



PROVINCIA DI ROVIGO



COMUNE DI VILLADOSE



COMUNE DI CEREGNANO



REGIONE VENETO

IMPIANTI FOTOVOLTAICI CONNESSI ALLA RETE ELETTRICA PER  
 VENDITA DI ENERGIA NEI COMUNI DI CEREGNANO E VILLADOSE  
 LOCALITÀ  
 F.LLI BANDIERA - CEREGNANO  
 SR443 - VILLADOSE

ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

DATA:

Luglio 2024

SCALA:

-

ALLEGATO:

-

REDAZIONE:

**PROGETTI SERVIZI VERONA s.r.l.**



Ing. Silvano Rossato  
Geol. Claudio Leoncini  
Geom. Giulio Zampini  
Geom. Nicola Cordioli

SEDE LEGALE: Viale Cristoforo Colombo, 131  
37138 Verona

UFFICIO TECNICO: 37066 Sommacampagna (VR)  
Via Osteria Grande, 61  
Tel. 045 510288 - Fax 045 510514  
Codice Fiscale - P. IVA 03085450231  
e-mail: info@psvsrl.com  
www.psvsrl.com

DIRETTORE TECNICO: Dott. Ing. Silvano Rossato

IL PROGETTISTA

PROGETTI SERVIZI VERONA s.r.l.

Dott. Ing. Silvano ROSSATO



IL PROPONENTE

AIEM GREEN SRL

Viale C. Alleati d'Europa 9/G  
45100 Rovigo (RO)  
P.IVA 01627270299



B					
A					
0	08/07/24	PRIMA EMISSIONE		PSV	PSV PSV
REV.	DATA	DESCRIZIONE		REDATTO	CONTROLL. APPROV.

Nome file:

SCALA DI PLOT.:



## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE</b> .....	<b>5</b>
2.1	SOSTEGNI DI ELEVAZIONE PANNELLI FOTOVOLTAICI .....	5
2.2	PLATEE DI FONDAZIONE CABINE DI CAMPO .....	6
<b>3</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>7</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>9</b>
4.1	ACCIAIO .....	9
4.1.1	<i>Acciaio per carpenteria metallica</i> .....	9
4.1.2	<i>Armature per c.a.</i> .....	9
4.2	CALCESTRUZZO.....	9
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b> .....	<b>11</b>
5.1	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRENO.....	12
<b>6</b>	<b>DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA</b> .....	<b>13</b>
<b>7</b>	<b>SOFTWARE DI CALCOLO</b> .....	<b>14</b>
<b>8</b>	<b>SOSTEGNI DI ELEVAZIONE PANNELLI FOTOVOLTAICI</b> .....	<b>15</b>
8.1	ANALISI DEI CARICHI.....	15
8.2	AZIONI SULLA STRUTTURA .....	20
8.3	VERIFICHE.....	23
<b>9</b>	<b>PLATEE DI FONDAZIONE CABINE DI CAMPO</b> .....	<b>28</b>
9.1	ANALISI DEI CARICHI.....	28
9.2	AZIONI SULLA STRUTTURA .....	29
9.3	VERIFICHE.....	30

## INDICE DELLE FIGURE

FIGURA 1 – INQUADRAMENTO AREE IMPIANTO	4
FIGURA 2 – GEOMETRIA SOSTEGNI DI ELEVAZIONE PANNELLI FOTOVOLTAICI	6
FIGURA 3 – VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA	14
FIGURA 4 – DIFFERENZE NEL FLUSSO DELL'ARIA PER TETTOIE CON $\Phi=0$ E $\Phi=1$	17
FIGURA 5 – POSIZIONE DI APPLICAZIONE DELLA FORZA RISULTANTE – TETTOIE A SEMPLICE FALDA	17
FIGURA 6 – COEFFICIENTI DI FORZA PER TETTOIE A SEMPLICE FALDA	18
FIGURA 7 – ACCELERAZIONE SISMICA	19

## 1 PREMESSA

Con la presente relazione si illustrano i principi di base adottati per le strutture a servizio di un impianto fotovoltaico suddiviso in 5 aree installato al suolo di potenza complessiva di 36 MWp.

L'impianto sarà disposto a terra su una superficie utile di circa 54 ettari di terreno suddiviso in n°4 aree impianto (AREA A, AREA B, AREA C, AREA D).

L'impianto fotovoltaico sarà collegato alla rete di distribuzione dell'ente fornitore di energia elettrica, immettendo nella stessa l'energia prodotta.

