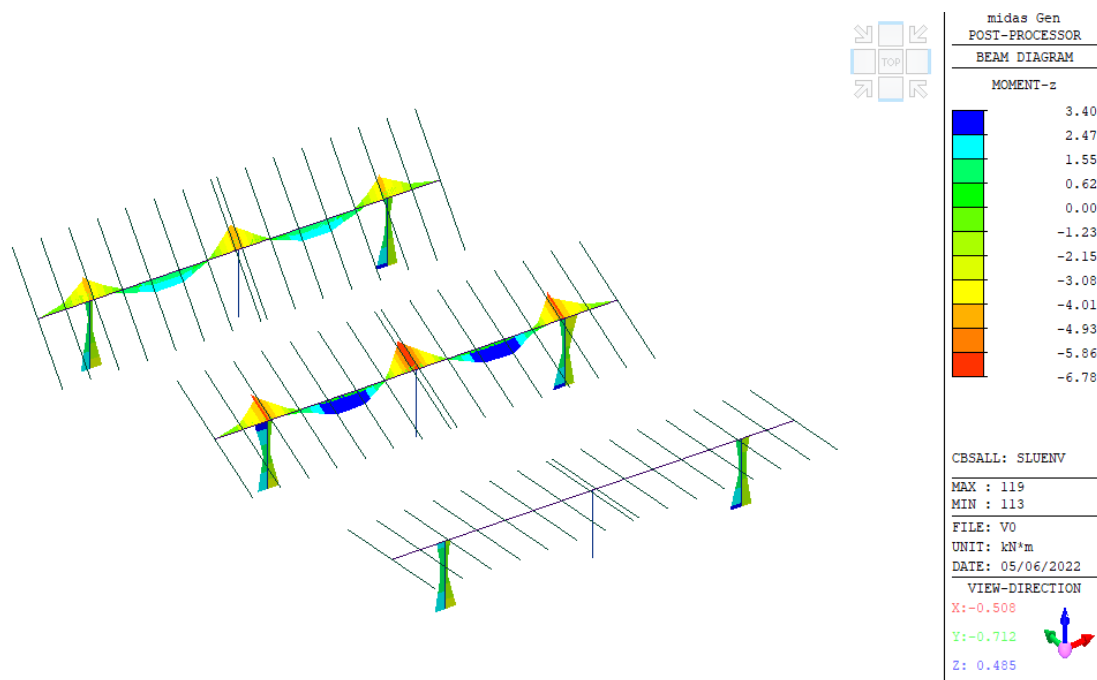


Figure 8-8 — Momento flettente Mz, involucro SLU

8.3 Deformazioni in esercizio

Si riportano le deformazioni delle strutture nelle condizioni di esercizio.

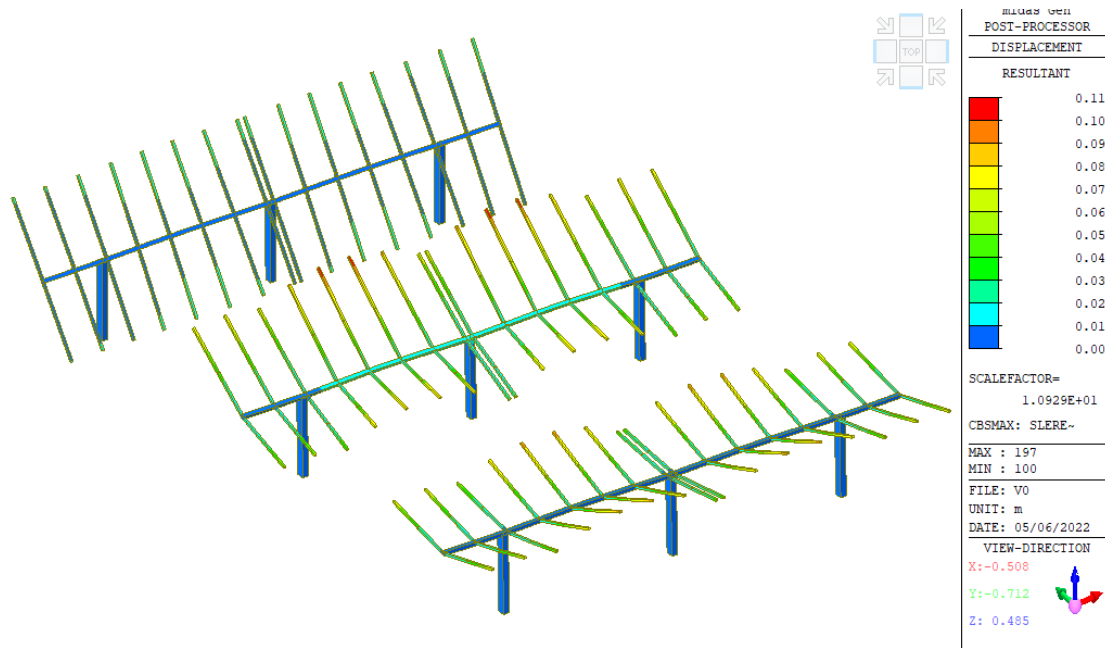


Figura 8-9 — Massimi spostamenti positivi in combinazione SLE rara

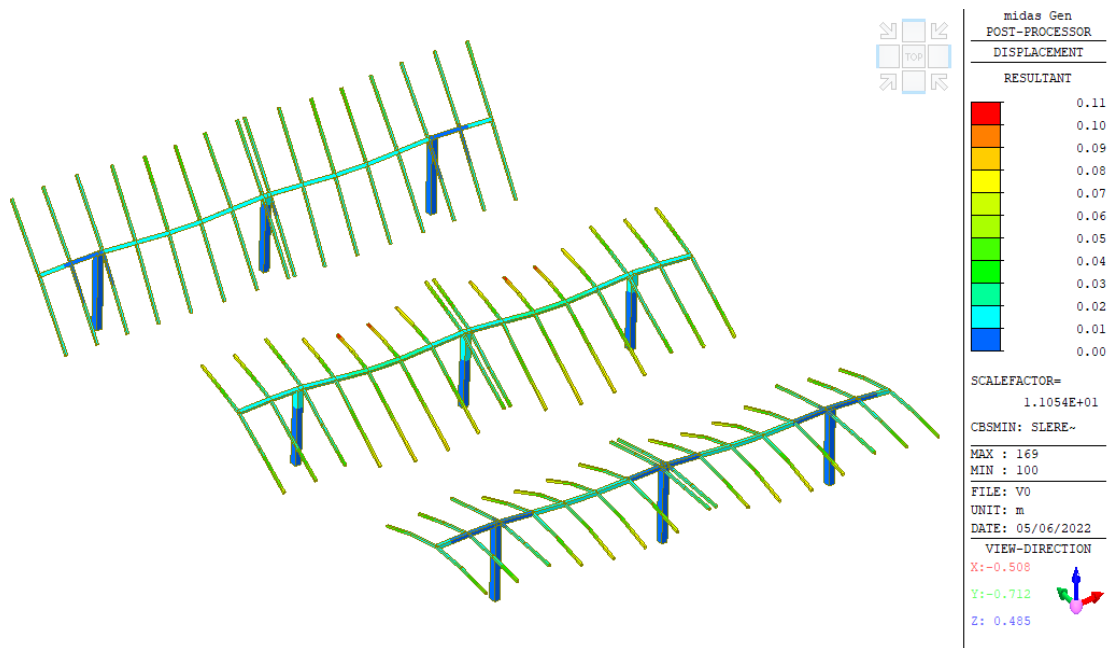



Figura 8-10 — Massimi spostamenti negativi in combinazione SLE rara

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 39	
		Stato di Validità	Numero Revisione
			00

8.3 Verifica montanti

Di seguito viene riportata la verifica strutturale dei montanti verticali. Si fa riferimento al montante più critico, ovvero quello centrale nel Modello B (configurazione con inclinazione 30°).

