






C080 ARIANO POLESINE



European Energy
Special Purpose Vehicle
Arian Solar S.r.l.

Sede legale: Piazza San Sepolcro, 1 - 20123 Milano (MI)
PEC: ariansolar@legalmail.it
P.IVA: 13458950964

Nome Prog.	C080 ARIANO POLESINE				
Proponente	<p>Ren Project S.r.l.</p> <p>Ing. Leopoldo Franceschini Tel. 393 9404464 E-Mail: l.franceschini@renproject.it</p> 		St. Ambientale e Naturalistico	<p>eambiente S.r.l.</p> <p>Società soggetta ad attività di direzione e coordinamento di E3GROUP2010 S.r.l. Sede legale: Via delle Industrie, 5 - Marghera (Venezia) T. +39 041 8877708 contattaci@eambientesrl.com - www.eambientesrl.com</p> 	
	<p>Filippo Tonion</p> <p>Email: f.tonion@treeconsulting.eu Cell: 3270804005 P.IVA: 05489380260</p> 			<p>GSB Consulting Srl</p> <p>Sede legale: Via Ponte di Legno, 7 20134 Milano (MI) Cell. 373.7849614 Mail: gianandrea.bertinazzo@gsbconsulting.it P.IVA: 11882750968</p> 	
Consulenza Ambientale	<p>GEODELTA S.R.L. S.T.P.</p> <p>Centro Direzionale Villa Fini Via Roma 28 35010 - Limena (PD) info@geodelta.net - www.geodelta.net</p> 		Studio Progettazione connessione alla rete	<p>Fabio Tellatin Ingegneria</p> <p>Ing. Fabio Tellatin Via Monte Pasubio, n. 17/A 35010 Curtarolo (PD) E-mail: fabio.tellatin@gmail.com Cell: 3295982540 PEC: fabio.tellatin@ingpec.eu</p>	
St. Geologico	<p>Studio Agronomico Dott. Panizon Riccardo</p> <p>Via Toblino, 45 35142 Padova (PD) Cell. 348.382.75.76 PEO: riccardo.panizon@libero.it</p>		Tecnico documentazione Prevenzione Incendi	<p>Nike Servizi per l'Archeologia</p> <p>Dott. Nicola Bacci Via A. Cornaro, 20 35020 Codevigo (PD) Email: nicolabacci@yahoo.it PEC: nicola.bacci@pec.it P.IVA 05104280283</p>	
Studio Agr.			Studio archeologico		
Scala	-----		Foglio	A4	
Ogg.	Relazione Opere Strutturali			COD.	T05.A
Opera	PROGETTO PER UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO AVANZATO UBICATO NEL COMUNE DI ARIANO NEL POLESINE E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE NEI COMUNI DI ARIANO NEL POLESINE (RO), CORBOLA (RO), MESOLA (FE), CODIGORO (FE)				
Rel. 0.0	Data 02/02/2026	Progettista Ing. Massimo Della Torre		Data	Progettista
Rel.					
Rel.					

REN Project S.r.l.
Via Altinate 120 - Padova

IMPIANTO AGRIVOLTAICO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE – REV. 01

**Pali di ancoraggio per pannelli FV
Travi e platee di fondazione per cabinati**

Padova, 4 febbraio 2026

Il Progettista
ing. Massimo Della Torre




Sommario

1.0	Elementi strutturali dell'impianto	1
2.0	Normativa di riferimento.....	1
3.0	Materiali impiegati e classe di esecuzione.....	1
4.0	Vita nominale e durabilità delle strutture in calcestruzzo armato	2
5.0	Caratteristiche del terreno di fondazione	3
6.0	Codice di calcolo.....	3
7.0	Pali sostegno Tracker - Azioni di progetto e combinazioni delle azioni.....	4
8.0	Metodologia di calcolo dei pali.....	5
9.0	Fondazioni per la cabina di consegna	6
10.0	Fondazioni per le cabine di raccolta	7
11.0	Fondazioni per cabina di trasformazione BT/MT	7

1.0 Elementi strutturali dell'impianto

L'impianto agrivoltaico da realizzare ad Ariano Polesine (RO) è composto da allineamenti di pannelli fotovoltaici raggruppati in moduli. Un generico modulo è composto da una serie di pali in acciaio infissi nel terreno dei quali quello centrale sostiene un motore che mette in rotazione un asse orizzontale appoggiato sugli altri pali. A questo asse sono collegate delle aste sulle quali sono vincolati i pannelli fotovoltaici.

I moduli sono di due diverse lunghezze. Il modulo denominato Traker_54 moduli si sviluppa per circa 71 m di lunghezza, ha una larghezza di 2,35 m ed è sostenuto da sedici pali. Il modulo denominato Traker_27 moduli si sviluppa per quasi 36 m di lunghezza, ha la stessa larghezza ed è sostenuto da quattro pali.

L'impianto è corredato di cabina di consegna, cabine di raccolta e cabina di trasformazione BT-MT.

Le strutture oggetto della relazione sono i pali di sostegno dei moduli e le platee di fondazione dei manufatti sopra citati.

Per le dimensioni di dettaglio delle opere si rimanda ai disegni esecutivi.

2.0 Normativa di riferimento

- [1] D. Min. Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018, "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC18).
- [2] Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7 "Istruzioni per l'applicazione del D.M. 17 gennaio 2019".
- [3] Eurocodice 1, Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento.

3.0 Materiali impiegati e classe di esecuzione

3.1 Strutture in acciaio (pali)

3.1.1 Caratteristiche dei materiali

Profili formati a caldo: S275 UNI EN 10149-1:2013

Fazzoletti e piastre: S275 UNI EN 10025-2:2019

Viti e bulloni: cl. 8.8 UNI EN ISO 898-1:2013.

Saldature: a cordone d'angolo UNI EN ISO 4063:2001

3.1.2 Classe di esecuzione

La classe di esecuzione viene definita sulla base dei prospetti dell'Eurocodice 0 (UNI

EN 1990:2006, appendice B) e della EN 1090-2:2011, parte 2: Requisiti tecnici per la realizzazione di strutture di acciaio.

La classe di conseguenze è la CC1: conseguenze basse per la perdita di vite umane, e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali (prospetto B.1).

La Categoria di servizi è la SC1: Strutture e componenti con connessioni progettate per azioni sismiche nelle regioni con bassa sismicità e con classe di duttilità bassa (prospetto B.2).

La Categoria di produzione è la PC1: Componenti non saldati realizzati da prodotti di qualsiasi classe di acciaio (prospetto B.3).

La Classe di Esecuzione è a rigore la EXC1, ma si adotta la classe di esecuzione EXC2 che è la classe più comune per le strutture in acciaio.

3.2 Strutture in calcestruzzo armato (platee)

Calcestruzzo per le strutture di fondazione: classe di resistenza C25/30, consistenza fluida (S4), diametro massimo inerti $\phi=25$ mm, rapporto a/c<0,60, contenuto minimo in cemento 300 kg/m³, classe di esposizione XC2.

Acciaio per armatura di strutture in calcestruzzo: barre del tipo B450C e acciaio per reti elettrosaldate B450A.

4.0 Vita nominale e durabilità delle strutture in calcestruzzo armato

4.1 Vita nominale

La vita nominale della struttura, sulla base della tab. 2.4.1 delle NTC08, viene assunta in 50 anni (opere ordinarie, ponti etc.).

Si considera la classe d'uso II (costruzioni con normali affollamenti...), $C_u= 1,0$.

Il periodo di riferimento per le azioni sismiche risulta dunque:

$$V_r = V_n \times C_u = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

4.2 Prescrizioni per la durabilità del calcestruzzo delle platee

Classe di esposizione: XC2 (calcestruzzo bagnato, raramente asciutto)

Classe indicativa di resistenza da prospetto E.1N: C25/30

Classe strutturale: S4 con riduzione a S3 per forma simile a soletta

Valore minimo del copriferro da prospetto 4.4.N: $c_{min,dur}=20$ mm

altri fattori: $\Delta C_{dur,\gamma}=0$, $\Delta C_{dur,st}=0$, $\Delta C_{dur,add}=0$

marginale di progetto per gli scostamenti $\Delta C_{dev}=5 \div 10$ mm

Copriferro delle barre (diametro 12 mm):

copriferro minimo per aderenza: $c_{\min,b} = 12 \text{ mm}$

copriferro minimo: $c_{\min} = \max\{12; 20+0-0-0; 10\} = 20 \text{ mm}$

copriferro nominale: $c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 20 + (5 \div 10) = 25 \div 30 \text{ mm}$

5.0 Caratteristiche del terreno di fondazione

L'indagine geotecnica redatta dal geologo Marco Dal Prà di Padova riporta un modello geotecnico nel quale, al di sotto di uno strato di terreno vegetale dello spessore di 40 cm, è presente un banco di limi ed argille che si spinge fino a 6 m di profondità ed ha un valore della coesione prevalentemente pari $c_u = 0,2 \text{ daN/cm}^2$ e con densità 1900 kg/m^3 . Localmente il valore della coesione sale a $c_u = 0,3 \text{ daN/cm}^2$. Il livello della falda è a circa 2,5 m di profondità dal piano campagna.

Gli strati inferiori sono costituiti da alternanze di sabbie limose e limi argillosi.

La portata superficiale del terreno per fondazioni a platea viene valutata in $q_u = 1,45 \text{ daN/cm}^2$ e quella di progetto allo SLU è $q_d = 0,63 \text{ daN/cm}^2$. Come modulo di reazione del terreno si assume quello ricavato dalla formulazione del Bowles:

$$k_s = 40 \times 145 = 5800 \text{ kN/m}^3 \cong 0,6 \text{ daN/cm}^3.$$

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche viene indicato che il sottosuolo appartiene alla categoria D.

Per il dettaglio si rimanda alla relazione geotecnica e all'allegato B.

6.0 Codice di calcolo

La semplicità degli schemi strutturali rende per lo più superfluo l'uso di un codice di calcolo e si sono utilizzate le formulazioni della Scienza delle Costruzioni implementate su foglio di calcolo.

Per la verifica dei pali alle azioni laterali e per il calcolo di alcune platee, si è tuttavia usato il codice di calcolo automatico Travilog Titanium 8, versione 2023.16, della ditta Logical Soft, via Garibaldi 253, Desio (MB), licenza n. 57511 intestata a Massimo Della Torre, via Rovereto 60, Selvazzano Dentro (PD). Il software adotta il solutore Xfinest 2018 di Harpaceas s.r.l..