Per massimizzare la produzione, i moduli fotovoltaici sono fissati a terra mediante strutture di sostegno parallele che si sviluppano in direzione Nord-Sud, con un sistema ad inseguimento monoassiale, che consente la rotazione dei moduli fino ad una inclinazione di 60° verso est/ovest; per evitare l'ombreggiamento reciproco tra le file di moduli, queste sono opportunamente distanziate in funzione della pendenza delle zone del terreno su cui insistono.

Per la realizzazione di tale impianto saranno utilizzate strutture di sostegno di tipo mobile (tracker), realizzate in acciaio da costruzione e progettate secondo gli Eurocodici. Le strutture di sostegno verranno ancorate al terreno per mezzo di infissione a percussione di pali profilati tramite macchina battipali. Questi pali saranno piantati nel terreno per una idonea profondità dal piano campagna e serviranno come punto di ancoraggio per le strutture di supporto dei pannelli. Tali strutture, realizzate per mezzo di profili in acciaio zincato tra loro collegati, andranno a creare un telaio di appoggio per i pannelli fotovoltaici. Con questa modalità di installazione dei pali di sostegno non saranno necessarie trivellazioni dell'area e saranno evitati ulteriori movimenti terra rispetto a quelli già previsti per la realizzazione delle altre opere.

Il presente elaborato intende fornire i calcoli preliminari delle strutture e degli impianti con dimensionamento delle principali opere di progetto, in particolare la verifica è svolta per i sostegni di elevazione dei pannelli fotovoltaici e per le platee di fondazioni delle cabine di campo.

Le verifiche svolte sono definite in una fase preliminare di calcolo sulla scorta delle indagini condotte, propedeuticamente alla fase realizzativa saranno ad ogni modo eseguiti in sito dei campi prova per verificare la profondità di infissione dei pali in funzione del profilo metallico impiegato.



FIGURA 1 – INQUADRAMENTO AREE IMPIANTO

Le aree di intervento si trovano in Comune di Ceregnano (RO) e di Villadose (RO) e sono comprese tra via G. Verdi a Nnord, Via Fratelli Bandiera a Sud e la SP31 a Ovest.

## 2 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Le strutture oggetto della presente relazione sono:

- I sostegni di elevazione dei pannelli fotovoltaici impiegati nell'impianto in oggetto;
- Le platee di fondazioni delle cabine di campo.

### 2.1 Sostegni di elevazione pannelli fotovoltaici

L'impianto sarà costituito da moduli fotovoltaici fissati a terra mediante strutture di sostegno parallele, con un sistema ad inseguimento monoassiale, che consente la rotazione dei moduli fino ad una inclinazione di  $60^\circ$  verso est/ovest.

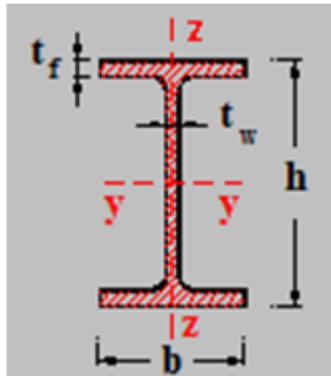
I moduli fotovoltaici si considerano caratterizzati da pannelli di dimensioni  $2200 \times 1300$  mm predisposti su un'unica fila e connessi mediante un corrente longitudinale di sezione quadrata.

Con questo sistema la parte mobile ruota intorno ad un asse orizzontale posto ad altezza pari a 3.05 m fuori terra, con angolo di rotazione di  $\pm 60^\circ$ , sfruttando al meglio l'assorbimento dell'energia solare.

Il corrente che governa il moto della struttura è sostenuto da pilastri in acciaio a cui è collegato mediante dei cuscinetti. Nella cerniera centrale trova collocazione una ghiera metallica che, collegata ad un motore ad azionamento remoto, regola l'inclinazione del piano dei pannelli. I pilastri di sostegno sono immorsati nel terreno ad una profondità dell'ordine di alcuni metri, in funzione delle caratteristiche meccaniche e litostratigrafiche del terreno di fondazione. La modalità di immorsamento di tali profilati prevede infissione (battitura).

