

MINISTERO DELLA TRANSIZIONE ECOLOGICA
VALUTAZIONI ED AUTORIZZAZIONI AMBIENTALI



COMUNE DI VILLACIDRO
Provincia SU

TITOLO
TITLE

REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO FOTOVOLTAICO SU PENSILINA SITO NEL
COMUNE DI VILLACIDRO (SU) PER UNA POTENZA TOTALE DI 51 MW

PROGETTAZIONE
ENGINEERING

Ing. Giuliano Giuseppe Medici
Ing. Arch. Valeria Medici
Ing. Arch. Elisa Defraia

COMMITTENTE
CLIENT

SHARDANA ENERGETICA SRL

OGGETTO
OBJECT

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE_VIA

SCALA / SCALE

DATA / DATE

NOVEMBRE 2021

REL

I

COMUNE DI VILLACIDRO (SU)

REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO FOTOVOLTAICO SU PENSILINE

AD ORIENTAMENTO MONOASSIALE

POTENZA 51 MWe

IMPIANTO NON A TERRA IN BASE AL DM 4 LUGLIO 2019

ART.2 LETTERA C)

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Dott. Ing. Giuliano G. Medici

Dott. Ing. Arch. Valeria Medici

Dott. Ing. Arch. Elisa Defraia

Novembre 2021

INDICE

1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
2. DESCRIZIONE STRUTTURA.....	4
2.1 CARATTERISTICHE DEI MODULI FOTOVOLTAICI	5
2.2 MATERIALI	5
3. AZIONI SULLA STRUTTURA.....	6
3.1 PESI PROPRI STRUTTURALI E CARICHI PERMANENTI	6
3.2 AZIONE DEL VENTO.....	6
3.2.1 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO.....	7
3.2.2 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE	8
3.2.3 COEFFICIENTE DI FORMA	10
3.2.4 COEFFICIENTE DINAMICO	11
3.4 AZIONE SISMICA	11
4. CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA.....	12
4.1 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI.....	13
5. VERIFICHE E COMBINAZIONE DEI CARICHI	13
5.1 VERIFICHE STRUTTURALI PRELIMINARI	14
5.1.1 VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ DELLE STRUTTURE FUORI TERRA	14
5.1.2 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ DELLE STRUTTURE FUORI TERRA.....	14
5.1.3 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DELLA FONDAZIONE DEI PALI	14
6. CONCLUSIONI	16

1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le verifiche strutturali preliminari sono state eseguite in accordo alle seguenti normative nazionali:

- D.M. 17 Gennaio 2018: "Norme tecniche per le Costruzioni" (NTC);
- Circolare 21 Gennaio 2019 n.7: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018";
- L. n. 1086 05.11.1971 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge 02/02/1974 n. 64, Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- Circolare Min. LL. PP. Del 14/02/1974 n. 11951;
- D.M. LL.PP. 14.02.1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" e relativa Circ. Min. LL.PP n° 37406/STC del 24.06.1993;
- D.M. LL.PP. 09.01.1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" e relativa Circ. Min. LL.PP n° 252 AA.GG./S.T.C. del 15.10.1996;
- D.M. LL.PP. 16.01.1996 "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi" e relativa Circ. Min. LL.PP. n° 156AA.GG./STC del 04.07.1996;
- Circolare Min. LL.PP. 04/07/1996, n. 156 AA.GG./STC. "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi" di cui al D.M. 16/01/1996;
- Circolare del 10/04/1997 n. 65 del Ministero dei LL.PP., Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16/01/1996.
- ORDINANZA P.C.M. N: 3274 del 02/05/2003 (G.U. 08/05/2003, n. 105 suppl.) modificata ed integrata ai sensi della ORDINANZA P.C.M. N. 3316 del 02/10/2003 (G.U. 10/10//2003, n. 236) e della ORDINANZA P.C.M. N. 3431 del 03/05/2005 (G.U. 10-5-2005, n. 107 -suppl.): Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- D.P.C.M. n° 3685 del 21/10/03, G.U. n° 252, del 29/10/03;
- Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Ufficio Servizio Sismico Nazionale, 29/03/04: Elementi informativi sull'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (G.U. n. 105 del 8.5.2003);
- D.M. Infrastrutture e Trasporti del 14-09-2005 "Norme tecniche per le costruzioni." (G.U. n. 222 del 23/9/2005 - Suppl. Ordinario n.159);
- O.P.C.M. n° 3519 del 28/04/06, G.U. n° 108, del 11/05/06;

2. DESCRIZIONE STRUTTURA

Le strutture che compongono l'impianto sono composte come segue:

- Tracker di m 37,35x2,384 è costituita da 28 moduli fotovoltaici delle dimensioni cadauno di 2384x1303x35mm.