Il software esegue l'analisi della struttura tramite il metodo di calcolo agli elementi finiti, ovvero mediante la costruzione di un modello matematico costituito da un numero definito di elementi discreti, per ognuno dei quali è stata definita analiticamente una relazione tra forze e spostamenti. Da queste relazioni il

programma assembla la matrice di rigidezza e calcola la risposta dell'intera struttura.

L'elemento tipo asta (elemento MBEAM del motore di calcolo XFinest), viene impiegato per modellare elementi aventi proprietà riconducibili ad un comportamento unidirezionale. L'elemento asta è calcolato mediante funzioni di forma cubiche. Le matrici di rigidezza e di massa associate all'elemento sono costituite sulla base della teoria delle travi snelle, tipo Eulero–Bernoulli. Il programma mostra i diagrammi delle azioni interne discretizzando l'elemento in 17 punti di calcolo. Se l'asta ha proprietà di suolo elastico, il software valuta le azioni interne e le pressioni sul terreno secondo la teoria delle travi su suolo elastico alla Winkler.

L'elemento lastra-piastra (elemento finito shell tipo QF46) viene impiegato per elementi aventi proprietà riconducibili ad un comportamento bidimensionale (setti, murature, platee). Il tipo di elemento utilizzato può lavorare in regime membranale e flessionale e, grazie alla linearità del sistema, i due effetti possono essere considerati separatamente. L'elemento finito QF46 utilizzato è isoparametrico, basato sulla teoria dei gusci secondo Mindlin–Reissner che è adatto sia per gusci spessi che sottili, non contiene modi spuri, consente di valutare i tagli fuori piano e può degenerare in un triangolo. Tutte le componenti del tensore delle deformazioni sono integrate nel piano medio con ordine di integrazione gaussiana 2×2 .

Il software esegue il calcolo ad elementi finiti formulando un'analisi di tipo lineare.

7.0 Pali sostegno Tracker - Azioni di progetto e combinazioni delle azioni

Per i moduli di pannelli fotovoltaici le azioni considerate sono costituite:

- dal peso proprio delle strutture e dei pannelli FV;
- dai sovraccarichi ambientali costituiti da neve e vento;
- dalle azioni sismiche.

Il carico da neve è quello della zona II per quote fino a 200 m ed è applicato ai pannelli FV considerati in posizione orizzontale.

Il carico generato dalla pressione del vento è calcolato considerando la velocità base di riferimento per la zona 1, la classe di rugosità D e, in definitiva, la categoria di esposizione II.

Per il dettaglio dei carichi e dei sovraccarichi e per i parametri relativi alle azioni

sismiche si rimanda all'allegato A.

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dalla normativa vigente, ovvero combinazione SLU, SLV e SLE.

8.0 Metodologia di calcolo dei pali

Si è considerato un palo tipico con una lunghezza di competenza di 8,00 m. Considerato che il terreno ha modeste capacità portanti risulta dimensionante il comportamento del palo soggetto alle azioni orizzontali. Si è assunta pertanto una lunghezza di infissione di 5,0 m in modo tale che la lunghezza del palo, compresa la parte fuori terra sia di 8 m per minimizzare gli sfridi e si è successivamente individuata per successivi tentativi la sezione del palo che soddisfacesse i criteri di verifica indicati nel seguito. La sezione prescelta è un profilo a sezione circolare cava di diametro 244,5 mm e spessore 6 mm. Si è preferita la sezione circolare rispetto a un profilo HEA per il minor peso necessario. Per i dettagli dei calcoli descritti nei successivi paragrafi si rimanda all'allegato A.

8.1 Verifica della sezione

La sezione del palo è stata verificata considerando la parte emergente del palo come una mensola incastrata a terra di altezza 3,0 m soggetta alla componente orizzontale dell'azione del vento quando i pannelli sono alla loro massima inclinazione sull'orizzontale pari a 55°. Il bordo inferiore dei pannelli si trova a 210 cm di altezza da terra e quello superiore a circa 4,5 m. Il coefficiente di forza è $c_f=1,8$ che vale per pannelli con inclinazioni maggiori o uguali a 30°.

8.2 Verifica della lunghezza di infissione per le azioni verticali

Il palo è soggetto ad azioni verticali di compressione e trazione. L'azione di compressione deriva dal carico verticale verso il basso dato dalla neve sui pannelli disposti in orizzontale. L'azione di trazione deriva dal carico verticale verso l'alto dato dalla corrispondente componente dell'azione del vento con i pannelli con l'inclinazione più sfavorevole che risulta essere quella data da una inclinazione di 30°.

La verifica è stata condotta considerando la resistenza di attrito laterale sviluppata lungo il fusto del palo utilizzando formule e parametri adatti per i terreni coesivi. E' stata considerata anche la resistenza alla punta ma risulta trascurabile.

8.3 Verifica della lunghezza di infissione per le azioni orizzontali

Si è determinato il valore del modulo di reazione orizzontale a partire dalle caratteristiche dello strato in cui è infisso il palo. La rigidezza unitaria viene determinata con la relazione $k_s = A_s + B_s Z^n$. Per il primo termine si ha $A_s = F_{w1} C_m C (c N_c + 0,5 \gamma B_p N_\gamma)$, per il secondo $B_s Z^n = F_{w2} C_m C (\gamma N_q Z^n)$. I fattori C , C_m , F_{w1} , F_{w2} , e l'esponente n sono ricavati dalle tabelle contenute nel testo di J. Bowles "Foundation Design and Analysis" pag. 936.

Si è modellato il palo con un elemento asta verticale vincolato al piede solamente alle azioni verticali e suddiviso in vari tratti per simulare la variabilità della rigidezza del terreno con la profondità. Il carico applicato è quello di esercizio. Lo spostamento alla base del palo è risultato di 1 mm, valore compatibile con lo spostamento massimo accettabile al piede di 1 o 2 mm indicato da Bowles (pag. 1082). Lo spostamento del palo a livello del terreno risulta di 25 mm, mentre quello in sommità di 140 mm. Quest'ultimo valore è piuttosto elevato ma va considerato che discende dalla combinazione di raffiche di vento alla velocità di 110 km/h dirette esattamente in direzione perpendicolare ai pannelli, per di più alla loro massima elevazione.

8.4 Verifiche sismiche

Il calcolo delle azioni sismiche è stato sviluppato con le seguenti assunzioni:

- classe d'uso I;
- terreno di categoria D;
- fattore di struttura $q=1,5$ per struttura non dissipativa.

Il palo è assimilabile ad una mensola incastrata al piede con massa concentrata in sommità e il relativo periodo proprio è di 0,06 s. L'accelerazione di progetto massima è pari a 0,11g e l'azione sismica risulta pari a circa 40 daN, un valore del tutto trascurabile rispetto alle azioni per le quali è progettato il palo.

9.0 Fondazioni per la cabina di consegna

La cabina di consegna è un manufatto in calcestruzzo prefabbricato che misura circa 9,0 m in lunghezza, circa 2,5 m in larghezza ed una altezza 2,7 m fuori terra. La cabina è poggiata su un basamento in calcestruzzo armato prefabbricato che ha le stesse misure in pianta della cabina, una altezza di 0,7 m e poggia sulla platea di fondazione.

Le azioni considerate sono costituite dal peso proprio delle strutture, dal sovraccarico della neve e dalle azioni sismiche. La ridotta altezza dei manufatti e la grande massa rendono trascurabili le azioni del vento.

Le pressioni sul terreno sotto le azioni verticali allo SLU sono risultate modeste ed ampiamente sotto il limite indicato al paragrafo 5.0. Il calcolo nelle condizioni SLE e la verifica dei cedimenti risulta superflua per la modestia delle pressioni effettive.

L'azione sismica è ottenuta come il prodotto della massa per l'accelerazione di progetto. Si considera che questa azione agisca a due terzi dell'altezza della cabina. Il momento che ne risulta genera una eccentricità della risultante che rimane ampiamente entro il nocciolo di inerzia e dunque non si manifesta la parzializzazione della sezione reagente. La pressione massima sul terreno è dello stesso ordine di grandezza di quella allo SLU e rimane ampiamente entro il valore limite di progetto.

Per i dettagli dei calcoli si rimanda all'allegato B.

10.0 Fondazioni per le cabine di raccolta

Le cabine di raccolta sono manufatti morfologicamente uguali a quello della cabina di consegna e si differenzia solamente per la maggiore lunghezza che è di 11,5 m.

Le verifiche vengono sviluppate come per la cabina di consegna ed i risultati sono analoghi.

Per i dettagli si rimanda all'allegato B.

11.0 Fondazioni per cabina di trasformazione BT/MT

La cabina di trasformazione è un manufatto in calcestruzzo simile alla cabina di consegna ed al suo interno vi sono i trasformatori per i quali si stima una massa di 12 tonnellate. La cabina poggia su due travi in calcestruzzo armato di dimensioni 60x60 cm e lunghezza 6,0 m collegate da una soletta in pendenza per lo scolo dell'olio.

Le verifiche vengono sviluppate come per la cabina di consegna ed i risultati sono analoghi.