PROPRIETÀ SEZIONALI			
Tipo profilo		50x280x100x4	
Area lorda della sezione	Ag =	2920.0	mm ²
Altezza totale della sezione	h =	280.0	mm
Momento di inerzia rispetto all'asse orizzontale	Jy =	27853100	mm ⁴
Momento di inerzia rispetto all'asse verticale	Jz =	7354500	mm ⁴
Distanza del baricentro dal lembo superiore	dyg+ =	140.0	mm
Distanza del baricentro dal lembo inferiore	z _g =	140.0	
Modulo di resistenza elastico della sezione	Wel,y =	198950	mm ³
Posizione del baricentro rispetto al lembo sinistro	yg =	100.0	
Modulo di resistenza per momento in direzione Z	Wel,z =	76610.0	mm ³
MATERIALI			
Tensione di snervamento dell'acciaio	f _y =	355	MPa
Tensione di rottura dell'acciaio	f _u =	510	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 =	4.00	mm
Tensione di snervamento a seguito del processo di piegatura	f _{ya} =	378.8	MPa ⁴ [3.1]
AZIONI SULL'ELEMENTO			
Azione assiale	N =	27.71	kN
Eccentricità y	e _{N,y} =	0	mm
Eccentricità z	e _{N,z} =	5	mm
Taglio sollecitante dir. Y	V _{Ed,y} =	0	kN
Taglio sollecitante dir. Z	V _{Ed,z} =	9.71	kN
Momento per eccentricità Z	ΔM _y =	0.14	kN m
Momento per eccentricità Y	ΔM _z =	0.00	kN m
Momento sollecitante Y	M _{Sd,y} =	50.06	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) =	0.025	(1)
Coefficiente di sfruttamento per momento flettente in dir. Y	(M _{y,Sd} + ΔM _y) / (f _y * W _{eff,y} / γ _m) =	0.699	(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)
Coefficiente di sfruttamento a pressoflessione	(1)+(2)+(3)	0.724	<1 verificato
Resistenza a taglio dir. Z			
Deformazione al limite elastico	f _y /E	ε =	0.002
Altezza inclinata dell'anima		s _w =	280.00 mm
Spessore delle anime resistenti a taglio		t =	4.00 mm
Snellezza relativa dell'anima	(s _w /t) / (86.4 ε)	λ _w =	4.5
Tensione di instabilità per taglio	0.67 f _y / λ _w	f _{bw} =	12.6 MPa
Inclinazione dell'anima		p =	1.571 rad
Altezza dell'anima misurata tra linee d'asse delle ali		h _w =	560 mm
Resistenza all'instabilità per taglio	h _w / senp * t * f _{bw} / γ _{m1}	V _{b,Rd} =	26.8 kN [†] [5.13]
Resistenza plastica a taglio	h _w / senp * t * f _y / √3 / γ _{m0}	V _{pl,Rd} =	116.6 kN [†] [5.14]
Coefficiente di sfruttamento a taglio della sezione in direzione Z		V _{Ed} / V _{Rd} =	0.36 <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 =	0.131	
Contributo del momento Y al coefficiente di utilizzo	(M _{Sd,y} / M _{Rd,y}) ² =	0.487	
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	0.617	<1 verificato

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

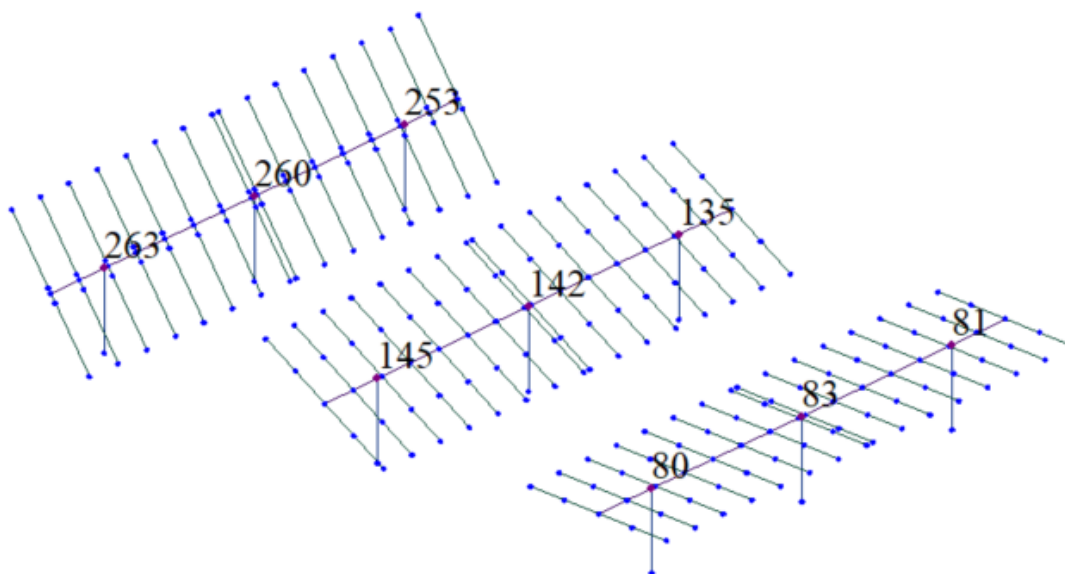


Figura 8-11 – Identificazione nodi di testa montanti

Modello A – Inclinazione 0°						
Numero nodo	Dx (cm)	Dy (cm)	Dz (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)	Rz (rad)
80	0.192998	-0.742799	-0.006442	0.005824	0.001061	0.000219
81	-0.193048	-0.742747	-0.006442	0.005824	-0.001062	0.000210
83	-0.001480	-0.826869	-0.007377	0.006489	-0.000035	0.000010
Modello B – Inclinazione 30°						
Numero nodo	Dx (cm)	Dy (cm)	Dz (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)	Rz (rad)
135	-0.193018	-1.265592	-0.007107	0.008937	-0.001061	0.001934
142	-0.000052	-1.553468	-0.008448	0.011000	-0.000000	0.000001
145	0.193028	-1.265441	-0.007107	0.008936	0.001062	-0.001937
Modello C – Inclinazione 55°						
Numero nodo	Dx (cm)	Dy (cm)	Dz (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)	Rz (rad)
253	-0.193017	-0.927616	-0.003797	0.005661	-0.001061	0.002428
260	0.000008	-1.101980	-0.004364	0.006684	0.000000	-0.000000
263	0.193028	-0.927540	-0.003796	0.005660	0.001062	-0.002428

Le colonne subiscono in testa uno spostamento orizzontale massimo di 1.55 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:

$$255/150 = 1.7 \text{ cm} > 1.55 \text{ cm}$$

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

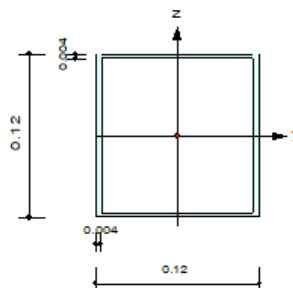
8.4 Verifica travi principali

Di seguito viene riportata la verifica strutturale delle travi principali.

Si fa riferimento alla profilo più critico, ovvero quello centrale nel Modello B (configurazione con inclinazione 30°).

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	83
Material	S275 (No:3) ($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	RHS-CF 120X120X4 UNI7812 (No:2) (Rolled : RHS-CF 120X120X4 UNI7812).
Member Length	: 0.15811



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 0.53794$ (LCB: 5, POS:J)
Bending Moments	$M_y = 4.91397$, $M_z = -1.4763$
End Moments	$M_{yi} = 3.90529$, $M_{yj} = 4.91397$ (for Lb) $M_{yi} = 3.90529$, $M_{yj} = 4.91397$ (for Ly) $M_{zi} = -1.0984$, $M_{zj} = -1.4763$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = 2.39748$ (LCB: 5, POS:J) $F_{zz} = -8.0693$ (LCB: 8, POS:I)

Depth	0.12000	Web Thick	0.00400
Flg Width	0.12000	Top F Thick	0.00400
Web Center	0.11000	Bot.F Thick	0.00400
Area	0.00180	Asz	0.00095
Cyb	0.00505	Czb	0.00505
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.00000	Zbar	0.00000
Wely	0.00007	Welz	0.00007
ry	0.04697	rz	0.04697

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 5.98900$, $L_z = 5.98900$, $L_b = 5.98900$
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

$$KL/r = 127.5 < 200.0 \text{ (Memb:83, LCB: 2)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.538/471.690 = 0.001 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 4.9140/21.1535 = 0.232 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 1.4763/21.1535 = 0.070 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$R.BIM = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$$

$$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{\text{max}} = \text{MAX}[R.MNRd, R.BIM, (R.byN + R.byM)] = 0.303 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Torsion Strength

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 13.7517/15.1830 = 0.906 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.187 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.629 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

5. Deflection Checking Results

$$L/250.0 = 0.0046 > 0.0009 \text{ (Memb:86, LCB: 12, POS: 0.6m, Dir-Z)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

8.5 Verifica travi secondarie

Di seguito viene riportata la verifica strutturale delle travi secondarie. Si fa riferimento al profilo più critico appartenente al Modello B (configurazione con inclinazione 30°).