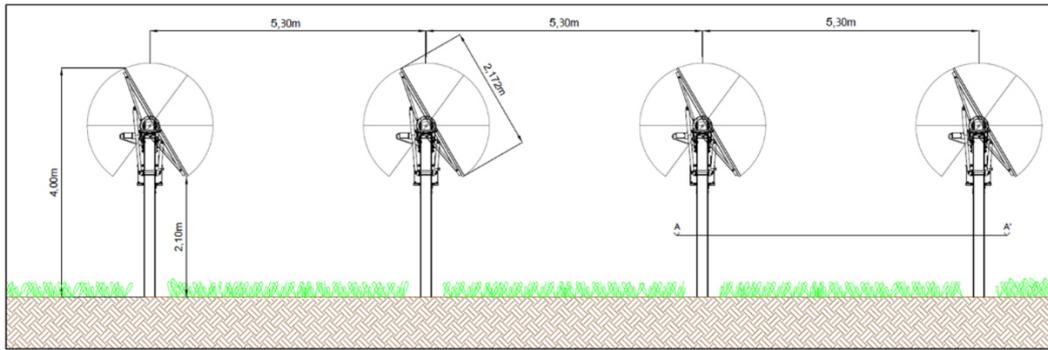
Per le verifiche dei sostegni di elevazione dei pannelli fotovoltaici, nei successivi capitoli, si farà riferimento a pilastri di sezione IPE 220 le cui caratteristiche geometriche sono:

Sezione IPE 220	
g [kg/m]	26.2
h [mm]	220
b [mm]	110
tw [mm]	5.9
tf [mm]	9.2
r [mm]	12
A [mm <sup>2</sup> ]	3337

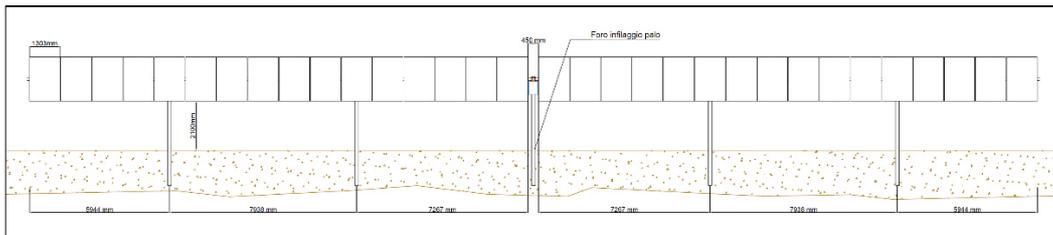


Si riporta di seguito la geometria della struttura di sostegno dei pannelli.

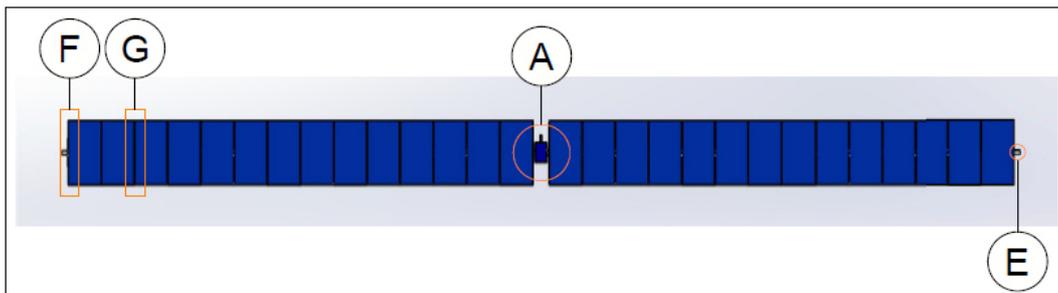
PARTICOLARE STRUTTURE VISTA FRONTALE - Scala 1:50