Il progettista strutturale
ing. Massimo Della Torre



Stampa professionale: ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI PADOVA - N. 2145

ELENCO DEGLI ALLEGATI

A. Pali sostegno Tracker

1. Fondazioni – Particolare Tracker
2. Particolare sviluppo pali
3. Azioni statiche e climatiche

Modello strutturale

4. Vista di insieme modello unifilare

Sollecitazioni SLU

5. Momenti flettenti

Verifiche

6. Verifiche dei pali
7. Verifica della sicurezza alle azioni orizzontali

B. Cabinati

1. Particolari cabinati
2. Pressione ammissibile fondazioni superficiali

a) Cabina di consegna

1. Analisi dei carichi e verifica fondazioni

b) Cabina di raccolta

1. Analisi dei carichi e verifica fondazioni

c) Cabina di trasformazione BT-MT

1. Analisi dei carichi e verifica fondazioni

Allegato A

Pali sostegno Tracker

1. Fondazioni – Particolare Tracker
2. Particolare sviluppo pali
3. Azioni statiche e climatiche

Modello strutturale

4. Vista di insieme modello unifilare

Sollecitazioni SLU

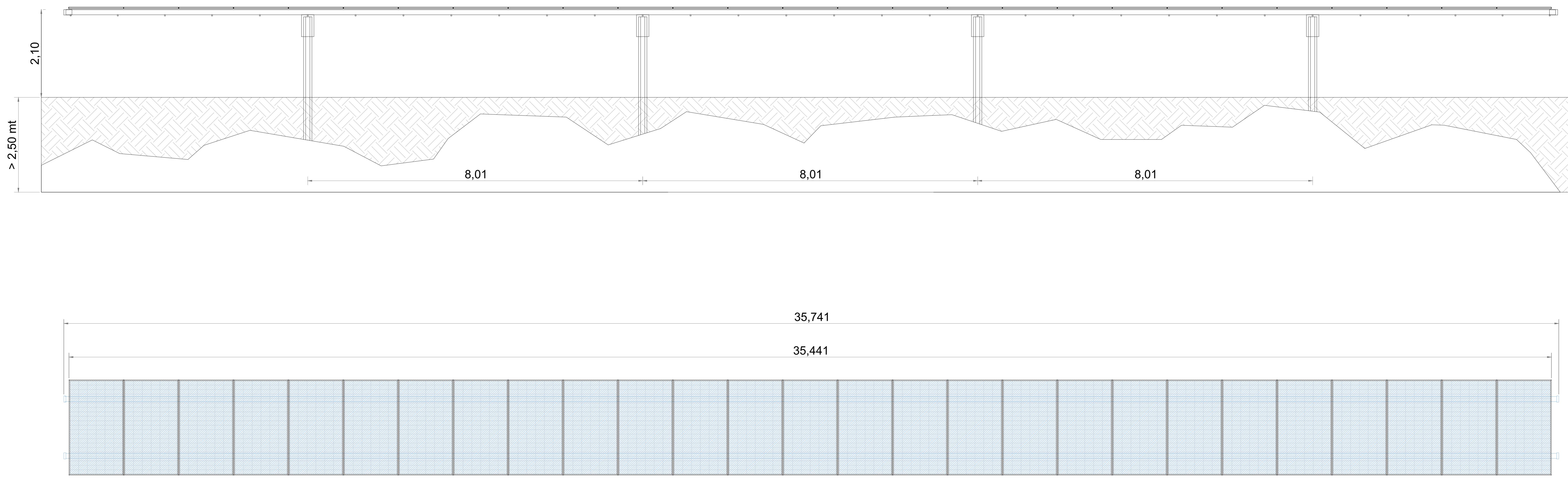
5. Momenti flettenti

Verifiche

6. Verifiche dei pali
7. Verifica della sicurezza alle azioni orizzontali

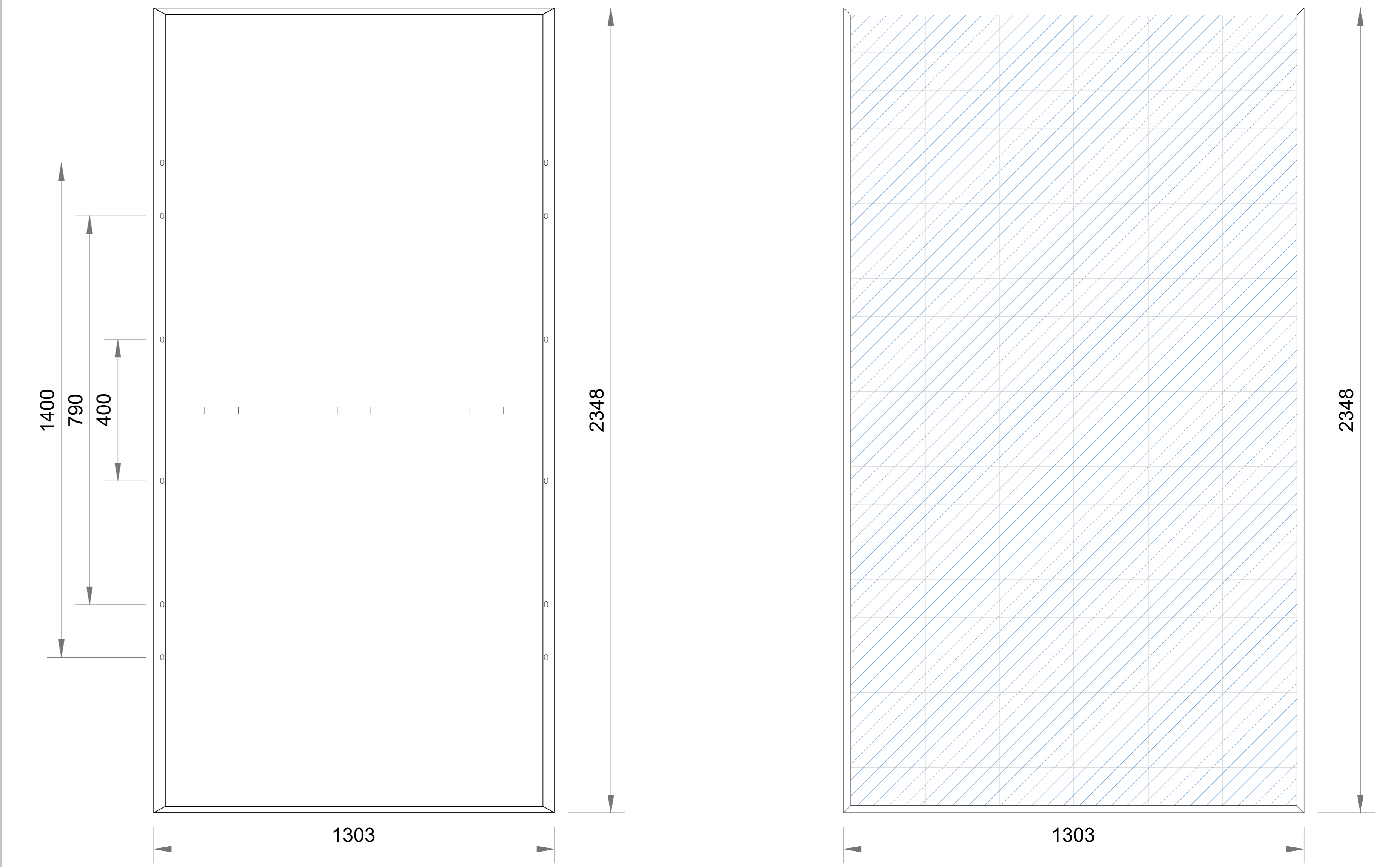
VISTA FRONTALE a 0° E SUPERIORE TRACKER_STRINGHE