PROPRIETÀ SEZIONALI

Tipo profilo		25x70x50x3
Area lorda della sezione	Ag =	650.0 mm ²
Altezza totale della sezione	h =	70.0 mm
Momento di inerzia rispetto all'asse orizzontale	Jy =	458300 mm ⁴
Momento di inerzia rispetto all'asse verticale	Jz =	425300 mm ⁴
Distanza del baricentro dal lembo superiore	dyg+ =	35.0 mm
Distanza del baricentro dal lembo inferiore	zg =	35.0
Modulo di resistenza elastico della sezione	Wel,y =	13090 mm ³
Posizione del baricentro rispetto al lembo sinistro	yg =	50.0
Modulo di resistenza per momento in direzione Z	Wel,z =	9050.0 mm ³

MATERIALI

Tensione di snervamento dell'acciaio	fyb =	275 MPa
Tensione di rottura dell'acciaio	fu =	430 MPa
Modulo elastico	E =	210000 MPa
Coefficiente di sicurezza per resistenza	Ym0 =	1.05
Coefficiente di sicurezza per instabilità	Ym1 =	1.05
Coefficiente per processo di formatura	k =	7
Numero di pieghe a 90°	n =	4
Spessore nominale dell'elemento	t =	3.00 mm
Tensione di snervamento a seguito del processo di piegatura	fya =	335.1 MPa ⁴ [3.1]

AZIONI SULL'ELEMENTO

Azione assiale	N =	0.22 kN
Eccentricità y	eN,y =	0 mm
Eccentricità z	eN,z =	5 mm
Taglio sollecitante dir. Y	VEd,y =	0 kN
Taglio sollecitante dir. Z	VEd,z =	3.46 kN
Momento per eccentricità Z	ΔMy =	0.00 kN m
Momento per eccentricità Y	ΔMz =	0.00 kN m
Momento sollecitante Y	MSd,y =	4.03 kN m
Momento sollecitante Z	MSd,z =	0.00 kN m

VERIFICHE DI RESISTENZA

Resistenza combinata di trazione o compressione e flessione

Coefficiente di sfruttamento per azione assiale	Nsd/(fy Ag) =	0.001 (1)
Coefficiente di sfruttamento per momento flettente in dir. Y	(My,Sd+ΔMy)/(fy *W _{eff,y} /γ _m) =	0.965 (2)
Coefficiente di sfruttamento per momento flettente in dir. Z	(Mz,Sd+ΔMz)/(fy *W _{eff,z} /γ _m) =	0.000 (3)
Coefficiente di sfruttamento a pressoflessione	(1)+(2)+(3)	0.966 <1 verificato

Resistenza a taglio dir. Z

Deformazione al limite elastico	fyb/E	ε =	0.002
Altezza inclinata dell'anima		sw =	70.00 mm
Spessore delle anime resistenti a taglio		t =	3.00 mm
Snellezza relativa dell'anima	(sw/t)/(86.4 ε)	λ _w =	1.7
Tensione di instabilità per taglio	0.67 fyb / λ _w	f _{bw} =	78.4 MPa
Inclinazione dell'anima		p =	1.571 rad
Altezza dell'anima misurata tra linee d'asse delle ali		hw =	140 mm
Resistenza all'instabilità per taglio	hw/senp * t * fbw / γ _{m1}	V _{b,Rd} =	31.4 kN [*] [5.13]
Resistenza plastica a taglio	hw/senp * t * fyb / √3 / γ _{m0}	V _{pl,Rd} =	25.8 kN [*] [5.14]
Coefficiente di sfruttamento a taglio della sezione in direzione Z		VEd/V _{Rd} =	0.13 <1 verificato

Resistenza combinata taglio-momento

Contributo del taglio dir. Y al coefficiente di utilizzo	(VSd,y/VRd,y) ² =	0
Contributo del taglio dir. Z al coefficiente di utilizzo	(VSd,z/VRd,z) ² =	0.018
Contributo del momento Y al coefficiente di utilizzo	(MSd,y/MRd,y) ² =	0.931
Contributo del momento Z al coefficiente di utilizzo	(MSd,z/MRd,z) ² =	0.000
Coefficiente di utilizzo della sezione resistente	c.u. max	0.949 <1 verificato

9 DIMENSIONAMENTO DEI PALI DI FONDAZIONE

Come riportato nel paragrafo 3.3, si ipotizza di adottare per le fondazioni degli inseguitori solari la soluzione con pali infissi della stessa tipologia dei montanti, ovvero OMEGA 50x280x100 sp = 4 mm.

Si riporta la valutazione della capacità portante mediante metodi statici.

9.1 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.

PALI INFISSI	τ_s	$K \sigma_{vo}' \tan \delta$	<i>strati incoerenti</i>	
			αC_u	<i>strati coesivi</i>
C_u		35 KPa		
α		0.89	1-0.011(C_u -25) per 25 < C_u < 70 Kpa	
δ/ϕ'		0.7	rapporto tra interfaccia palo/terreno e angolo attrito terreno	
K		0.9	per profili aperti infissi con compattazione del terreno trascurabile	
$P_{profilo}$	custom	m	1.528	perimetro esterno superfici contatto profilo


STRATO	z_{sup} m	z_{inf} m	z_m m	h m	ϕ' °	δ °	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	presenza falda	γ kN/m ³	$\sigma_{vo}'(z_{inf})$ kN/m ²	$\sigma_{vo}'(z_m)$ kN/m ²	τ_s kN/m ²	Sl m ²	S.i kN
1.0	0.00	0.20	0.10	0.20	34.30	24.01	19.00	9.00	NO	19.00	3.80	1.90	0.76	0.31	0.23
	0.20	0.40	0.30	0.20	34.30	24.01	19.00	9.00	NO	19.00	7.60	5.70	2.29	0.31	0.70
	0.40	0.60	0.50	0.20	34.30	24.01	19.00	9.00	NO	19.00	11.40	9.50	3.81	0.31	1.16
2.0	0.60	0.80	0.70	0.20	34.30	24.01	19.00	9.00	NO	19.00	15.20	13.30	5.33	0.31	1.63
	0.80	1.00	0.90	0.20	34.30	24.01	19.00	9.00	NO	19.00	19.00	17.10	6.86	0.31	2.09
	1.00	1.20	1.10	0.20	34.30	24.01	19.00	9.00	NO	19.00	22.80	20.90	8.38	0.31	2.56
	1.20	1.40	1.30	0.20	34.30	24.01	19.00	9.00	NO	19.00	26.60	24.70	9.90	0.31	3.03
	1.40	1.60	1.50	0.20	34.30	24.01	19.00	9.00	NO	19.00	30.40	28.50	11.43	0.31	3.49
3.0	1.60	1.80	1.70	0.20	17.10	11.97	19.00	9.00	NO	19.00	34.20	32.30	31.15	0.31	9.52
	1.80	2.00	1.90	0.20	17.10	11.97	19.00	9.00	NO	19.00	38.00	36.10	31.15	0.31	9.52
	2.00	2.20	2.10	0.20	17.10	11.97	19.00	9.00	NO	19.00	41.80	39.90	31.15	0.31	9.52
	2.20	2.40	2.30	0.20	17.10	11.97	19.00	9.00	NO	19.00	45.60	43.70	31.15	0.31	9.52

S_k 52.98

L_{palo}	m	2.40	lunghezza di infissione palo
$W_{profilo}$	kN/m	0.165	peso per unità di lunghezza del profilo
$W_{p,k}$	kN/m	0.40	peso totale del palo
$\gamma_{G1,sfav}$		1.3	coefficiente sulle azioni in condizione sfavorevole
W_p	kN	0.51	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	46.07	portata laterale per palo compresso
$S_{d,N+}$	kN	42.38	portata laterale per palo teso
ξ		1.4	coefficiente di correlazione per numero di prove
$Q_{d,N-}$	$S_{d,N-} \cdot W_p$	kN	32.54 portata utile palo a piano campagna (palo compresso)
$Q_{d,N+}$	$S_{d,N+} \cdot W_p$	kN	30.55 portata utile palo a piano campagna (palo teso)

La portata limite per palo compresso è pari a 32.57 kN, maggiore della massima resistenza a compressione richiesta (27.7 kN), la verifica a compressione risulta soddisfatta.

La portata limite per palo teso è 30.53 kN, maggiore della massima resistenza a trazione richiesta (13 kN), la verifica a sfilamento risulta quindi soddisfatta.

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 44	
		Stato di Validità	Numero Revisione
			00

9.2 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, considerando i parametri meccanici dello strato coesivo.