Lo schema statico della struttura tipo presenta un telaio costituito da n°5 elementi di sostegno, disposti ad una interdistanza di m 9,15.

- Tracker di m 27,95x2,384 è costituita da 21 moduli fotovoltaici delle dimensioni cadauno di 2384x1303x35 mm.

Lo schema statico della struttura tipo presenta un telaio costituito da n°4 elementi di sostegno, disposti ad una interdistanza di m 9,15.

- Tracker di m 18,55x2,384 è costituita da 14 moduli fotovoltaici delle dimensioni cadauno di 2384x1303x35 mm.

Lo schema statico della struttura tipo presenta un telaio costituito da n°3 elementi di sostegno, disposti ad una interdistanza di m 9,15.

La struttura di sostegno è composta da profilati formati a freddo:

- puntone in profilo rettangolare di dimensioni 130x80, spessore 5 mm
- trave profilo rettangolare di dimensioni 130x80, spessore 5 mm.

Le giunzioni sono effettuate mediante bullonatura.

Per la realizzazione dell'impianto si sono scelte strutture in acciaio zincato/alluminio adatte a posa diretta tramite conficcamento nel terreno.

La struttura è composta da pali infissi nel terreno con passo e mutua distanza costanti. La lunghezza dei pali infissi è commisurata alle condizioni di carico specifiche dell'impianto (carichi di neve e vento) e alle caratteristiche di portanza del terreno interessato dall'infissione.

La lunghezza del tratto infisso dei pali è stata assunta pari a circa 1,8 metri. Opportune prove di estrazione e carico preventive potranno poi essere realizzate in sito ai fini della progettazione esecutiva dell'impianto e dell'ottimizzazione delle strutture di fondazione.

Ciascun palo sarà equipaggiato con un ritto verticale in acciaio zincato/alluminio di lunghezza adeguata al fine di consentire la posa di profili metallici diagonali, inclinati sull'orizzontale dell'angolo di tilt di progetto, sui quali posare i binari metallici longitudinali di supporto dei pannelli fotovoltaici. I pannelli saranno ancorati ai binari tramite opportuni morsetti di fissaggio.

L'infissione dei pali, avviene tramite battitura con apposita macchina battipalo in modo da ridurre al minimo l'impiego di opere in calcestruzzo ed evitare il rilascio nell'ambiente di qualsiasi residuo di lavorazione.

Il sistema strutturale composto da pali infissi e ritti superiori di altezza e posizione variabile, permette anche di compensare eventuali dislivelli del terreno mantenendo costante l'allineamento e riducendo potenziali problemi di ombreggiamento tra gli impianti.

Le altre parti meccaniche che completano la struttura saranno quindi fissate mediante viteria, bulloni e staffaggio al palo, così come gli stessi moduli fotovoltaici.

2.1 CARATTERISTICHE DEI MODULI FOTOVOLTAICI

Per una descrizione più completa fare riferimento al catalogo della ditta fornitrice; Nelle verifiche riportate di seguito si sono comunque considerati pannelli aventi dimensioni 2384x1303 (mm) con un peso proprio di circa 26 (kg/m²) oltre a 2 (kg/m²) di carpenteria per fissaggio.

Le staffe di supporto si adattano alla produzione commerciale generale, in particolare nel catalogo della ditta si fa riferimento a moduli con misure 2384x1303 (mm).

I pannelli hanno carcassa in alluminio e il collegamento al supporto avviene mediante staffe in alluminio o acciaio AISI 304, tasselli plastici scorrevoli di tipo rinforzato e bulloneria in acciaio inox equivalente per caratteristiche alle Classi 8.8.