Scala 1:50



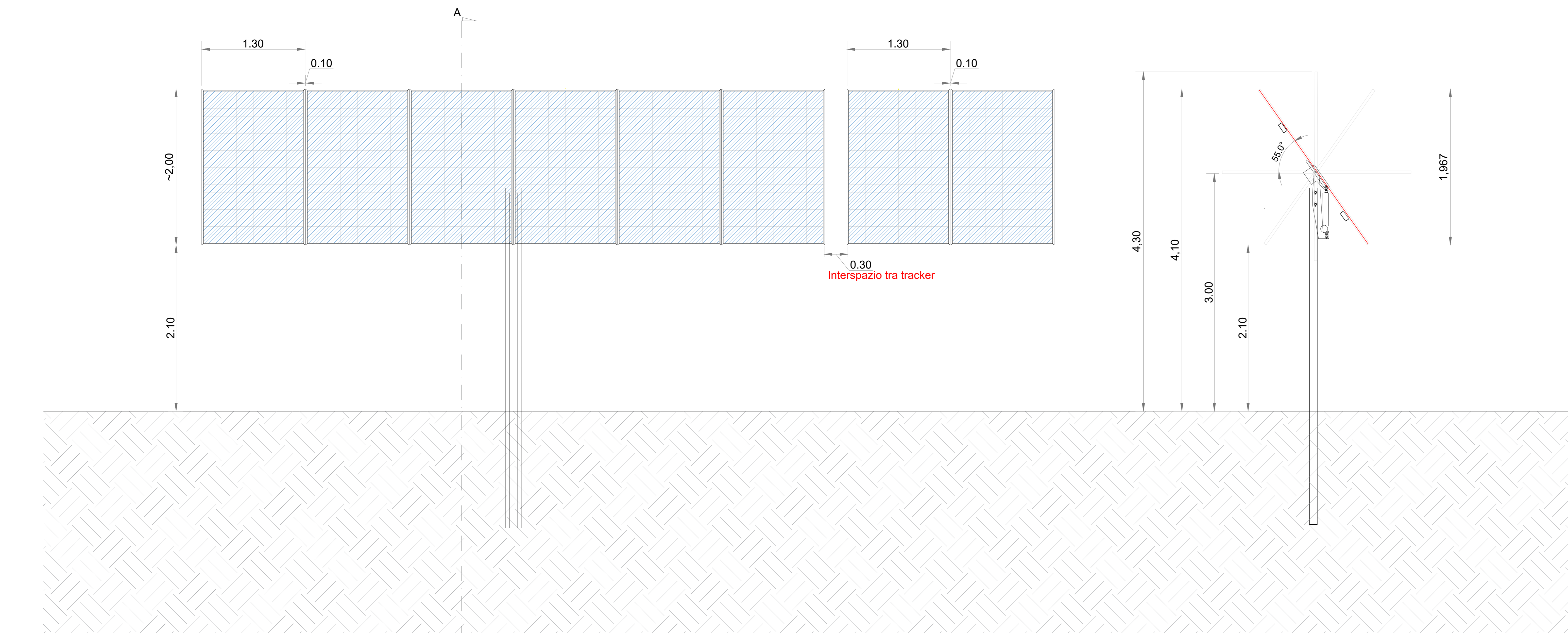
DETTAGLIO MODULO FOTOVOLTAICO 665 W

Scala 1:10



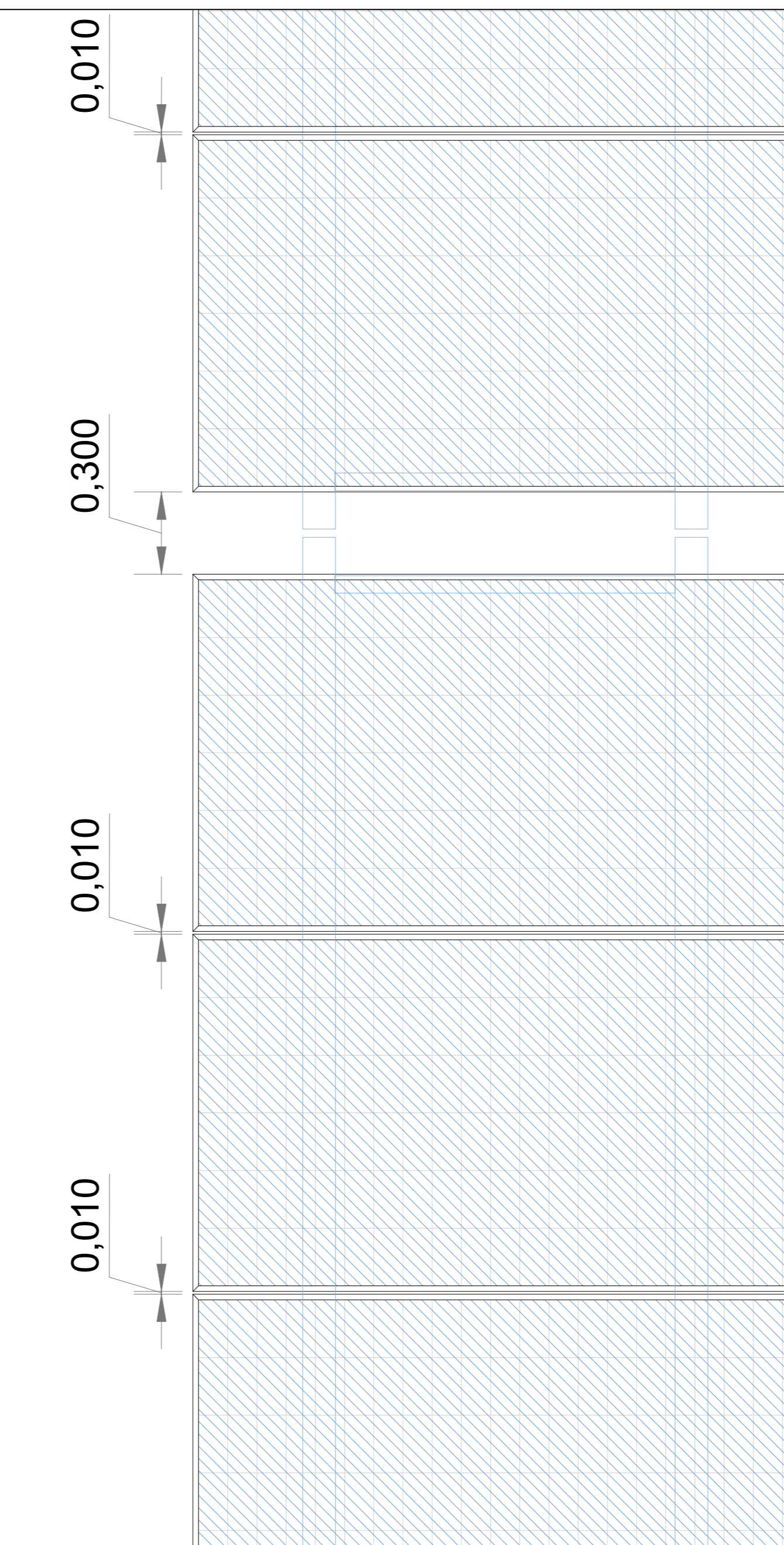
SEZIONE E VISTA FRONTALE a 55°

Scala 1:20



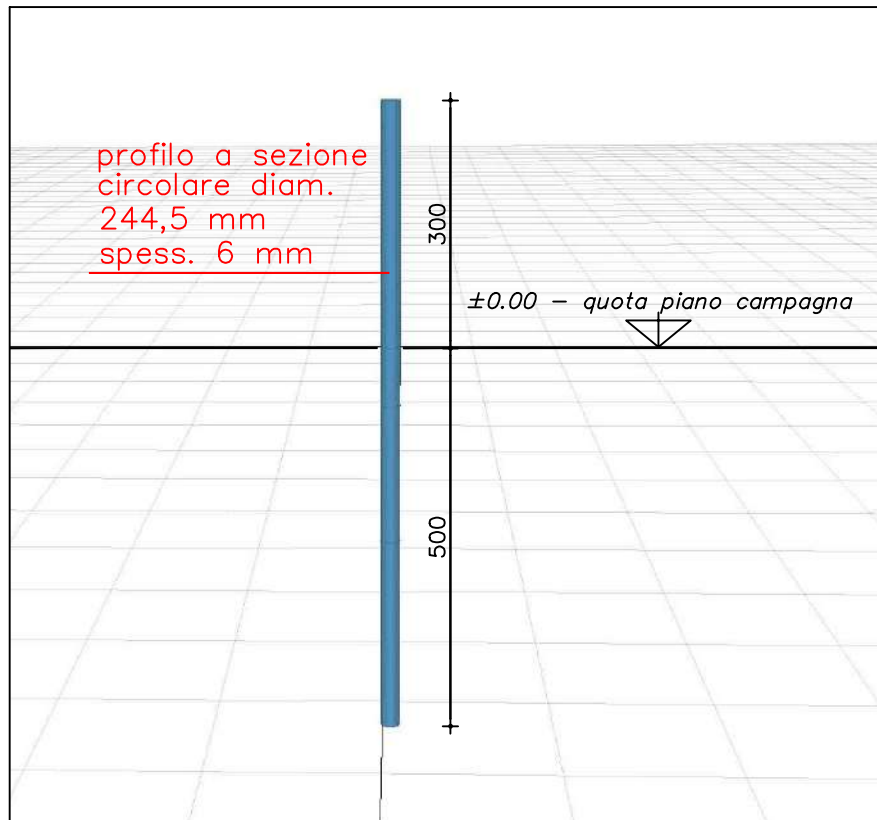
DETTAGLIO

Scala 1:20



REGIONE VENETO		COMUNE DI ARIANO POLESINE		PROVINCIA DI ROVIGO	
Ing. Leopoldo Franceschini Tel. 393 940464 E-MAIL: lfranceschi@reproject.it					
ambiente S.r.l. Società soggetta ad attività di direzione e coordinamento di ESGROUP2010 S.r.l. Sede Legale: Via delle Industrie, 5 - Marghera (Venezia) T. +39 041 867708 contatti@ambienteit.com - www.ambienteit.com					
GEODELIA S.R.L. S.T.P. Centro Direzionale Villa Fini Via Roma 28 33050 - Limeria (PD) info@geodelia.net - www.geodelia.net				Ing. Leopoldo Franceschini 	
GSB Consulting Srl Sede Legale: Via Ponte di Legno, 7 20134 Milano (MI) Cell. 373 784964 Mail: giandomenico.justinuzzi@gsbconsulting.it P.IVA: 11882750968				Studio Agronomo Dott. Pantano Riccardo Via Tolmece, 49 33040 Paderno (PD) Cell. 348.382.75.76 PEC: stapiano@studioar.com	
Albe Servizi per l'Architettura Dott. Nicola Rasco Via A. Comano, 20 35030 Codrappo (PD) Email: nicola@albeservizi.it PEC: nicola.rasco@pec.it P.IVA: 03102820293				Filippo Tordini Email: franceschi@reproject.it P.IVA: 05489380260	
Fabio Tellarin Ingegneria Ing. Fabio Tellarin Via Monte Pasubio, n. 17/A 35050 Curtarolo (PD) E-mail: fabio.tellarin@gmail.com Cell: 3395982540 PEC: fabio.tellarin@ingpec.eu				European Energy Special Purpose Vehicle Arlan Solar S.r.l. Sede Legale: Piazza San Sepolcro, 1 20123 Milano (MI) PEC: arlan@europeanenergy.it P.IVA: 13468990964	
COB ARRIANO POLESINE CODICE FISC.		COB ARRIANO POLESINE CODICE FISC.		COB ARRIANO POLESINE CODICE FISC.	
PROGETTO PER UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO AVANZATO UBICATO NEL COMUNE DI ARIANO NEL POLESINE E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE NEI COMUNI DI ARIANO NEL POLESINE (RO), CORBOLA (RO), MESOLA (FE), CODIGIORO (FE)					
Nome Documento		Particolari Tracker		Codice	
Rel.	Data	Progettista	Data	Progettista	
Rel.	02/02/2026	Ing. Leopoldo Franceschini			
Rel.					
Rel.					
Rel.					

PARTICOLARE PALI
SCALA 1:100



STUDIOX

Ingegneria Civile e Strutturale

ing. Massimo Della Torre

Via Rovereto, 60 - 35030 Selvazzano Dentro (PD)

cell. 328 6668277 - tel. 049 664716

e-mail: massimo.dellatorre@studioix.it

sito internet: www.studioix.it

COMMITTENTE

REN PROJECT

VIA ALTINATE n. 120

PADOVA

LAVORO

IMPIANTO AGRI VOLTAICO

ARIANO POLESINE (RO)

OGGETTO

FONDAZIONI

PARTICOLARE PALI

1.0 TRAKER 54 moduli - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

interasse pali	$i_p =$	8,00 m
lunghezza moduli FV	$l_m =$	2,40 m
altezza alla gronda (massima inclinazione)	$h_g =$	2,10 m
altezza al colmo (massima inclinazione)	$h_s =$	4,50 m
inclinazione massima moduli FV	$\alpha_{falda} =$	55 °
altezza palo fuori terra	$h_p =$	3,00 m

2.0 AZIONI ORDINARIE**2.1 Copertura***Sovraccarichi permanenti*

pannelli FV	$q_{g,1} =$	12 daN/m ²
carichi appesi	$q_{g,2} =$	3 daN/m ²
totale sovraccarichi permanenti	$q_g =$	15 daN/m ²

2.2 Azioni climatiche - neve

zona		Zona II
valore caratteristico	$q_{sk} =$	100 daN/m ²
coefficiente di esposizione	$C_E =$	1,0 (normale)
coefficiente di forma	$\mu_1 =$	0,8 ($\alpha \leq 30^\circ$)
azione unitaria della neve	$q_s =$	80 daN/m ²