INPUTS			
Geometria			
Dimensione sezionale del palo	d =	0.20 m	
Lunghezza palo	L =	2.40 m	
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	46.95 kN m	
Altezza tra forza orizzontale e p.c.	e =	0.00 m	
Parametri geotecnici			
Coezione non drenata	$C_u =$	35.00 kN/m ²	
Coefficienti parziali			
Coefficiente parziale SLU per pali soggetti a carichi trasversali	$\gamma_r =$	1.30	¹ Tab.6.4.VI
Fattore di correlazione	$\zeta =$	1.70	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 =	63.00 kN/m ²
Rapporto eccentricità carico - dimensione sezionale palo		e / d =	0.00
Rapporto lunghezza - dimensione sezionale palo		L / d =	12.00
Meccanismo di palo corto			
Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_c = f(C_u, d, L, e)$	$H_c =$	45.39 kN
Momento massimo	$M_{max} = C_u \cdot d^3 \cdot (4.5 \cdot (L/d)^2 - 10.125)$	$M_{max} =$	15.43 kN m
Meccanismo di palo lungo			
Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_L = f(C_u, d, M_y)$	$H_L =$	60.30 kN
Meccanismo di rottura			
Resistenza di calcolo del palo a forze orizzontali		Meccanismo di palo corto $H_D =$	20.54 kN

La resistenza ai carichi laterali ottenuta è maggiore della massima azione laterale richiesta (15.9 kN), la verifica è soddisfatta.

9.3 Osservazioni

Essendo il sito un ex aeroporto militare la presenza della pista di atterraggio asfaltata nella parte centrale, rende difficoltosa l'infissione dei montanti ricadenti in tale area. Per i montanti interessati si prevede in una tipologia costruttiva differente rispetto all'infissione che consiste in perforazione con estrazione di materiale, inserimento del profilo del montante e successivamente getto di materiale misto cementato all'interno del foro fino a saturazione. Tale tecnica costruttiva potrà essere adottata anche in altre zone dell'area qualora l'infissione diretta risulti critica. In fase esecutiva verranno effettuate prove di pull-out per ottimizzare il dimensionamento dei pali di fondazione e relativa profondità di infissione.

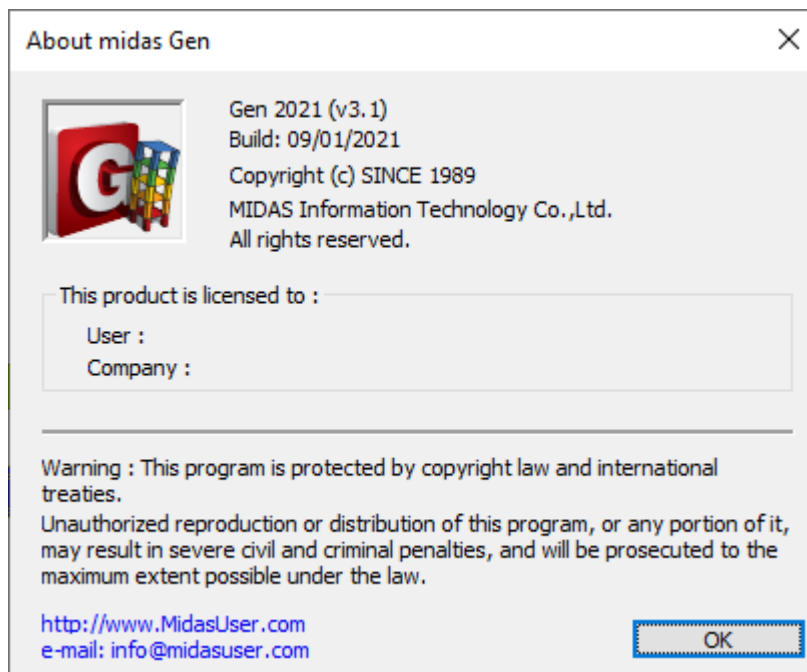
	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 45	
		Stato di Validità	Numero Revisione
			00

10 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.

Descrizione del software di calcolo utilizzato

In base a quanto richiesto al par. 10.2 delle NTC2018 si dichiara che il software utilizzato per le analisi è MIDAS Gen 2021 (v.3.1) distribuito da HARPACEAS s.r.l. (www.harpaceas.it) e di estesa commercializzazione.



La documentazione fornita è costituita dal manuale d'uso che riporta le indicazioni relative ai comandi del programma, alle funzioni implementate, all'interpretazione dei dati di input e dei risultati.

Il distributore espone la relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi di MIDAS/Gen. Si fa presente che sul sito www.MidasUser.com è disponibile sia il manuale teorico del solutore, sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si rimanda al sito del distributore per un'analisi più approfondita della documentazione.

Il motore di calcolo adottato da MIDAS/Gen è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

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.

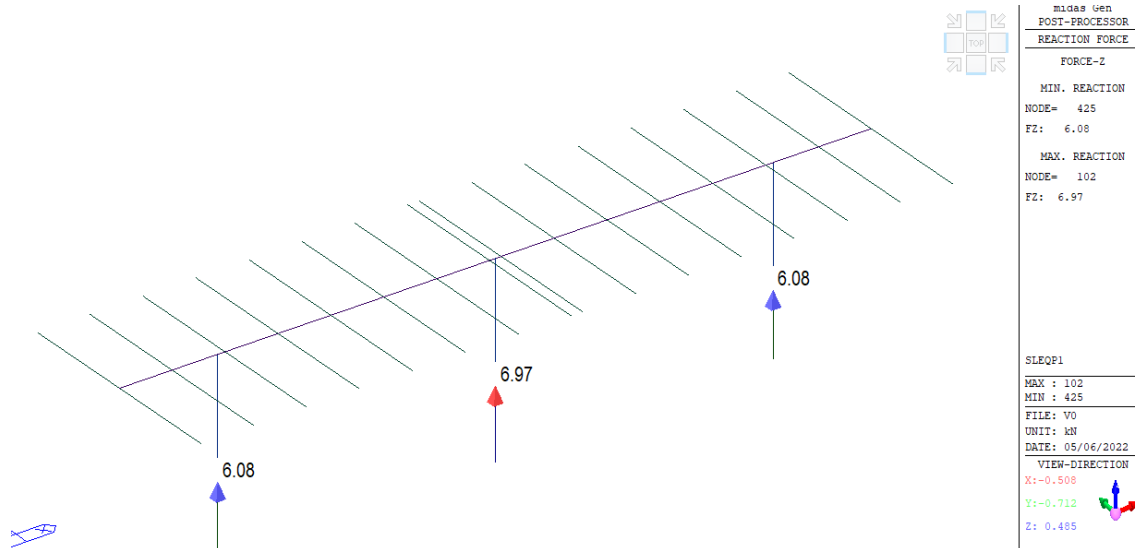



Figura 10-1 – Reazioni da modello FEM

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	32.6	32.6	912.8	8.95
Travi longitudinali (principali)	Quadrato cavo - 120x120x4	1	16.21	kg/m	14.57	236.18	236.18	2.32
Travi trasversali (secondarie)	Omega - 25x70x50x3	16	4.96	kg/m	6.12	30.36	485.68	4.76
Montanti	Omega - 50x280x100x4	3	2.55	kg/m	22.92	58.45	175.34	1.72
							Totale [kN]	17.75
							Reazioni da FEM [kN]	19.13
							Scarto [%]	7.78

Figura 10-2 – Reazioni da calcolo manuale

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

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 47	
		Stato di Validità	Numero Revisione
			00

11 DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE PLATEE CABINE

Le opere civili di cui si riportano le valutazioni strutturali sono le platee di fondazione dei seguenti fabbricati o container predisposti per contenere le apparecchiature elettriche:

- Cabina MTR (Main Technical Room);
- Uffici;
- Cabina Power Station Impianto PV;
- Cabina Power Station BESS;
- Batterie – ESS Racks;
- DC Box;
- Magazzini parti di ricambio.

Le dimensioni geometriche sono riportate nell'elaborato "Layout e viste cabinati" (082600BEDP00028).

Per la cabina MTR e gli uffici si riportano le seguenti verifiche:

- Verifica a ribaltamento: i coefficienti di moltiplicazione delle azioni corrispondono allo stato limite EQU della norma (tab. 6.2.I NTC2018)
- Verifica a scorrimento sul piano di posa: la verifica viene effettuata sulla base della combinazione A1+M1+R3 di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2. I coefficienti parziali sono quelli riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, in presenza di azioni sismiche, nelle tabella 7.11.II.
- Verifica della capacità portante: la verifica viene effettuata sulla base della combinazione A1+M1+R3 di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2. I coefficienti parziali sono quelli riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, mentre, in presenza di azioni sismiche, nelle tabella 7.11.II.