PARTICOLARE STRUTTURE VISTA LATERALE - Scala 1:100



PARTICOLARE STRUTTURE VISTA FRONTALE



PARTICOLARE STRUTTURE VISTA LATERALE

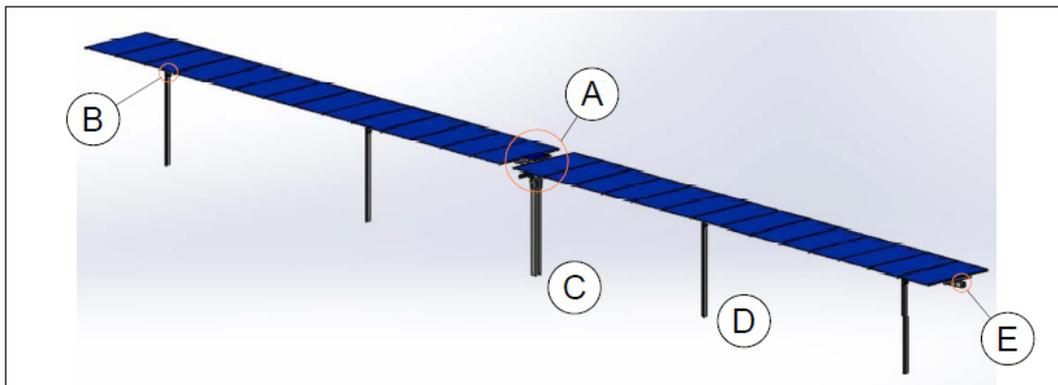


FIGURA 2 – GEOMETRIA SOSTEGNI DI ELEVAZIONE PANNELLI FOTOVOLTAICI

## 2.2 Platee di fondazione cabine di campo

Per le strutture di fondazione delle cabine di campo si ipotizza una platea in c.a. dallo spessore di 20 cm.

### 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifiche delle strutture sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica” – Legge 5 novembre 1971, n. 1086;
- “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche” – Legge 2 febbraio 1974, n.64;
- “Norme tecniche per le costruzioni” – Decreto Ministero Infrastrutture del 17 gennaio 2018;
- “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17 gennaio 2018 “ – Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP.;
- UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
- UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Carichi da traffico sui ponti.
- UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
- UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l’incendio.
- UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
- UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
- UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
- UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

- CNR-DT 207 R1/2018 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in oggetto si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

### 4.1 Acciaio

#### 4.1.1 Acciaio per carpenteria metallica

Si utilizza per la carpenteria metallica:

Acciaio tipo: S 355

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura  $f_{Uk} = 510 \text{ N/mm}^2$

#### 4.1.2 Armature per c.a.

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a.:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M = 1.15$

Tensione di snervamento di progetto  $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$

### 4.2 Calcestruzzo

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2021 ed UNI 11104:2016.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ . La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari ad 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri, ottenuti in base alla vita nominale della struttura  $V_n = 50$  anni:

Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza adottata $[C(f_{ck}/R_{ck})_{min}]$	Copriferro nominale
			$C_{nom} = C_{min} + 5$ (mm)
Platea di fondazione	XC2	C25/30	55

TABELLA 4.1 – CLASSI DI CLS E COPRI FERRI MINIMI

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C25/30
resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	25,00
resistenza di progetto a compressione	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	14,17
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	N/mm <sup>2</sup>	1,80
tensione di aderenza cls-armatura	$f_{bd}$	N/mm <sup>2</sup>	2,70
tensione massima di compressione (rara)	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	15,00
tensione massima di compressione (quasi perm.)	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	11,25
modulo elastico medio istantaneo	$E_m$	N/mm <sup>2</sup>	31476

TABELLA 4.2 - GRANDEZZE MECCANICHE RELATIVE AL CLS

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per le verifiche si assumono i seguenti parametri geotecnici:

### AREA A

PARAMETRI GEOTECNICI MEDI DATI ANALITICI PROVE CPT 1-30			
DESCRIZIONE LITOLOGICA	Peso di Volume $\gamma - \text{Kg/dm}^3$	Angolo attrito $\phi (^{\circ})$	Coesione non drenata $C_u - \text{Kg/cm}^2$
<b>Argille debolmente limose</b> p.c. -4.0m Litologia A	1.85	0	0.3-0.6
<b>Limi argillosi e sabbie</b> -4.0 -10m Litologia A	1.85	26-30	0.4-1.0

### AREA B

PARAMETRI GEOTECNICI MEDI DATI ANALITICI PROVE CPT 1-30			
DESCRIZIONE LITOLOGICA	Peso di Volume $\gamma - \text{Kg/dm}^3$	Angolo attrito $\phi (^{\circ})$	Coesione non drenata $C_u - \text{Kg/cm}^2$
<b>Argille debolmente limose e con limo</b> p.c. -4.0m Litologia A	1.85	24-28	0.3-0.6

### AREA C e AREA D

PARAMETRI GEOTECNICI MEDI DATI ANALITICI PROVE CPT 1-20			
DESCRIZIONE LITOLOGICA	Peso di Volume $\gamma - \text{Kg/dm}^3$	Angolo attrito $\phi (^{\circ})$	Coesione non drenata $C_u - \text{Kg/cm}^2$
<b>Argille e limi a tratti debolmente sabbiosi</b> p.c. -5.0m Litologia A	1.85	26-28	0.4-0.8
<b>Argille debolmente limose e limi sabbiosi</b> 5.0 -12.0m Litologia B	1.85	28-30	0.5-1.0

I parametri geotecnici adottati in sede di calcolo sono i seguenti:

$\gamma$	18.50 kN/m <sup>3</sup>
$\phi$	27 °
$C_u$	40 - 50 kN/m <sup>2</sup>

TABELLA 5.1 – PARAMETRI GEOTECNICI ADOTTATI

Relativamente alla falda essa si ipotizza ad una profondità di 2 - 3 m dal piano campagna attuale.