2.3 Azioni climatiche - vento

zona		1
pressione cinetica di riferimento	$q_{sk} =$	39,06 daN/m ²
classe di rugosità		D
categoria di esposizione del sito		II
coefficiente di raffica	$k_r =$	0,19
altezza di rugosità	$z_0 =$	0,05 m
altezza minima	$z_{min} =$	2,0 m
coefficiente di topografia	$C_t =$	1,0
coefficiente di esposizione minimo	$C_{e,min} =$	1,42 (da 0 a 2 m)
coefficiente di esposizione massimo	$C_{e,max} =$	1,87
<i>Pannelli con inclinazione 55° (massima spinta orizzontale)</i>		
rapporto l/h	$l/h =$	18,82
coefficiente di forza in pressione	$C_p =$	1,80
azione complessiva unitaria	$p_v =$	116 daN/m ²

3.0 CARICHI SUI COMPONENTI STRUTTURALI**3.1 Azioni sulla sommità dei pali***a) Massimo carico verticale (pannelli in orizzontale)*

larghezza di competenza	b=	2,40 m
lunghezza di competenza	l=	8,00 m
sovraccarico permanente	Q_g =	290 daN
sovraccarico accidentale (neve)	$Q_{a,n}$ =	1535 daN

b) Massima spinta orizzontale del vento (inclinazione 55°)

larghezza di competenza	b=	2,40 m
lunghezza di competenza	l=	8,00 m
sovraccarico permanente	Q_g =	290 daN
spinta totale del vento	$Q_{a,v}$ =	2222 daN
componente orizzontale della spinta	H=	1822 daN
componente verticale della spinta	V=	1272 daN

c) Massima spinta verticale del vento (inclinazione 30°)

coefficiente di forza ($C_{f30°}=C_{f60°}$)	C_p =	1,80
larghezza di competenza	b=	2,40 m
lunghezza di competenza	l=	8,00 m
sovraccarico permanente	Q_g =	290 daN
spinta totale del vento	$Q_{a,v}$ =	2222 daN
componente orizzontale della spinta	H=	1113 daN
componente verticale della spinta	V=	1926 daN

3.2 Combinazioni delle azioni SLU*a) Combinazione peso proprio e neve*

azione di compressione	N=	2680 daN
------------------------	----	----------

b) Combinazione peso proprio e vento da davanti

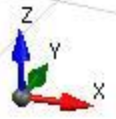
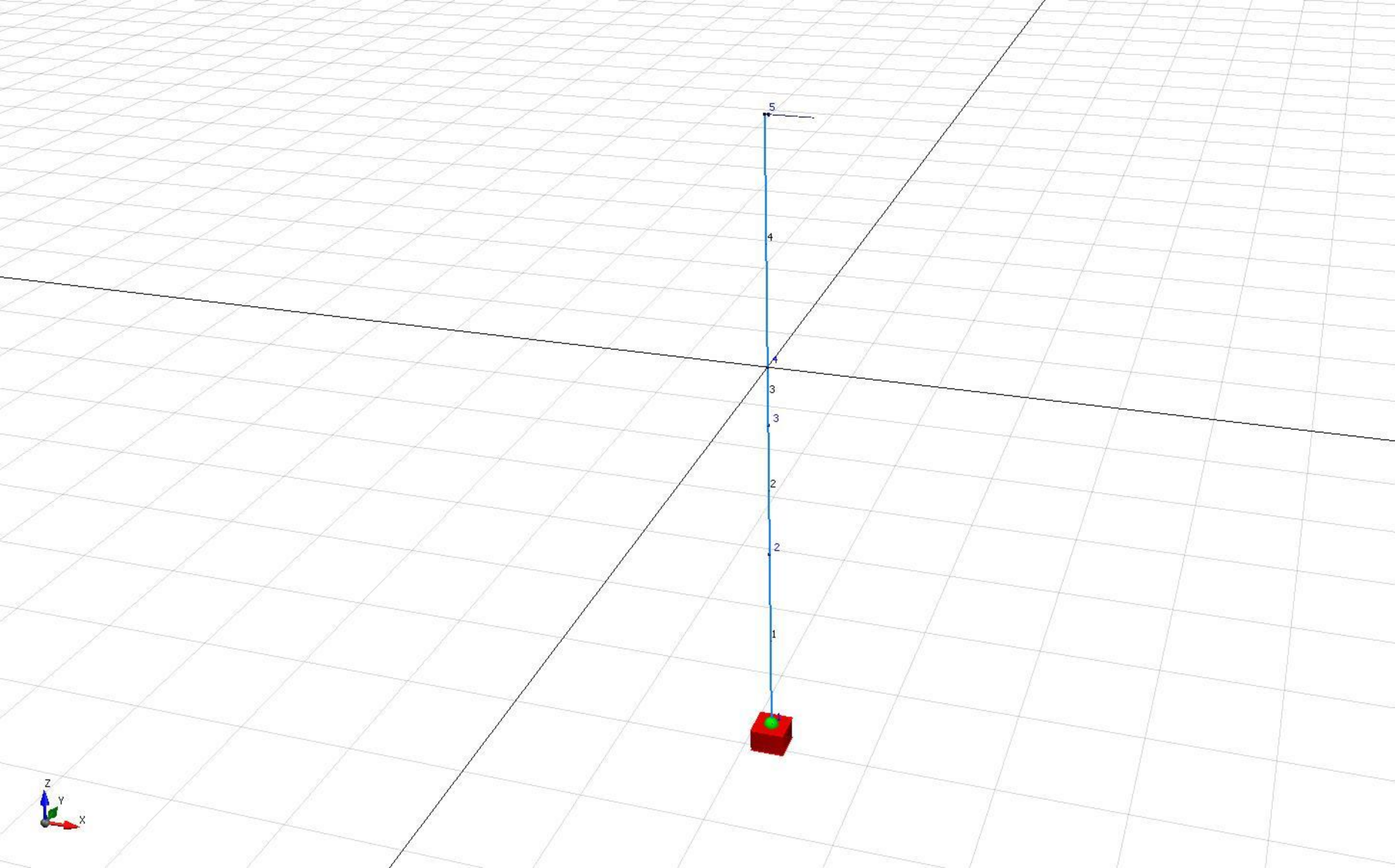
azione verticale di compressione	N=	2285 daN
azione orizzontale	H=	2735 daN

c) Combinazione peso proprio e vento da dietro

azione verticale di trazione	N=	-2600 daN
azione orizzontale	H=	2735 daN

Modello strutturale

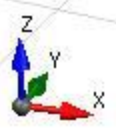
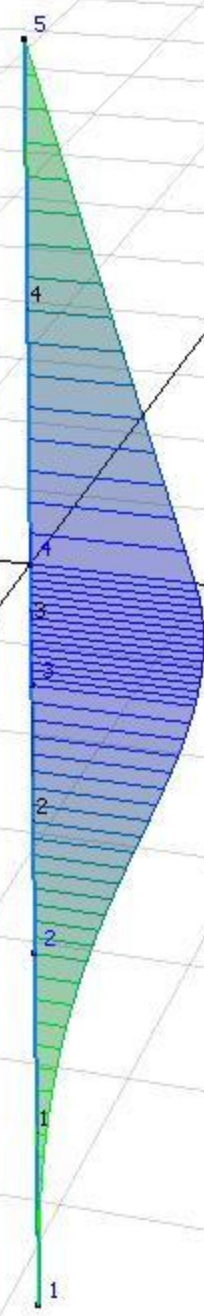
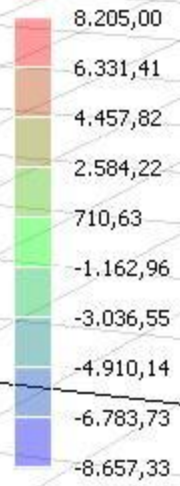
Vista di insieme modello unifilare



Sollecitazioni SLU

1. Momenti flettenti

Momento Mz
[daN m]



Verifiche

1. Verifiche dei pali
2. Verifica della sicurezza alle azioni orizzontali

4.0 VERIFICHE DEI PALI**4.1 Verifica del profilo in acciaio****a) Geometria e caratteristiche meccaniche**

profilo tipo	tubo \emptyset	244,5x6
acciaio	tipo	S275
tensione di snervamento	$f_y =$	2750 daN/cm ²
modulo di resistenza plastico	$W_{pl} =$	341,0 cm ³
coefficiente sicurezza materiale	$\gamma_m =$	1,05

b) Verifica a flessione

momento flettente	$M_E =$	8605 daNm
momento resistente	$M_d =$	8931 daNm
verifica palo in acciaio	$M_E/M_d =$	0,96 verifica positiva

4.2 Verifica alle azioni verticali dei pali**a) Caratteristiche del palo**

lunghezza infissa del palo	$L =$	500 cm
area della punta del palo	$A_p =$	37,60 cm ²
area laterale del palo	$A_l =$	0,77 m ² /m

b) Resistenza laterale

spessore dello strato (riduzione 40 cm)	$h_2 =$	460 cm
coesione	$c_u =$	0,20 daN/cm ²

Resistenza per attrito laterale

fattore riduzione coesione (AGI tab 5.2)	$\alpha =$	1,00
resistenza unitaria per attrito laterale	$f_s =$	0,20 daN/cm ²
resistenza per attrito laterale	$Q_{a,ult} =$	7066 daN

Resistenza alla punta

resistenza alla punta	$Q_{p,ult} =$	68 daN
-----------------------	---------------	--------

Verifica per azioni di compressione

coefficiente parziale	$\gamma_{(R3)} =$	1,15
resistenza complessiva di progetto	$Q_{a,d} =$	6203 daN
verifica di portata	$P_E/P_d =$	0,43 verifica positiva

Verifica per azioni di trazione

coefficiente parziale	$\gamma_{(R3)} =$	1,25
resistenza per attrito laterale di progetto	$Q_{a,d} =$	5652 daN
verifica di portata	$P_E/P_d =$	0,46 verifica positiva