Per le cabine contenenti i trasformatori, essendo costituite da container metallici, si riporta la sola verifica di capacità portante.

Le verifiche a capacità portante sono state condotte utilizzando la relazione di Terzaghi, integrata con gli opportuni coefficienti correttivi:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

- N_{γ} N_c N_q fattori di capacità portante
- s_{γ} s_c s_q fattori di forma della fondazione
- i_{γ} i_c i_q fattori di inclinazione del carico (posto pari a 1 essendo soddisfatta la verifica a scorrimento globale)
- b_{γ} b_c b_q fattori di inclinazione della base della fondazione (posti pari ad 1)
- g_{γ} g_c g_q fattori di inclinazione del piano di campagna (posti pari ad 1)
- d_c d_q fattori di profondità del piano di posa della fondazione
- B' larghezza efficace della fondazione

I parametri geotecnici utilizzati per il dimensionamento sono riportati al paragrafo 3.3. Lo strato su cui posa la platea è un terreno sabbioso, incoerente, si considerano quindi condizioni drenate.

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 48	
		Stato di Validità	Numero Revisione
			00

11.1 CABINA MAIN TECHNICAL ROOM (MTR)

La Main Tecnical Room (MTR) è un locale monopiano destinato ad accogliere quadri elettrici.

La cabina in esame ha dimensioni in pianta 15x10 m e un'altezza di 4.50 m. Per stimare i carichi a favore di sicurezza si ipotizza che l'edificio sia realizzato con struttura in calcestruzzo armato prefabbricato con travi e pilastri in calcestruzzo armato vibrato e tegoli di copertura in calcestruzzo armato precompresso.

Come opera fondazionale si predispone una platea in calcestruzzo armato gettata in opera di spessore generale pari a 25 cm. Si prevede di posare una pavimentazione flottante di spessore pari a 90 cm, quindi, tenendo conto che il finito interno della cabina sarà posto 25 cm al di sopra del piano campagna e considerando lo spessore del pavimento flottante, la quota di imposta della platea sarà a -0.90 m rispetto al piano campagna. Al di sotto del piano di posa si prevede di disporre uno strato di calcestruzzo magro dello spessore di 10 cm.

Come armatura per la platea di fondazione si prevede doppia rete elettrosaldata $\Phi 12$ maglia 20x20 cm.

DIMENSIONI INGOMBRO CABINA MTR

l_x	15 m	lunghezza cabina
l_y	10 m	larghezza cabina
l_z	4.5 m	altezza cabina
Perimetro	50 m	
Area	150 mq	

DIMENSIONI PLATEA DI FONDAZIONE

Platea

$L_{x,min}$	$l_x + 0.2 l_z$	15.9 m	lunghezza basamento minima
$L_{y,min}$	$l_y + 0.2 l_z$	10.9 m	larghezza basamento minima
$L_{x,eff}$		16 m	lunghezza basamento adottata
$L_{y,eff}$		11 m	larghezza basamento adottata
h		0.25 m	spessore basamento
S_p		176 m ²	superficie di impronta basamento

CARICHI

Carichi permanenti strutturali (G1)

Platea	1100 kN
Pilastri	168.75 kN
Travi portanti copertura	164.06 kN
Travi di bordo copertura	93.75 kN
Tegoli di copertura	420.8 kN

Carichi permanenti non strutturali (G2)

<i>Pacchetto di finitura solaio di copertura</i>	
Ghiaietto	193.6 kN
Guaina bituminosa	17.6 kN
Getto completamento	2 kN
<i>Platea di fondazione</i>	
Pavimento	176 kN
<i>Pannelli di tamponamento</i>	
Pannelli	900 kN

Sovraccarichi (Q)

Neve	64.5 kN
Vento	38.96 kN
Carico Var. Cat E2	880 kN

Azione sismica (E)

F_h totale	1059.96 kN
--------------	------------

Si riporta il dimensionamento preliminare della platea di fondazione:

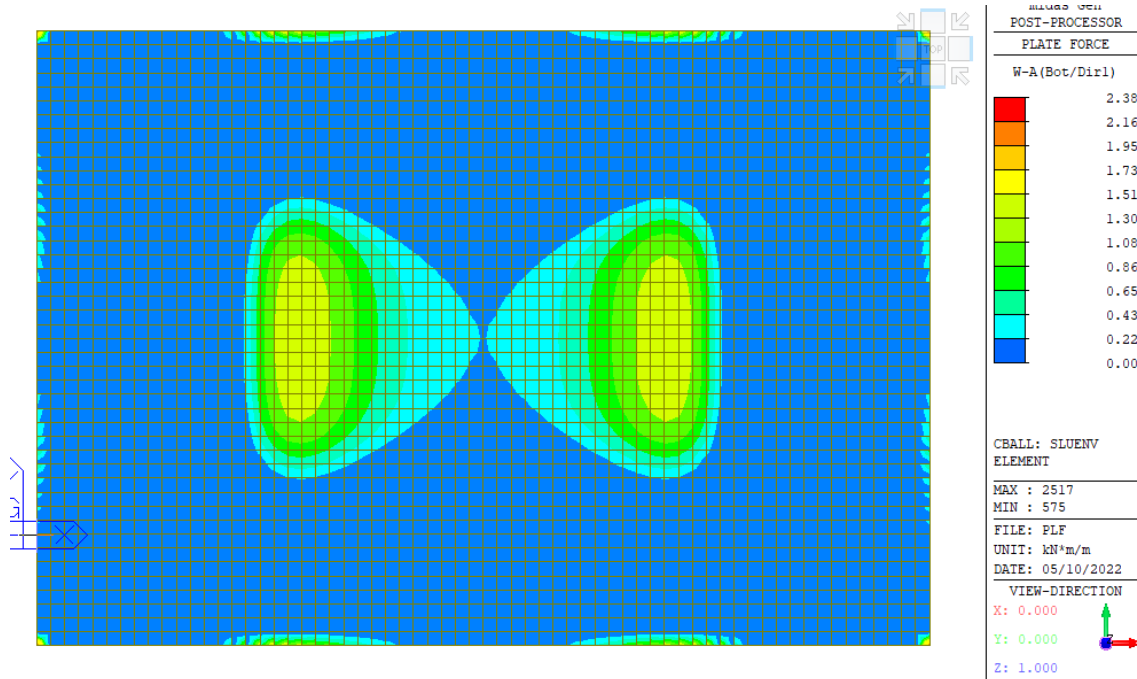


Figura 11-1 – Sollecitazioni flettenti – Involuppo SLU - Bottom, Direzione X

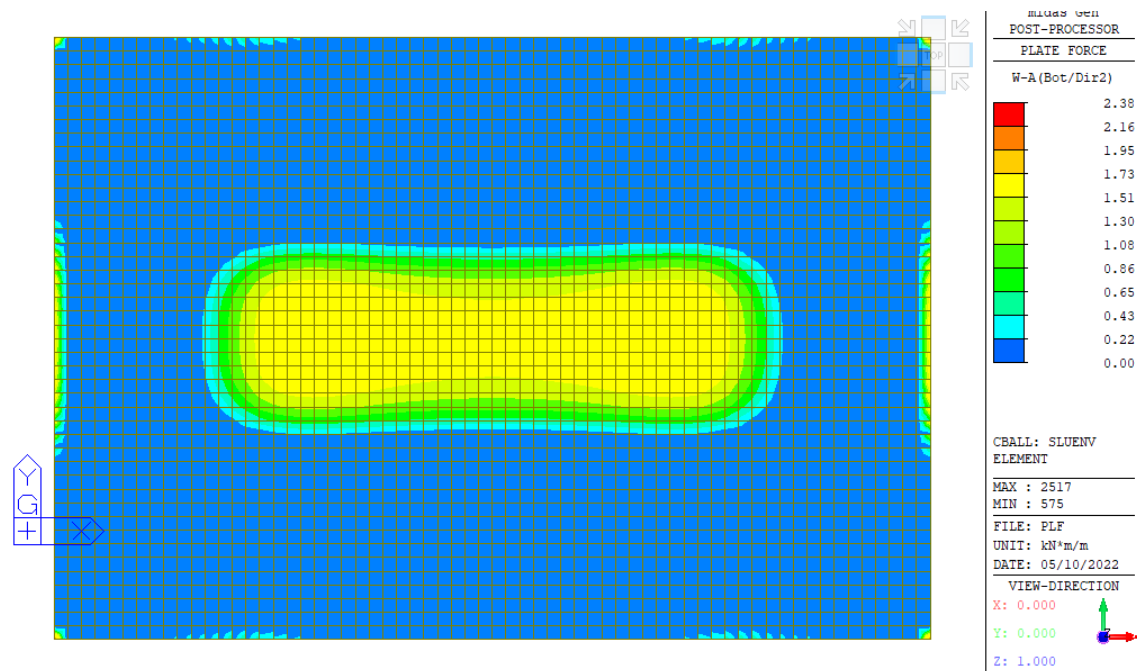


Figura 11-2 – Sollecitazioni flettenti – Involuppo SLU - Bottom, Direzione Y

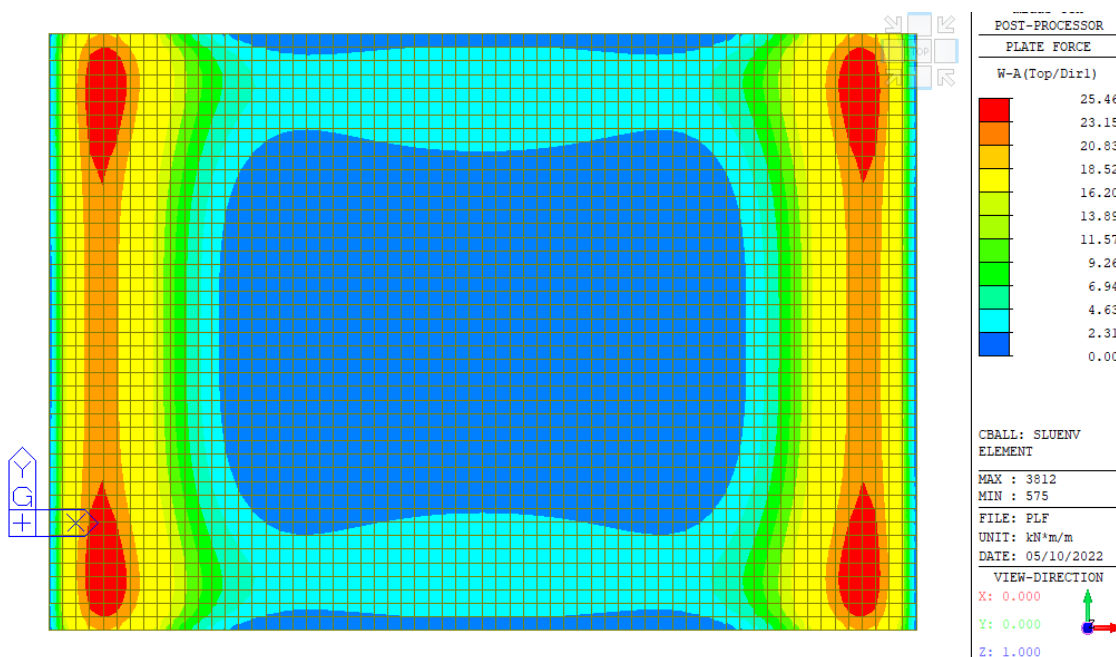


Figura 11-3 – Sollecitazioni flettenti – Involuppo SLU - Top, Direzione X

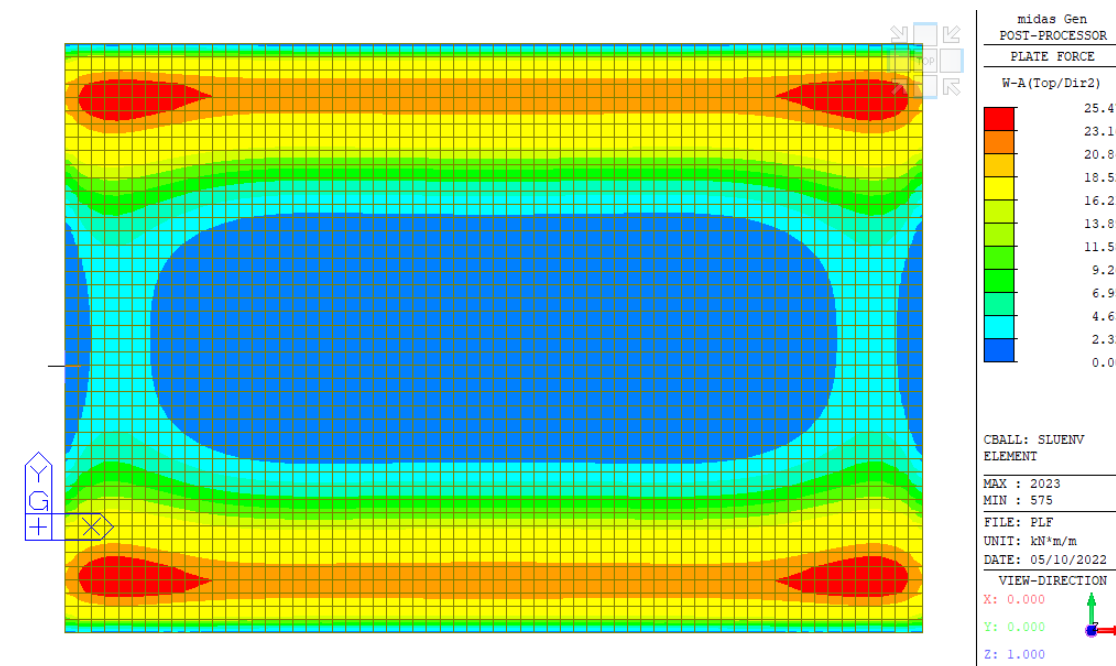


Figura 11-4 – Sollecitazioni flettenti – Involuppo SLU - Top, Direzione Y

Disponendo doppia rete elettrosaldata $\Phi 12$ maglia 20×20 cm in entrambe le direzioni, sia superiormente che inferiormente si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 42.68$ kNm, di cui si riporta il calcolo. In riferimento alla massima sollecitazione riscontrata $M_{Ed} = 25.47$ kNm si ottiene un coefficiente di sicurezza $C.S. = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.60$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: - □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	5,65	4
			2	5,65	19

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: **B450C** **C25/30**

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 42,68 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 18,45 ‰
 d 19 cm
 x 3,029 x/d 0,1594
 δ 0,7


Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Il quantitativo di armatura disposto soddisfa il minimo richiesto da Normativa:

INPUT					
Geometria					
Base		b =	100,00	cm	
Altezza		h =	25,00	cm	² §13.4.3
Copriferro		c =	4,00	cm	
Altezza utile		d =	19,20	cm	
Resistenza media a trazione calcestruzzo		f_{ctm} =	2,565	MPa	
Resistenza a snervamento dell'acciaio		f_{yk} =	450,00	MPa	
Armatura tesa disposta		A _s	5,65	cm ²	
CALCOLO AREA MINIMA					
Parametri calcolati					
Area di calcestruzzo		A _c =	2,500.00	cm ²	
Percentuale di armatura disposta		ρ =	0,23	%	
Calcolo Armatura minima					
		$0,26 f_{ctm}/f_{yk} b d$	A _{s,MIN1} =	2,85	cm ² ¹ §4.1.45
		$0,0013 b d$	A _{s,MIN2} =	2,50	cm ²
Armatura minima di progetto			A _{s,MIN} =	2,85	cm ²
Percentuale minima di armatura tesa			ρ_{MN} =	0,11	%

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 52	
		Stato di Validità	Numero Revisione
			00

Si riportano le verifiche di capacità portante:

DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE PLATEA

Verifica ribaltamento

N_{TOT}	3940.56 kN	
M_{STAB}	21673.09 kNm	
M_{RIB}	5458.80 kNm	
$FS = M_{STAB}/M_{RIB}$	3.97	OK

Verifica scorrimento

$\tan \hat{\sigma}$	0.42	
F_A	296.79 kN	
F_R	1661.86 kN	
$FS = F_R/F_A$	5.60	OK


Verifica capacità portante

Combinazione sismica

N_{TOT}	3940.56 kN	
M_{STAB}	21673.09 kNm	
M_{RIB}	4080.85 kNm	
u	4.46 m	
e_B	1.04 m	
e_L	0 m	
L^*	16 m	
B^*	8.93 m	
q_{lim}	5332.32 kN/mq	
P_{MAX}	27.58 kN/mq	0.28 kg/cmq
FS	193.32	OK

Combinazione fondamentale: carico vento principale

N_{TOT}	5833.75 kN	
M_{STAB}	32085.60 kNm	
M_{RIB}	262.96 kNm	
u	5.45 m	
e_B	0.05 m	
e_L	0 m	
L^*	16 m	
B^*	10.98 m	
q_{lim}	6866.01 kN/mq	
P_{MAX}	33.20 kN/mq	0.34 kg/cmq
FS	206.83	OK

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 53	
		Stato di Validità	Numero Revisione
			00

11.2 UFFICI

Le strutture adibite ad uffici hanno dimensioni in pianta di 14.7x6.05 m e un'altezza di 3 m. Per la stima dei carichi, a favore di sicurezza si ipotizza che l'edificio sia realizzato con le stesse caratteristiche già descritte per la cabina MTR.