2.2 MATERIALI

I profilati appartengono al tipo AL 6065

- carico unitario di rottura >340 N/mm²
- carico unitario di snervamento >235 N/mm²
- allungamento percentuale a rottura >26%
- $\sigma_{amm} = 2200 \text{ kg/cm}^2$ (Valore secondo la Tab. 6, prospetto 3-VII della CNR UNI 10022).

Trattamento protettivo anticorrosivo con anodizzazione.

3. AZIONI SULLA STRUTTURA

Per le verifiche statiche del sistema proposto, da effettuarsi in sede di progettazione esecutiva, si utilizzeranno i seguenti dati:

- pesi propri strutturali e carichi permanenti
- spinta del vento
- carico da neve

Per ciascuna di queste azioni e laddove applicabile, per questo tipo di struttura si prevede una vita nominale di 25 anni. Rispetto a tale periodo di riferimento vengono calcolate le azioni così come a seguito indicato.

La struttura in oggetto sarà installata nella zona E del Comune di Villacidro (SU), località "Gianna" ed ai fini della determinazione del carico del vento, ricade in Zona 5 secondo il D.M. del 19 gennaio 1996.

3.1 PESI PROPRI STRUTTURALI E CARICHI PERMANENTI

La struttura è progettata per il sostegno dei pannelli fotovoltaici e per resistere alle azioni ambientali. Sono escluse azioni derivanti da operazioni di montaggio e/o manutenzione che vengono comunque svolte da operatori a terra.

Il peso proprio dei pannelli fotovoltaici è pari 0.36 kN/mq. Tenuto conto del peso proprio degli elementi strutturali (calcolati in automatico dal programma di calcolo), si considera cautelativamente un carico complessivo pari a 0.4 kN/mq per i soli pannelli e i morsetti-collegamenti.

3.2 AZIONE DEL VENTO

L'altezza sul livello del mare del sito su cui sorge la costruzione è variabile da un minimo di circa +62.0/66.0m ad un massimo di circa +75.0/80.0m, degradante verso NW.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_{pcd}$$

dove:

- q_{ref} = è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e = è il coefficiente di esposizione;
- c_p = è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione e da prove sperimentali in galleria del vento.
- c_d = è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

3.2.1 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento q_{ref} (in N/m²) è data dall'espressione:

$$q_{ref} = (\nu_{ref}^2)/1.6$$

nella quale ν_{ref} è la velocità di riferimento del vento (in m/s).



Fig. 1 - Mappa per la macrozonazione per l'azione del vento

Zona	Descrizione	$\nu_{ref,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_a (1/s)
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.012
2	Emilia Romagna	25	750	0.024
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria, (esclusa, la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.030
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.030
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola di Maddalena.	28	750	0.024
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola di Maddalena.	28	500	0.030
7	Liguria	29	1000	0.024
8	Provincia di Trieste	31	1500	0.012
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.030

Tab. 1 - Parametri di macrozonazione per il vento.

La velocità di riferimento v_{ref} è il valore massimo, riferito ad un intervallo di ritorno di 50 anni.

$$v_{ref} = v_{ref,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_{ref} = v_{ref,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_s > a_0$$

dove:

- $v_{ref,0}$; a_0 ; k_a = sono dati dalla Tabella 1 in funzione della zona, definita in figura 1 ove sorge la costruzione;
- a_s = è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

In particolare, secondo la tab.1, essendo in zona 5 all'altezza sul livello del mare di circa 65 m abbiamo un valore della velocità di riferimento pari a 28.00 m/s, quindi, secondo l'espressione

$$q_{ref} = (v_{ref}^2)/1.6$$

la pressione cinetica di riferimento sarà uguale a

$$q_{ref} = 490 \text{ N/m}^2$$

3.2.2 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione.

E' dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0)[7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

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

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tabella2 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- c_t è il coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione e' assegnata nella Figura2 in funzione della geografia del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno in Tabella 3.

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	Z_{min} (m)
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

Tab. 2 - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

Fig. 2 - Definizione delle categorie di esposizione in funzione delle regioni individuate nella macrozonazione

Classi di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ...); aree con rugosità non riconosciuta alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno.

Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe di rugosità A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 Km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione.

Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi rigorose verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Tab. 3 - Classi di rugosità del terreno

Il coefficiente di topografia c_t è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose, montane. In questo caso la Figura 3 riporta i diagrammi di c_e per le diverse categorie di esposizione.