4.3 Azioni sismiche*a) Periodo proprio della struttura*

massa sismica	$m=$	290 kg
altezza della mensola	$l=$	3 m
momento di inerzia	$J_x=$	2699 cm ⁴
momento di inerzia	$J_y=$	2699 cm ⁴
periodo proprio della struttura	$T_{1(x)}=$	0,13 s
periodo proprio della struttura	$T_{1(y)}=$	0,13 s

b) Accelerazione di progetto

classe d'uso		I
categoria sottosuolo		D
fattore di struttura	$q_0=$	1,50
fattore regolarità in altezza	$K_R=$	1,00
regolarità in pianta		1,00
fattore di struttura	$q=$	1,50
accelerazione di progetto	$S_d(T_{1x})=$	0,13 g
accelerazione di progetto	$S_d(T_{1y})=$	0,13 g
azione sismica	$F_h=$	38 daN

5.0 VERIFICA DELLA SICUREZZA ALLE AZIONI ORIZZONTALI ALLO SLU**5.1 Caratteristiche per palo a sezione circolare**

fattori	$F_{w1} =$	1,5 (sezione circolare - valori medi)
	$F_{w2} =$	3,2 (sezione circolare - valori medi)
	$C_m =$	2,0
esponente	$n =$	0,5
larghezza	$B_p =$	0,24 m

DATI									ELABORAZIONE		
terreno	nodo	DH o L	Z	γ	N_c	N_q	N_γ	c	As	Bs	ks (kN/m ³)
granulare	0	0,25	0,00	19	5,14	1,00	0,00	20	12336	0	12336
granulare	1	0,25	0,25	19	5,14	1,00	0,00	20	12336	2432	14768
granulare	2	0,25	0,50	19	5,14	1,00	0,00	20	12336	3439	15775
granulare	3	0,25	0,75	19	5,14	1,00	0,00	20	12336	4212	16548
granulare	4	0,25	1,00	19	5,14	1,00	0,00	20	12336	4864	17200
granulare	5	0,25	1,25	19	5,14	1,00	0,00	20	12336	5438	17774
granulare	6	0,25	1,50	19	5,14	1,00	0,00	20	12336	5957	18293
granulare	7	0,25	1,75	19	5,14	1,00	0,00	20	12336	6434	18770
granulare	8	0,25	2,00	19	5,14	1,00	0,00	20	12336	6879	19215
granulare	9	0,25	2,25	19	5,14	1,00	0,00	20	12336	7296	19632
granulare	10	0,25	2,50	19	5,14	1,00	0,00	20	12336	7691	20027
granulare	11	0,25	2,75	9	5,14	1,00	0,00	20	12336	3821	16157
granulare	12	0,25	3,00	9	5,14	1,00	0,00	20	12336	3991	16327
granulare	13	0,25	3,25	9	5,14	1,00	0,00	20	12336	4154	16490
granulare	14	0,25	3,50	9	5,14	1,00	0,00	20	12336	4310	16646
granulare	15	0,25	3,75	9	5,14	1,00	0,00	20	12336	4462	16798
granulare	16	0,25	4,00	9	5,14	1,00	0,00	20	12336	4608	16944
granulare	17	0,50	4,50	9	5,14	1,00	0,00	20	12336	4888	17224
granulare	18	0,50	5,00	9	5,14	1,00	0,00	20	12336	5152	17488