Come opera fondazionale si predispose una platea in calcestruzzo armato gettata in opera di spessore generale pari a 25 cm. Tenendo conto che il finito interno della cabina sarà posto 25 cm al di sopra del piano campagna, la quota di imposta della platea sarà coincidente con il piano campagna. Al di sotto del piano di posa si prevede di disporre uno strato di calcestruzzo magro dello spessore di 10 cm.

Come armatura per la platea di fondazione si prevede doppia rete elettrosaldata $\Phi 12$ maglia 20x20 cm.

DIMENSIONI UFFICI

l_x	14.7 m	lunghezza cabina
l_y	6.05 m	larghezza cabina
l_z	3 m	altezza cabina
Perimetro	41.5 m	
Area	88.94 mq	

DIMENSIONI PLATEA DI FONDAZIONE

Platea

$L_{x,min}$	$l_x + 0.2 l_z$	15.3 m	lunghezza basamento minima
$L_{y,min}$	$l_y + 0.2 l_z$	6.65 m	larghezza basamento minima
$L_{x,eff}$		15.7 m	lunghezza basamento adottata
$L_{y,eff}$		7.05 m	larghezza basamento adottata
h		0.25 m	spessore basamento
S_p		110.685 m ²	superficie di impronta basamento

CARICHI

Carichi permanenti strutturali (G1)

Platea	691.78125 kN
Pilastri	112.5 kN
Travi portanti c.	160.78 kN
Travi di bordo c.	56.71875 kN
Tegoli	254.584 kN

Carichi permanenti non strutturali (G2)

<i>Pacchetto di finitura solaio di copertura</i>	
Ghiaietto	121.7535 kN
Guaina bituminosa	11.0685 kN
Getto completamento	2 kN
<i>Platea di fondazione</i>	
Pavimento	110.685 kN
<i>Pannelli di tamponamento</i>	
Pannelli	498 kN

Sovraccarichi (Q)

Neve	38.24 kN
Vento	36.37 kN
Carico Var. Cat B1	221.37 kN

Azione sismica (E)

F_h totale	397.60 kN
--------------	-----------

DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE PLATEA

Verifica ribaltamento

N_{TOT}	2086.28 kN	
M_{STAB}	7354.15 kNm	
M_{RIB}	1192.79 kNm	
$FS = M_{STAB}/M_{RIB}$	6.17	OK

Verifica scorrimento

$\tan \hat{\sigma}$	0.42	
F_A	111.33 kN	
F_R	879.85 kN	
$FS = F_R/F_A$	7.90	OK


Verifica capacità portante

Combinazione sismica

N_{TOT}	2086.28 kN	
M_{STAB}	7354.15 kNm	
M_{RIB}	596.39 kNm	
u	3.24 m	
e_B	0.29 m	
e_L	0 m	
L^*	15.7 m	
B^*	6.48 m	
q_{lim}	3393.59 kN/mq	
p_{MAX}	20.51 kN/mq	0.21 kg/cm ²
FS	165.44	OK

Combinazione fondamentale: carico vento principale

N_{TOT}	3035.66 kN	
M_{STAB}	10700.69 kNm	
M_{RIB}	163.68 kNm	
u	3.47 m	
e_B	0.05 m	
e_L	0 m	
L^*	16 m	
B^*	7.02 m	
q_{lim}	3728.12 kN/mq	
p_{MAX}	27.03 kN/mq	0.28 kg/cm ²
FS	137.93	OK

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 55	
		Stato di Validità	Numero Revisione
			00

11.3 CABINA POWER STATION IMPIANTO PV

La struttura in oggetto è solitamente costituita da un container all'interno del quale sono contenuti i trasformatori. Le dimensioni in pianta sono di 12.192x2.438 m e di altezza 5 m. Sottostante al locale viene prevista una vasca, per il contenimento degli oli del trasformatore e per il passaggio dei cavi elettrici dall'esterno all'interno della cabina box, di altezza netta 50 cm e totale pari a 70 cm (ipotizzando pari a 20 cm lo spessore del fondo). Per la stima dei carichi si è fatto riferimento alle specifiche tecniche delle apparecchiature.

Come opera fondazionale si predispone una platea in calcestruzzo armato gettata in opera di spessore generale pari a 25 cm. Tenendo conto che il finito interno della cabina sarà posto 25 cm al di sopra del piano campagna, tenendo conto della presenza della vasca, la quota di imposta della platea sarà - 0.70 m. Al di sotto del piano di posa si prevede di disporre uno strato di calcestruzzo magro dello spessore di 10 cm.

Come armatura per la platea di fondazione si prevede doppia rete elettrosaldata $\Phi 12$ maglia 20x20 cm.

DIMENSIONI POWER STATION PV

l_x	12.192 m	lunghezza
l_y	2.438 m	larghezza
l_z	5 m	altezza

DIMENSIONI PLATEA DI FONDAZIONE

$L_{x,min}$	$l_x + 0.2 l_z$	13.192 m	lunghezza basamento minima
$L_{y,min}$	$l_y + 0.2 l_z$	3.438 m	larghezza basamento minima
$L_{x,eff}$		13.2 m	lunghezza basamento adottata
$L_{y,eff}$		3.5 m	larghezza basamento adottata
S_p		46.2 m ²	superficie di impronta basamento
h		0.25 m	spessore basamento

DIMENSIONI VASCA OLIO E CAVI


l_x	12.192 m	lunghezza
l_y	2.438 m	larghezza
s	0.2 m	spessore pareti
h	0.5 m	altezza
$l_{x,olio}$	4.00 m	lunghezza compartimento olio
$l_{y,olio}$	2.438 m	larghezza compartimento olio

DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE PLATEA

W_{PLATEA}	288.75 kN	peso platea
$W_{APPARECCHIATURA}$	353.02 kN	peso apparecchiatura
W_{OLIO}	33.75 kN	peso olio
$W_{VASCA CAVI}$	233.96 kN	peso vasca
$W_{TERRENO}$	143.12 kN	peso terreno riempimento vasca cavi
W_{TOT}	1052.59 kN	peso totale

Verifica capacità portante

N_{TOT}	1578.89 kN	$W_{TOT} * 1.5$
L^*	13.2 m	
B^*	3.50 m	
q_{lim}	2052.61 kN/mq	
p_{MAX}	34.18 kN/mq	0.35 kg/cmq
FS	60.06	OK

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 56	
		Stato di Validità	Numero Revisione
			00

11.4 CABINA POWER STATION BESS

La struttura in oggetto è solitamente costituita da un container all'interno del quale sono contenuti i trasformatori. Le dimensioni in pianta sono di 12.192x2.438 m e di altezza 5 m. Sottostante al trasformatore viene prevista una vasca, per il contenimento degli oli del trasformatore e per il passaggio dei cavi elettrici dall'esterno all'interno della cabina box, di altezza netta 50 cm e totale pari a 70 cm (ipotizzando pari a 20 cm lo spessore del fondo). Per la stima dei carichi si è fatto riferimento alle specifiche tecniche delle apparecchiature.

Come opera fondazionale si predispone una platea in calcestruzzo armato gettata in opera di spessore generale pari a 25 cm. Tenendo conto che il finito interno della cabina sarà posto 25 cm al di sopra del piano campagna, e tenendo conto della presenza delle vasche la quota di imposta sarà a -0.70 m. Al di sotto del piano di posa si prevede di disporre uno strato di calcestruzzo magro dello spessore di 10 cm.

Come armatura per la platea di fondazione si prevede doppia rete elettrosaldata $\Phi 12$ maglia 20x20 cm.