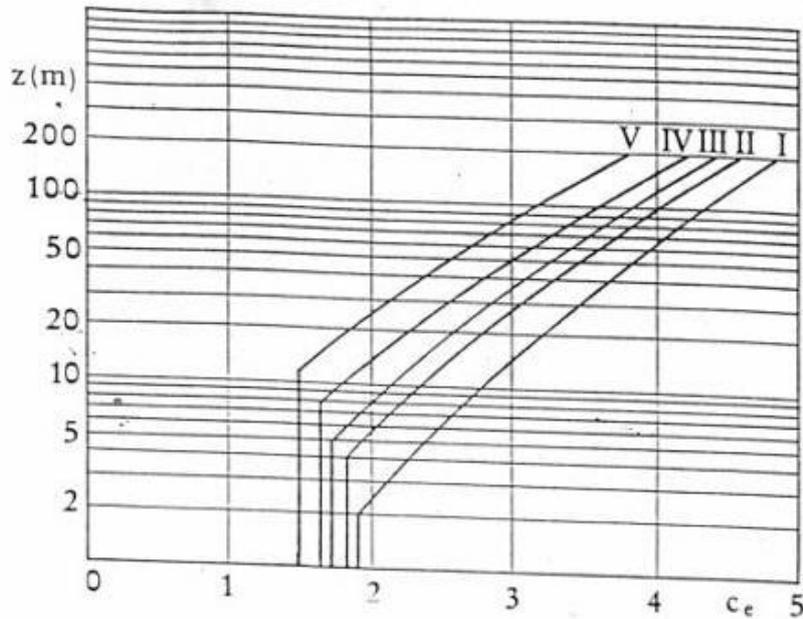


Fig. 3 - riporta i diagrammi di ce per le diverse categorie di esposizione

Nel caso in esame si assume:

- Classe di rugosità del terreno: classe C;
- Categoria di esposizione del sito: II
- Altezza della costruzione sul suolo $z < z_{min}$ altezza di riferimento della categoria;
- Coefficiente topografico $c_t = 1$

Si ottiene, così, il coefficiente di esposizione $c_e = 1.8$

3.2.3 COEFFICIENTE DI FORMA

Il coefficiente di forma per la valutazione della pressione esterna ed interna dipende dalla tipologia strutturale.

Per tettoie e pensiline isolate, per le quali il rapporto tra l'altezza totale dal suolo e la massima dimensione in pianta non è maggiore di uno, si assumono i coefficienti di forma definiti in figura:



Fig. 4 - Definizione dei coefficienti di pressione

Nel caso in esame, per elementi sopravento con inclinazione sull'orizzontale minore a 35°
 $c_p = 0.8$.

3.2.4 COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico è una funzione della forma della costruzione, della sua capacità a penetrare

l'aria e dal materiale. Di norma si assume un coefficiente dinamico pari a $cd = 1$.

In definitiva la pressione del vento in direzione ortogonale alla falda è pari a:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 490 \text{ N/mq} \cdot 1.8 \cdot 0.8 \cdot 1 = 88.2 \text{ N/mq}$$

3.3 CARICO DELLA NEVE

Il carico della neve viene valutato con riferimento D.M. 16 gennaio 1996 ed alla relativa Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 4 luglio 1996 n. 156.

La struttura in oggetto sarà installata nei terreni del comune di Villacidro (SU), regione Sardegna, e quindi, in base alla normativa D.M. 16 gennaio 1996, ricade in Zona II. L'altezza sul livello del mare del sito su cui sorge la costruzione è inferiore ai 200 m.

Il carico di neve al suolo per la Zona di riferimento è pari a $q_{sk} = 0.77 \text{ kN/mq}$.

Il carico provocato dalla neve sui pannelli è stato valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = m_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

dove:

q_s = carico neve sulla copertura;

m_i = coefficiente di forma della copertura. Per copertura ad un'unica falda a inclinazione $\leq 30^\circ$, il coefficiente è pari a 0,8.

q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kg/m^2] per un periodo di ritorno di 50 anni.

C_e = coefficiente di esposizione assunto pari a 1 in caso di topografia "normale".