## 5.1 Classificazione sismica del terreno

### **Categoria di sottosuolo**

Dalla ricostruzione del quadro sismo-stratigrafico emerso dallo studio geotecnico e dalle indicazioni normative si prevede l'inserimento del sito d'indagine nella Categoria di Sottosuolo denominata **C**, così definita:

*“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.”*

### **Condizioni topografiche**

Per le condizioni topografiche si fa riferimento alla classificazione riportata nella Tab. 3.2.III del DM 17/01/2018. La morfologia del territorio su cui verrà realizzata l'opera, è tale da ricadere nella Categoria Topografica **T1**.

## 6 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato. La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a **50 anni**, la classe d'uso assunta è la **I** (Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli), ed il coefficiente d'uso  **$C_u = 0.7$** .

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \text{ anni}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  espresso in anni vale:

$$T_R(SLV) = \frac{v_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 332 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ .

- $a_g \rightarrow$  accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- $F_0 \rightarrow$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^* \rightarrow$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $S \rightarrow$  coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ ).

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo.

Nel seguito si riportano le tabelle riassuntive dei parametri che caratterizzano il sito in questione, Comuni di Ceregnano e Villadose in Provincia di Rovigo, le cui coordinate sono 11.928824 Long. e 45.054113 Lat.

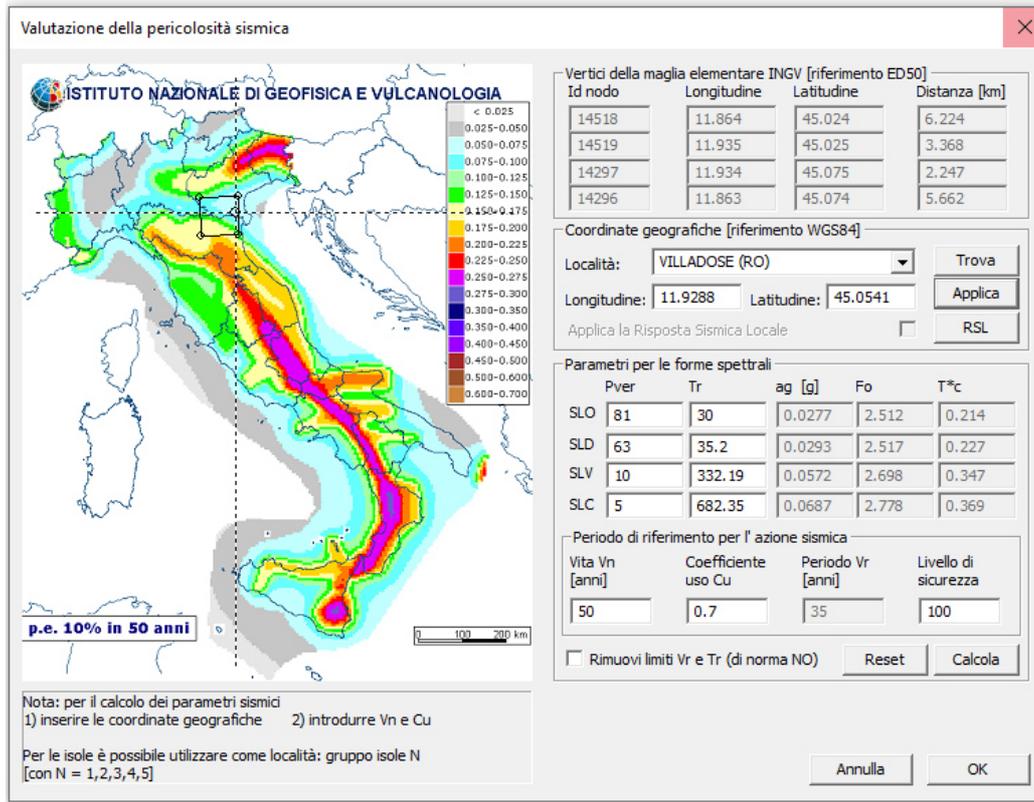


FIGURA 3 – VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA

## 7 SOFTWARE DI CALCOLO

Si sono utilizzati i seguenti software di calcolo:

- Microsoft Excel<sup>®</sup> della Microsoft Corporation.