DIMENSIONI POWER STATION BESS

l_x	12.192 m	lunghezza
l_y	2.438 m	larghezza
l_z	5 m	altezza

DIMENSIONI BASAMENTO

$L_{x,min}$	$l_x + 0.2 l_z$	13.192 m	lunghezza basamento minima
$L_{y,min}$	$l_y + 0.2 l_z$	3.438 m	larghezza basamento minima
$L_{x,eff}$		13.2 m	lunghezza basamento adottata
$L_{y,eff}$		3.5 m	larghezza basamento adottata
S_p		46.2 m ²	superficie di impronta basamento
h		0.25 m	spessore basamento

DIMENSIONI VASCA OLIO/CAVI


l_x	12.192 m	lunghezza
l_y	2.438 m	larghezza
s	0.2 m	spessore pareti
h	0.5 m	altezza
$l_{x,olio}$	4.00 m	lunghezza compartimento olio
$l_{y,olio}$	2.438 m	larghezza compartimento olio

DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE PLATEA

W_{PLATEA}	288.75 kN	peso platea
$W_{APPARECCHIATURA}$	431.46 kN	peso apparecchiatura
W_{OLIO}	110.55 kN	peso olio
$W_{VASCA CAVI}$	233.96 kN	peso vasca
$W_{TERRENO}$	143.12 kN	peso terreno riempimento vasca cavi
W_{TOT}	1207.84 kN	peso totale

Verifica capacità portante

N_{TOT}	1811.76 kN	$W_{TOT} \cdot 1.5$
L^*	13.2 m	
B^*	3.50 m	
q_{lim}	1924.45 kN/mq	
P_{MAX}	39.22 kN/mq	0.40 kg/cmq
FS	49.07	OK

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 57	
		Stato di Validità	Numero Revisione
			00

11.5 CABINA BATTERIE – ESS RACKS

La struttura in oggetto è solitamente costituita da un container all'interno del quale sono contenute le batterie. Le dimensioni in pianta sono di 6.058x2.438 m e di altezza 3.5 m. Sottostante alla cabina viene prevista una vasca opportunamente forata e impiegata per il passaggio di cavi dall'esterno all'interno della cabina box. Tale vasca ha un' altezza netta 50 cm e totale pari a 70 cm (ipotizzando pari a 20 cm lo spessore del fondo). Per la stima dei carichi si è fatto riferimento alle specifiche tecniche delle apparecchiature.

Come opera fondazionale si predispone una platea in calcestruzzo armato gettata in opera di spessore generale pari a 25 cm. Tenendo conto che il finito interno della cabina sarà posto 25 cm al di sopra del piano campagna, la quota di imposta della platea sarà a -0.70 m. Al di sotto del piano di posa si prevede di disporre uno strato di calcestruzzo magro dello spessore di 10 cm.

Come armatura per la platea di fondazione si prevede doppia rete elettrosaldata $\Phi 12$ maglia 20x20 cm.

DIMENSIONI ESS RACKS (BATTERIE)

l_x	6.058 m	lunghezza
l_y	2.438 m	larghezza
l_z	3.5 m	altezza

DIMENSIONI BASAMENTO

$L_{x,min}$	$l_x + 0.2 l_z$	6.758 m	lunghezza basamento minima
$L_{y,min}$	$l_y + 0.2 l_z$	3.138 m	larghezza basamento minima
$L_{x,eff}$		7 m	lunghezza basamento adottata
$L_{y,eff}$		3.5 m	larghezza basamento adottata
S_p		24.5 m ²	superficie di impronta basamento
h		0.25 m	spessore basamento

DIMENSIONI VASCA CAVI


l_x	6.058 m	lunghezza
l_y	2.438 m	larghezza
s	0.2 m	spessore pareti
h	0.5 m	altezza
V_{VASCA}	5.77 mc	volume vasca

DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE PLATEA

W_{PLATEA}	153.125 kN	peso platea
$W_{APPARECCHIATURA}$	215.73 kN	peso apparecchiatura
$W_{VASCA CAVI}$	116.33 kN	peso vasca cavi
$W_{TERRENO}$	109.54 kN	peso terreno riempimento vasca cavi
W_{TOT}	594.73 kN	peso totale

Verifica capacità portante

N_{TOT}	892.09 kN	$W_{TOT} * 1.5$
L^*	7 m	
B^*	3.50 m	
q_{lim}	2243.66 kN/mq	
p_{MAX}	36.41 kN/mq	0.37 kg/cmq
FS	61.62	OK

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 58	
		Stato di Validità	Numero Revisione
			00

11.6 DC BOX

La struttura in oggetto è solitamente costituita da un container metallico all'interno del quale sono contenuti dispositivi di supporto alle Power Stations. Le dimensioni in pianta sono di 3.220x1.032 m e di altezza 3.5 m. Sottostante la cabina viene prevista una vasca opportunamente forata e impiegata per il passaggio di cavi dall'esterno all'interno della cabina box. Tale vasca ha un' altezza netta 50 cm e totale pari a 70 cm (ipotizzando pari a 20 cm lo spessore del fondo). Per la stima dei carichi si è fatto riferimento alle specifiche tecniche delle apparecchiature.

Come opera fondazionale si predispone una platea in calcestruzzo armato gettata in opera di spessore generale pari a 25 cm. Tenendo conto che il finito interno della cabina sarà posto 25 cm al di sopra del piano campagna, la quota di imposta della platea sarà -0.70 m. Al di sotto del piano di posa si prevede di disporre uno strato di calcestruzzo magro dello spessore di 10 cm.

Come armatura per la platea di fondazione si prevede doppia rete elettrosaldata $\Phi 12$ maglia 20x20 cm.

DIMENSIONI DC BOX

l_x	3.22 m	lunghezza
l_y	1.032 m	larghezza
l_z	3.5 m	altezza

DIMENSIONI PLATEA DI FONDAZIONE

$L_{x,min}$	$l_x + 0.2 l_z$	3.92 m	lunghezza basamento minima
$L_{y,min}$	$l_y + 0.2 l_z$	1.732 m	larghezza basamento minima
$L_{x,eff}$		4 m	lunghezza basamento adottata
$L_{y,eff}$		2 m	larghezza basamento adottata
S_p		8 m ²	superficie di impronta basamento
h		0.25 m	spessore basamento

DIMENSIONI VASCA CAVI


l_x	3.22 m	lunghezza
l_y	1.032 m	larghezza
s	0.2 m	spessore pareti
h	0.5 m	altezza
V_{VASCA}	0.89 mc	volume vasca

DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE PLATEA

W_{PLATEA}	50 kN	peso platea
$W_{APPARECCHIATURA}$	36.28 kN	peso apparecchiatura
$W_{VASCA CAVI}$	37.88 kN	peso vasca cavi
$W_{TERRENO}$	16.93 kN	peso terreno riempimento vasca cavi
W_{TOT}	141.09 kN	peso totale

Verifica capacità portante

N_{TOT}	211.63 kN	$W_{TOT} * 1.5$
L^*	4 m	
B^*	2.00 m	
q_{lim}	1421.35 kN/mq	
P_{MAX}	26.45 kN/mq	0.27 kg/cmq
FS	53.73	OK

	ID Documento Committente 082600BACA00012	Pagina 59	
		Stato di Validità	Numero Revisione
			00

11.7 MAGAZZINI PARTI DI RICAMBIO

La struttura in oggetto è solitamente costituita da un container all'interno del quale sono contenuti strumenti e materiale di deposito a servizio dell'impianto. Le dimensioni in pianta sono assimilabili a quelle degli Ess Racks, ovvero 6.058x2.438 m e di altezza 3.5 m ed anche come carichi si assumono, cautelativamente, i medesimi degli Ess Racks.

Come opera fondazionale si predispone una platea in calcestruzzo armato gettata in opera di spessore generale pari a 25 cm. Tenendo conto che il finito interno della cabina sarà posto 25 cm al di sopra del piano campagna, la quota di imposta della platea sarà coincidente con il piano campagna. Al di sotto del piano di posa si prevede di disporre uno strato di calcestruzzo magro dello spessore di 10 cm.

Come armatura per la platea di fondazione si prevede doppia rete elettrosaldata $\Phi 12$ maglia 20x20 cm.

DIMENSIONI CABINA

l_x	6.058 m	lunghezza
l_y	2.438 m	larghezza
l_z	3.5 m	altezza

DIMENSIONI PLATEA DI FONDAZIONE

$L_{x,min}$	$l_x + 0.2 l_z$	6.758 m	lunghezza basamento minima
$L_{y,min}$	$l_y + 0.2 l_z$	3.138 m	larghezza basamento minima
$L_{x,eff}$		7 m	lunghezza basamento adottata
$L_{y,eff}$		3.5 m	larghezza basamento adottata
S_p		24.5 m ²	superficie di impronta basamento
h		0.25 m	spessore basamento

DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE PLATEA

W_{PLATEA}	153.125 kN	peso platea
$W_{APPARECCHIATURA}$	215.73 kN	peso apparecchiatura
W_{TOT}	368.86 kN	peso totale

Verifica capacità portante

N_{TOT}	553.29 kN	$W_{TOT} * 1.5$
L^*	7 m	
B^*	3.50 m	
q_{lim}	1817.74 kN/mq	
p_{MAX}	22.58 kN/mq	0.23 kg/cmq
FS	80.49	OK