C_t = coefficiente termico. Tiene conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. In genere si pone pari a 1.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

3.4 AZIONE SISMICA

Il territorio della Regione Sardegna è caratterizzato da bassi livelli di rischio sismico. Tenuto conto delle ridotte masse strutturali e non strutturali presenti e tenuto conto che la combinazione di carico sismica (SLU ed SLE) ai sensi delle NTC, non prevede cumulo con azioni da vento e neve (sotto la quota di 1000 m s.l.m.) si considera trascurabile l'effetto delle azioni sismiche.

Nel seguito di questo documento non verranno quindi sviluppate le verifiche relative.

4. CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA

Le verifiche strutturali preliminari sono state condotte utilizzando un modello di calcolo composto da elementi beam, simulanti il comportamento delle membrature componenti.

Nel dettaglio, per i pali di supporto della struttura si è considerato un incastro per i nodi inferiori. Per gli arcarecci longitudinali si è considerata la continuità da un estremo all'altro della vela. Per i traversi inclinati si sono considerate le estremità incernierate.

Ai fini delle verifiche si sono considerati i profili indicati negli elaborati grafici allegati al progetto.

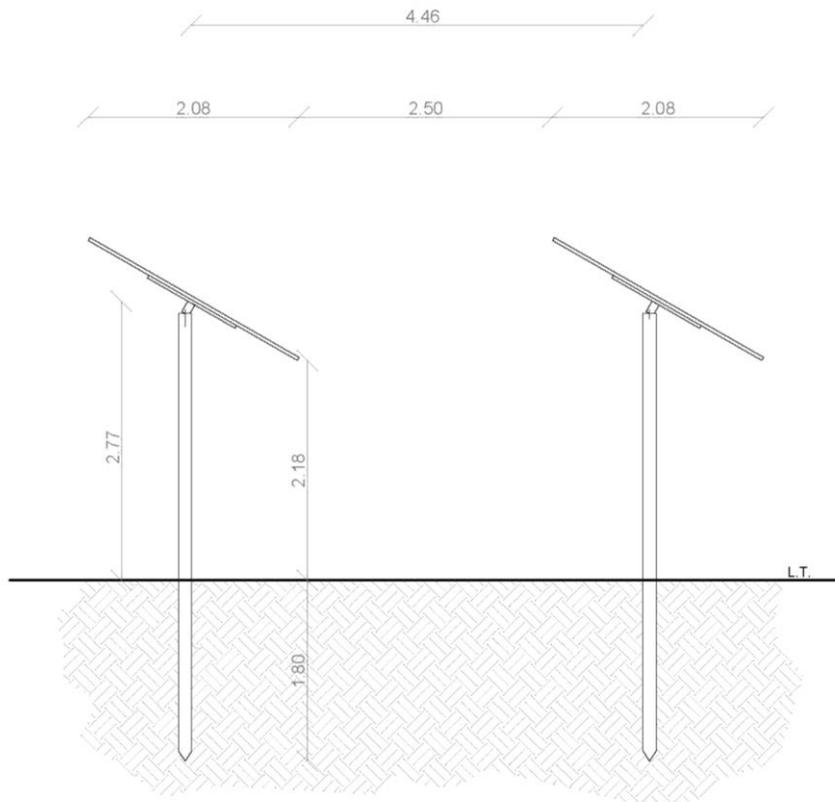


Figura 5: Sezione trasversale della struttura di supporto.