VALORE MEDIO
ks (kN/m ³)
14857
18702
16759

Allegato B

Cabinati

1. Particolari cabinati
2. Pressione ammissibile fondazioni superficiali

a) Cabina di consegna

1. Analisi dei carichi e verifica fondazioni

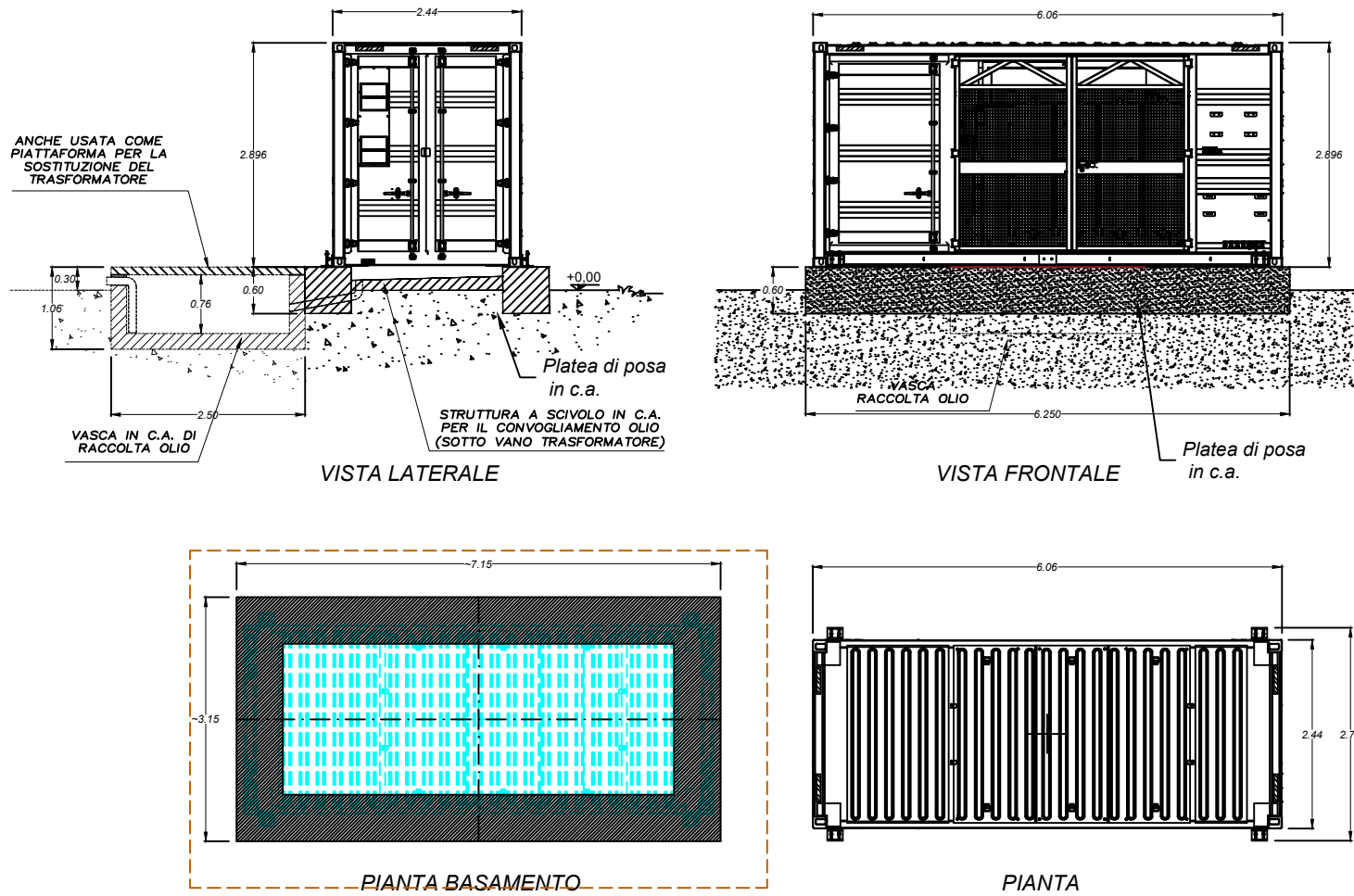
b) Cabina di raccolta

1. Analisi dei carichi e verifica fondazioni

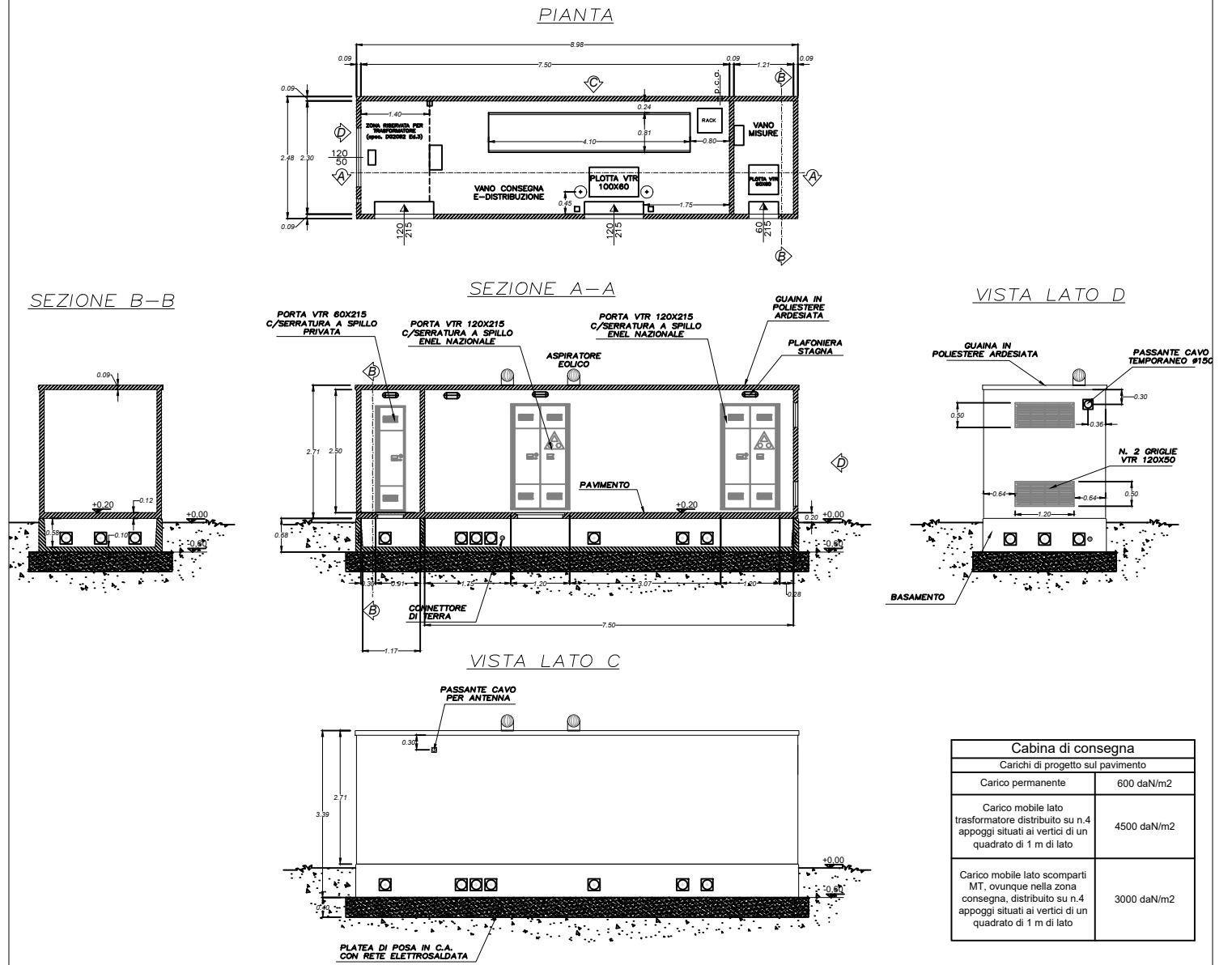
c) Cabina di trasformazione BT-MT

1. Analisi dei carichi e verifica fondazioni

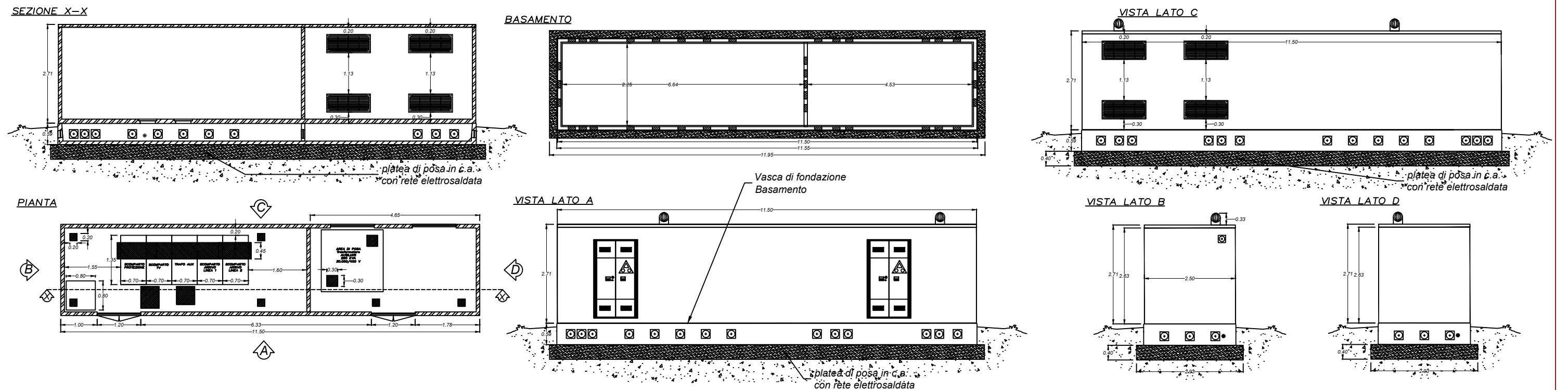
STAZIONE DI CONVERSIONE E TRASFORMAZIONE DELL'ENERGY STORAGE



CABINA CONSEGNA TIPO DG2092 Ed.3 - PREFABBRICATO IN C.A.P.



CABINA DI RACCOLTA - PREFABBRICATO IN C.A.P.



1.0 DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE (HANSEN)**1.1 Parametri di progetto**

Stato limite di verifica	SLU	GEO
Approccio	tipo	2
Combinazione	tipo	A1+M1+R3
Parametro azioni	$\gamma_{G1} =$	1,30
	$\gamma_{Q1} =$	1,50
Parametri geotecnici M	$\gamma'_{\phi} =$	1,00 (tangente angolo di attrito)
	$\gamma'_{cu} =$	1,00 (coesione efficace)
Parametro resistenza R	$\gamma_R =$	2,30 (capacità portante)

1.2 Caratteristiche della fondazione e del terreno

Larghezza fond.	B=	290 cm
Lunghezza fond.	L=	710 cm
Prof. piano posa	D=	110 cm
Resistenza al taglio	$c_u =$	0,20 daN/cm ²
Angolo di attrito	$\phi =$	0 gradi
	====>	0 rad
peso specifico terreno =		1700 daN/m ³
profondità falda=		250 cm

1.3 Parametri di calcolo

peso fondazione	$N_F =$	56623 daN
rapporto	B/L=	0,41
rapporto	D/B=	0,38
fattore	$k_{(D/B)} =$	0,38
$\gamma \times D$	$q' =$	0,19 daN/cm ²
prof. falda	$D_w =$	140 cm
prof. cono rottura	H=	145,00 cm
peso medio effettivo =		1699 daN/m ³

Fattori di capacità portante

fattore di coesione	$N_c =$	5,14
fattore attrito e sovraccarico	$N_q =$	1,00
fattore peso e attrito	$N_{\gamma} =$	0,00

Fattori correttivi di forma

$S_c =$	0,08
$S_q =$	1,00
$S_{\gamma} =$	0,84

Fattori correttivi di profondità

$D_c =$	0,15
$D_q =$	1,00
$D_{\gamma} =$	1,00

Fattore di riduzione per fondazioni larghe

$r_{\gamma} =$	0,96
----------------	------

1.4 Carico di rottura e capacità di resistenza

carico di rottura	$q_u =$	1,45 daN/cm ²
capacità di resistenza	$q_d =$	0,63 daN/cm ²

Cabina di consegna

1. Analisi dei carichi e verifica fondazioni

1.0 CABINA DI CONSEGNA - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

a) <i>Cabina di consegna</i>		
lunghezza	$l =$	9,00 m
larghezza	$b =$	2,50 m
altezza fuori terra	$h_c =$	2,70 m
spessore pareti e soffitto	$t_s =$	9 cm
spessore pavimento	$t_p =$	12 cm
b) <i>Basamento</i>		
altezza basamento	$h_b =$	0,70 m
spessore fondo basamento	$t_{fb} =$	10 cm
spessore pareti basamento	$t_{pb} =$	12 cm
c) <i>Platea</i>		
lunghezza	$l =$	9,50 m
larghezza	$b =$	3,00 m
spessore platea	$t_p =$	40 cm

2.0 AZIONI ORDINARIE**2.1 Peso proprio cabina consegna, basamento, platea***Cabina di consegna*

copertura	$q_{g,1} =$	5064 daN
pareti	$q_{g,2} =$	15489 daN
pavimento	$q_{g,3} =$	6750 daN

totale cabina	$q_{g,c} =$	27303 daN
----------------------	-------------------------------	------------------

Basamento

pareti	$q_{g,1} =$	5356 daN
pavimento	$q_{g,2} =$	5627 daN

totale cabina	$q_{g,b} =$	10983 daN
----------------------	-------------------------------	------------------

Sovraccarico permanente

sovraccarico permanente unitario	$q_p =$	600 daN/m²
sovraccarico permanente totale	$q_p =$	13500 daN

Platea

peso platea	$q_{g,1} =$	28500 daN
-------------	-------------	------------------

2.2 Azioni climatiche - neve

zona		Zona II
valore caratteristico	$q_{sk} =$	100 daN/m²
coefficiente di esposizione	$C_E =$	1,0 (normale)
coefficiente di forma	$\mu_1 =$	0,8 ($\alpha \leq 30^\circ$)
azione unitaria della neve	$q_s =$	80 daN/m²

2.3 Azioni climatiche - vento

zona		1
pressione cinetica di riferimento	$q_{sk} =$	39,06 daN/m²
classe di rugosità		D
categoria di esposizione del sito		II
coefficiente di raffica	$k_r =$	0,19
altezza di rugosità	$Z_0 =$	0,05 m
altezza minima	$Z_{min} =$	2,0 m
coefficiente di topografia	$c_t =$	1,0

coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min} =$	1,42 (da 0 a 5 m)
coefficiente di forza in pressione	$C_p =$	1,20
azione complessiva unitaria	$p_v =$	67 daN/m²

3.0 CARICHI SULLA PLATEA E VERIFICHE**3.1 Verifica in condizioni statiche**

<i>a) Azioni sulla platea</i>		
peso proprio manufatti	$P_m=$	51787 daN
peso proprio platea	$P_p=$	28500 daN
sovraccarico accidentale (neve)	$P_n=$	1800 daN
<i>b) Pressioni sul terreno in condizioni statiche</i>		
pressione allo SLU	$\sigma_{SLU}=$	0,38 daN/cm ²
pressione di progetto	$\sigma_D=$	0,63 daN/cm ²
verifica della pressione sul terreno	$\sigma_{SLU}/\sigma_D=$	0,60 verifica positiva
<i>c) Momento flettente e armatura minima necessaria</i>		
momento massimo in mezzeria	$M=$	4659 daNm/m
altezza utile sezione	$h'=$	36 cm
area armatura necessaria	$A_a=$	2,98 cm ² /m
area di progetto effettiva (4φ12/m)	$A_{a,eff}=$	4,52 cm ² /m
verifica armatura	$A_a/A_{a,eff}=$	0,66 verifica positiva

3.2 Verifica in condizioni sismiche

<i>a) Periodo proprio della struttura</i>		
massa sismica	$m=$	27303 kg
altezza della cabina	$l=$	2,70 m
parametro per calcolo periodo proprio	$C_1=$	0,05
periodo proprio della struttura ($T_1=C_1H^{0,75}$)	$T_1=$	0,11 s
<i>b) Accelerazione di progetto</i>		
classe d'uso		I
categoria sottosuolo		D
fattore di struttura	$q_0=$	1,50
fattore regolarità in altezza	$K_R=$	1,00
regolarità in pianta		1,00
fattore di struttura	$q=$	1,50
accelerazione di progetto	$S_d(T_1)=$	0,14 g
azione sismica	$F_h=$	3822 daN
<i>c) Pressioni sul terreno in condizioni sismiche</i>		
carico verticale		80287 daN
momento flettente	$M=$	6880 daNm
eccentricità	$e=$	8,57 cm
lunghezza nocciolo asse x	$b_x=$	158 cm
lunghezza nocciolo asse y	$b_y=$	50 cm
pressione dovuta ai carichi verticali	$\sigma_N=$	0,28 daN/cm ²
modulo di resistenza attorno asse lato maggiore	$W_1=$	9375000 cm ³
modulo di resistenza attorno asse lato minore	$W_2=$	33750000 cm ³
pressione sul terreno (azione perp. lato maggiore)	$\sigma_{Mx}=$	0,07 daN/cm ²
pressione sul terreno (azione perp. lato minore)	$\sigma_{My}=$	0,02 daN/cm ²
pressione massima in condizioni sismiche	$\sigma_{max}=$	0,36 daN/cm ²
verifica della pressione sul terreno	$\sigma_E/\sigma_D=$	0,57 verifica positiva