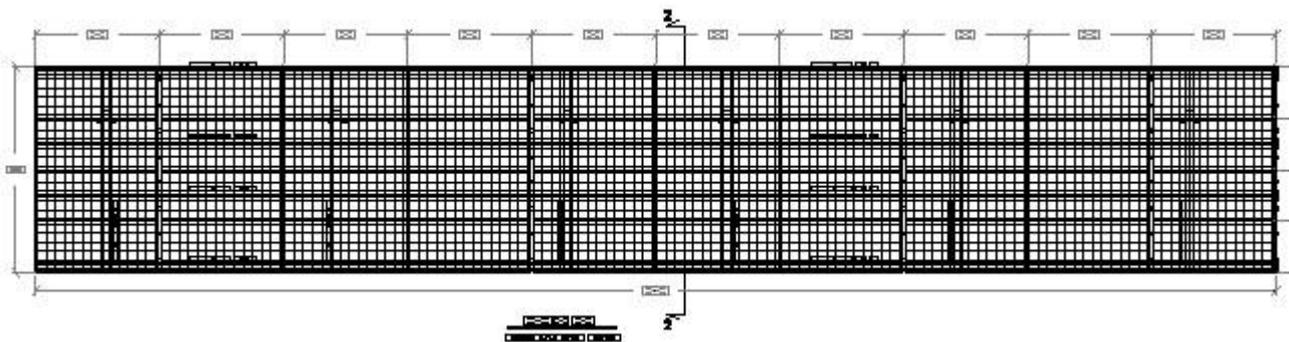


Figura 6: Pianta tipo delle strutture di sostegno.

4.1 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

I valori statici di interesse delle sezioni dei profili sono:

Puntone (Profilato rettangolare 130x80 cm spessore=5mm)

A	24.78 cm ²
Jy	607.04 cm ⁴
Wy	93.39 cm ³
iy	3.50 cm
peso	6.69 Kg/m

Traverso (Profilato rettangolare 130x80 cm spessore=5mm)

A	24.78 cm ²
Jy	607.04 cm ⁴
Wy	93.39 cm ³
iy	3.50 cm
peso	6.69 Kg/m

5. VERIFICHE E COMBINAZIONE DEI CARICHI

Per le verifiche statiche del sistema proposto, da effettuarsi in sede di progettazione esecutiva, si utilizzeranno i seguenti dati:

- combinazione CSLU2: $Ed=1,0 \times G + 1,5 \times W + 0,5 \times 1,5 \times S$
- combinazione CSLU3: $Ed=1,3 \times G - 0,6 \times 1,5 \times W + 1,5 \times S$
- combinazione CSLU4: $Ed=1,3 \times G + 0,6 \times 1,5 \times W + 1,5 \times S$
- combinazione CSLU5: $Ed=1,3 \times G - 1,5 \times W$
- combinazione CSLU6: $Ed=1,3 \times G + 1,5 \times S$
- combinazione CSLU7: $Ed=1,0 \times G + 1,5 \times W$

STATI LIMITE ESERCIZIO

- combinazione CSLS1: $Ed=1,0 \times G - 1,0 \times W + 0,5 \times S$
- combinazione CSLS2: $Ed=1,0 \times G + 1,0 \times W + 0,5 \times S$
- combinazione CSLS3: $Ed=1,0 \times G - 0,6 \times W + 1,0 \times S$
- combinazione CSLS4: $Ed=1,0 \times G + 0,6 \times W + 1,0 \times S$
- combinazione CSLS5: $Ed=1,0 \times G - 1,0 \times W$
- combinazione CSLS6: $Ed=1,0 \times G + 1,0 \times S$
- combinazione CSLS7: $Ed=1,0 \times G + 1,0 \times W$

Dove:

- G = sommatoria dei carichi strutturali e permanenti;

- W = carico dovuto al vento in aspirazione;
- S = carico dovuto alla neve.

5.1 VERIFICHE STRUTTURALI PRELIMINARI

5.1.1 VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ DELLE STRUTTURE FUORI TERRA

Nelle tabelle seguenti si riporta la mappatura delle tensioni massime agenti sulle varie parti principali delle strutture per l'involuppo delle combinazioni di carico agli SLU.

La tensione di riferimento per la verifica delle strutture in oggetto è di seguito riportata:

$$f_d = f_y / \gamma_{m0} = 262 \text{ MPa}$$

Il valore massimo delle tensioni agenti sulle varie membrature rimane sempre la di sotto della tensione di riferimento. La verifica di resistenza delle strutture si ritiene quindi soddisfatta.

Ai fini delle verifiche di stabilità, significative per i ritti verticali e i trasversi (per gli arcarecci longitudinali, la presenza dei pannelli ancorati agli stessi tramite i morsetti, contrasta ogni eventuale fenomeno di instabilità del corrente compresso), si riporta di seguito la mappatura degli stress assiali per l'involuppo delle combinazioni di carico agli SLU.

Considerando gli esigui valori di stress assiale presenti su tali elementi, i valori di snellezza effettivi delle membrature in esame (inferiori ai valori massimi di normativa), e la sollecitazione flessionale agente sugli stessi, le verifiche di stabilità dei ritti e dei trasversipossono ritenersi soddisfatte.