Cabina di raccolta

1. Analisi dei carichi e verifica fondazioni

1.0 CABINA DI RACCOLTA - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

a) <i>Cabina di raccolta</i>		
lunghezza	$l =$	11,50 m
larghezza	$b =$	2,50 m
altezza fuori terra	$h_c =$	2,70 m
spessore pareti e soffitto	$t_s =$	9 cm
spessore pavimento	$t_p =$	12 cm
b) <i>Basamento</i>		
altezza basamento	$h_b =$	0,50 m
spessore fondo basamento	$t_{fb} =$	10 cm
spessore pareti basamento	$t_{pb} =$	12 cm
c) <i>Platea</i>		
lunghezza	$l =$	12,00 m
larghezza	$b =$	3,00 m
spessore platea	$t_p =$	40 cm

2.0 AZIONI ORDINARIE**2.1 Peso proprio cabina consegna, basamento, platea***Cabina di raccolta*

copertura	$q_{g,1} =$	6470 daN
pareti	$q_{g,2} =$	18530 daN
pavimento	$q_{g,3} =$	8625 daN

totale cabina	$q_{g,c} =$	33625 daN
----------------------	-------------------------------	------------------

Basamento

pareti	$q_{g,1} =$	4575 daN
pavimento	$q_{g,2} =$	7190 daN

totale cabina	$q_{g,b} =$	11765 daN
----------------------	-------------------------------	------------------

Sovraccarico permanente

sovraccarico permanente unitario	$q_p =$	600 daN/m²
sovraccarico permanente totale	$q_p =$	17250 daN

Platea

peso platea	$q_{g,1} =$	36000 daN
-------------	-------------	------------------

2.2 Azioni climatiche - neve

zona		Zona II
valore caratteristico	$q_{sk} =$	100 daN/m²
coefficiente di esposizione	$C_E =$	1,0 (normale)
coefficiente di forma	$\mu_1 =$	0,8 ($\alpha \leq 30^\circ$)
azione unitaria della neve	$q_s =$	80 daN/m²

2.3 Azioni climatiche - vento

zona		1
pressione cinetica di riferimento	$q_{sk} =$	39,06 daN/m²
classe di rugosità		D
categoria di esposizione del sito		II
coefficiente di raffica	$k_r =$	0,19
altezza di rugosità	$Z_0 =$	0,05 m
altezza minima	$Z_{min} =$	2,0 m
coefficiente di topografia	$c_t =$	1,0
coefficiente di esposizione minimo	$C_{e,min} =$	1,42 (da 0 a 5 m)

coefficiente di forza in pressione
azione complessiva unitaria

$C_p =$

1,20

$p_v =$

67 daN/m²

3.0 CARICHI SULLA PLATEA E VERIFICHE**3.1 Verifica in condizioni statiche**

<i>a) Azioni sulla platea</i>		
peso proprio manufatti	$P_m=$	62640 daN
peso proprio platea	$P_p=$	36000 daN
sovraccarico accidentale (neve)	$P_h=$	2300 daN
<i>b) Pressioni sul terreno in condizioni statiche</i>		
pressione allo SLU	$\sigma_{SLU}=$	0,37 daN/cm ²
pressione di progetto	$\sigma_D=$	0,63 daN/cm ²
verifica della pressione sul terreno	$\sigma_{SLU}/\sigma_D=$	0,58 verifica positiva
<i>c) Momento flettente e armatura minima necessaria</i>		
momento massimo in mezzeria	$M=$	4536 daNm/m
altezza utile sezione	$h'=$	36 cm
area armatura necessaria	$A_a=$	2,90 cm ² /m
area di progetto effettiva (4φ12/m)	$A_{a,eff}=$	4,52 cm ² /m
verifica armatura	$A_a/A_{a,eff}=$	0,64 verifica positiva

3.2 Verifica in condizioni sismiche

<i>a) Periodo proprio della struttura</i>		
massa sismica	$m=$	33625 kg
altezza della cabina	$l=$	2,70 m
parametro per calcolo periodo proprio	$C_1=$	0,05
periodo proprio della struttura ($T_1=C_1H^{0,75}$)	$T_1=$	0,11 s
<i>b) Accelerazione di progetto</i>		
classe d'uso		I
categoria sottosuolo		D
fattore di struttura	$q_0=$	1,50
fattore regolarità in altezza	$K_R=$	1,00
regolarità in pianta		1,00
fattore di struttura	$q=$	1,50
accelerazione di progetto	$S_d(T_1)=$	0,14 g
azione sismica	$F_h=$	4707 daN
<i>c) Pressioni sul terreno in condizioni sismiche</i>		
carico verticale		98640 daN
momento flettente	$M=$	8473 daNm
eccentricità	$e=$	8,59 cm
lunghezza nocciolo asse x	$b_x=$	200 cm
lunghezza nocciolo asse y	$b_y=$	50 cm
pressione dovuta ai carichi verticali	$\sigma_N=$	0,27 daN/cm ²
modulo di resistenza attorno asse lato maggiore	$W_1=$	11979166,7 cm ³
modulo di resistenza attorno asse lato minore	$W_2=$	55104166,7 cm ³
pressione sul terreno (azione perp. lato maggiore)	$\sigma_{Mx}=$	0,07 daN/cm ²
pressione sul terreno (azione perp. lato minore)	$\sigma_{My}=$	0,02 daN/cm ²
pressione massima in condizioni sismiche	$\sigma_{max}=$	0,35 daN/cm ²
verifica della pressione sul terreno	$\sigma_E/\sigma_D=$	0,55 verifica positiva

Cabina di trasformazione BT-MT

1. Analisi dei carichi e verifica fondazioni

1.0 CABINA DI TRASFORMAZIONE - CARATTERISTICHE GEOMETRICHEa) *Cabina di trasformazione BT/MT*

lunghezza	$l=$	6,05 m
larghezza	$b=$	2,45 m
altezza fuori terra	$h_c=$	2,90 m
peso	$m_t=$	18000 daN

b) *Travi di fondazione*

lunghezza	$l=$	6,50 m
larghezza	$b=$	0,60 m
altezza	$t_f=$	60 cm

2.0 AZIONI ORDINARIE**2.1 Peso proprio cabina di trasformazione***Cabina di trasformazione*

trasformatori	$q_{g,t}=$	18000 daN
---------------	------------	------------------

Platea

peso travi di fondazione	$q_{g,pl}=$	5850 daN/cad
--------------------------	-------------	---------------------

2.2 Azioni climatiche - neve

zona

Zona II

valore caratteristico	$q_{sk}=$	100 daN/m ²
coefficiente di esposizione	$C_E=$	1,0 (normale)
coefficiente di forma	$\mu_1=$	0,8 ($\alpha \leq 30^\circ$)
azione unitaria della neve	$q_s=$	80 daN/m ²

2.3 Azioni climatiche - vento

zona

1

pressione cinetica di riferimento	$q_{sk}=$	39,06 daN/m ²
classe di rugosità		D
categoria di esposizione del sito		II
coefficiente di raffica	$k_r=$	0,19
altezza di rugosità	$z_0=$	0,05 m
altezza minima	$z_{min}=$	2,0 m
coefficiente di topografia	$c_t=$	1,0
coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}=$	1,42 (da 0 a 5 m)
coefficiente di forza in pressione	$C_p=$	1,20
azione complessiva unitaria	$p_v=$	67 daN/m ²

3.0 CARICHI SULLE TRAVI DI FONDAZIONE E VERIFICHE**3.1 Verifica in condizioni statiche**

<i>a) Azioni sulle travi</i>		
peso proprio cabina	$P_m =$	18000 daN
peso proprio travi	$P_p =$	5850 daN
sovraccarico accidentale (neve)	$P_h =$	1186 daN
<i>b) Pressioni sul terreno in condizioni statiche</i>		
pressione allo SLU	$\sigma_{SLU} =$	0,52 daN/cm ²
pressione di progetto	$\sigma_D =$	0,63 daN/cm²
verifica della pressione sul terreno	$\sigma_{SLU}/\sigma_D =$	0,82 verifica positiva

3.2 Verifica in condizioni sismiche

<i>a) Periodo proprio della struttura</i>		
massa sismica	$m =$	18000 kg
altezza della cabina	$l =$	2,90 m
parametro per calcolo periodo proprio	$C_1 =$	0,05
periodo proprio della struttura ($T_1 = C_1 H^{0,75}$)	$T_1 =$	0,11 s
<i>b) Accelerazione di progetto</i>		
classe d'uso		I
categoria sottosuolo		D
fattore di struttura	$q_0 =$	1,50
fattore regolarità in altezza	$K_R =$	1,00
regolarità in pianta		1,00
fattore di struttura	$q =$	1,50
accelerazione di progetto	$S_d(T_1) =$	0,14 g
azione sismica	$F_h =$	2520 daN
<i>c) Pressioni sul terreno in condizioni sismiche</i>		
carico verticale	$N =$	29700 daN
momento flettente	$M =$	4872 daNm
eccentricità	$e =$	16,40 cm
lunghezza nocciolo asse x	$b_x =$	108 cm
lunghezza nocciolo asse y	$b_y =$	41 cm
pressione dovuta ai carichi verticali	$\sigma_N =$	0,38 daN/cm ²
modulo di resistenza attorno asse lato maggiore	$W_1 =$	8450000 cm ³
modulo di resistenza attorno asse lato minore	$W_2 =$	9746020 cm ³
pressione sul terreno (azione perp. lato maggiore)	$\sigma_{Mx} =$	0,06 daN/cm ²
pressione sul terreno (azione perp. lato minore)	$\sigma_{My} =$	0,05 daN/cm ²
pressione massima in condizioni sismiche	$\sigma_{max} =$	0,45 daN/cm²
verifica della pressione sul terreno	$\sigma_E/\sigma_D =$	0,72 verifica positiva

PAGINA LASCIATA INTENZIONALMENTE BIANCA