5.1.2 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ DELLE STRUTTURE FUORI TERRA

Ai fini delle verifiche di deformabilità, si riporta di seguito la mappatura degli spostamenti massimi delle varie membrature per l'involuppo delle combinazioni agli SLE.

La freccia massima degli arcarecci longitudinali (luce netta massima $L = 1500 \text{ mm}$) è pari a:

- $\delta_{\max} = 6.1 \text{ mm} = L/245 < L/200$ verifica soddisfatta

(si ritiene inoltre implicitamente soddisfatta la verifica della freccia elastica dei carichi variabili:

- $\delta_2 < L/250$)

Lo spostamento massimo delle strutture verticali (H media fuori terra pari a circa 2600 mm) è pari a:

$\delta = 14.05 \text{ mm} = H_m/185 < H_m/150$ (valore di riferimento conservativo) verifica soddisfatta

5.1.3 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DELLA FONDAZIONE DEI PALI

Si eseguono di seguito le verifiche allo stato limite di collasso per carico limite assiale e trasversale sui pali di fondazione. In accordo alle prescrizioni delle NTC, si utilizza l'approccio 2 di verifica (A1+M1+R3).

Ai fini della verifica di capacità portante verticale dei pali di supporto della struttura, si riportano di seguito i valori massimi delle azioni assiali agenti sui pali per l'involuppo delle combinazioni di carico agli SLU.

Per l'impianto in oggetto, si riportano di seguito i valori di carico assiale di progetto-verifica del palo (per sollecitazioni di trazione e compressione):

L'infissione (m)	$R_{l, calc}$ (kN)	$R_{b, calc}$ (kN)	$R_{d, traz}$ (kN)	$R_{d, compr}$ (kN)
1.8	9.60	0.11	4.52	4.97

Tali valori, relativi all'approccio di verifica di cui sopra, sono stati ottenuti utilizzando un coefficiente di correlazione pari a 1.7 (assunzione preliminare conservativa).

Dai risultati delle analisi svolte, i valori massimi di sollecitazione assiale di trazione e compressione agenti sui pali di fondazione risultano inferiori ai valori di progetto-verifica indicati nella tabella sopra riportata, infatti:

$$N_{Ed, traz} = 3.16 \text{ kN} < 4.52 \text{ kN (Verifica soddisfatta)}$$

$$N_{Ed, compr} = 4.5 \text{ kN} < 4.97 \text{ kN (Verifica soddisfatta)}$$

Per quel che attiene i carichi trasversali agenti sui pali, si riportano di seguito i valori massimi di sollecitazione tagliente per l'involuppo delle combinazioni di carico agli SLU.

Per l'impianto in oggetto, si riportano di seguito il valore del carico trasversale di verifica del palo:

L/d	e/d	$H_u / C_{u,d} d^2$	$C_{u,d} = C_u / 1.3 / \xi$ (kN)	H_d (kN)
20.0	5.6	42	7.10	2.42

Tali valori, relativi all'approccio di verifica di cui sopra, sono stati ottenuti utilizzando un coefficiente di correlazione pari a 1.7 (assunzione preliminare conservativa).

Dai risultati delle analisi svolte, il valore massimo di sollecitazione tagliente agente sui pali di fondazione risulta inferiore al valore di progetto-verifica indicato nella tabella sopra riportata, infatti:

$$H_{Ed} = 2.20 \text{ kN} < 2.42 \text{ kN (Verifica soddisfatta)}$$

In fase esecutiva opportune prove di carico in trazione (pull-out) e di carico orizzontale e/o inclinato saranno eseguite su un numero adeguato di pali pilota in modo da ottimizzare le strutture di fondazione (pali infissi).

6. CONCLUSIONI

Le verifiche preliminari riportate nei paragrafi precedenti sono state eseguite considerandole specifiche delle norme tecniche per le costruzioni (NTC) del 17/01/2018 e della relativa circolare esplicativa; le verifiche, integralmente soddisfatte, sono focalizzate agli elementi principali delle strutture di supporto dei pannelli.

In fase esecutiva si procederà all'esecuzione di tutte le verifiche di dettaglio necessarie per gli elementi di collegamento e per ogni altra parte significativa delle strutture.