## 8 SOSTEGNI DI ELEVAZIONE PANNELLI FOTOVOLTAICI

I carichi agenti, valutati come scarico in fondazione delle strutture sovrastanti a sostegno dei pannelli fotovoltaici, vengono riportati di seguito. Sono state poi considerate le combinazioni più gravose, ovvero quelle che consentono di valutare il massimo sforzo normale di compressione e trazione e il massimo momento in fondazione.

### 8.1 Analisi dei carichi

#### -Pesi propri e carichi permanenti

I pesi propri e i carichi permanenti sono i seguenti:

P.P IPE 220	26.20	kg/m
P.P tubo acciaio sez. quadrata 100x100 sp 4	12.06	kg/m
P.P profilo a C h200 testa palo	25.30	kg/m
P.P. Pannelli	11.50	kg/m <sup>2</sup>

#### -Carico da neve

Normativa di riferimento:

D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

Circolare n.7 - 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP.

#### NEVE

Il carico della neve sulle coperture è calcolato in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale;

Esp.: zona topografica di esposizione al vento;

Ce: coefficiente di esposizione al vento;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

as: altitudine del sito;

qsk: valore caratteristico del carico della neve al suolo (per Tr = 50 anni);

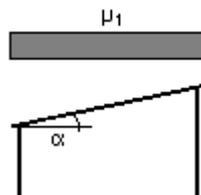
Zona	Esposizione	Ce	TR	as	qsk
II	Zona normale	1.00	50 anni	3 m	1.00

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda  $\alpha = 30.0^\circ$

$\mu_1 = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 0.80 \text{ kN/mq}$

Schema di carico:



#### -Carico da vento

La velocità del vento è calcolata in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale (NTC - Tab. 3.3.I);

Vb,0: velocità base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);

a0: altitudine base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);

ks: parametro in funzione della zona in cui sorge la costruzione (NTC - Tab. 3.3.I);

as: altitudine del sito;  
 TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;  
 Vb: velocità di riferimento calcolata come segue:  
 $Vb = Vb,0$  per  $as \leq a0$   
 $Vb = Vb,0 (1 + ks ((as / a0) - 1))$  per  $a0 < as \leq 1500$  m  
 per  $as > 1500$  m vanno ricavati da opportuna documentazione o da indagini comprovate  
 Tali valori non dovranno essere minori di quelli previsti per  $as = 1500$  m  
 Cr: coefficiente di ritorno in funzione del periodo di ritorno TR  
 Vr: velocità di riferimento riferita al periodo di ritorno TR

Zona	Vb,0	a0	ks	as	TR	Vb	Cr	Vr
1	25 m/s	1000 m	0.40	3 m	50 anni	25.00 m/s	1.000	25.00 m/s

Pressione cinetica di riferimento,  $qr = r Vr^2 / 2 = 0.39$  kN/mq  
 dove: r è la densità dell'aria (assunta convenzionalmente costante = 1,25 kg/mc)

Esposizione: Cat. III - Entroterra fino a 500 m di altitudine

Da cui i parametri della tabella 3.3.II delle NTC

Kr	z0	z min
0.20	0.10 m	5 m

Classe di rugosità del terreno: C (NTC - Tab. 3.3.III)

Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

L'azione del vento sulle costruzioni è determinata dai seguenti parametri:

Cp: coefficiente di pressione;  
 Cd: coefficiente dinamico;  
 Ct: coefficiente di topografia;  
 Ce: coefficiente di esposizione (funzione di z, z0 e Ct);  
 z: altezza sul suolo.

Cp	Cd	Ct	Ce	z
1.00	0.60	1.00	1.71	4.00 m

Pressione del vento **a meno del Cp** ( $Cp=1$ ),  $p = qb Ce Cp Cd = 0.40$  kN/mq

Il pannello può essere approssimato ad una tettoia, per la valutazione globale dell'azione del vento su coperture in cui lo spazio sottostante non è delimitato in maniera permanente da pareti, si fa riferimento a quanto riportato nella Circolare 21 gennaio 2019 al Capitolo C3.3.8.2.

Si definisce grado di bloccaggio  $\Phi$ , il rapporto tra l'area esposta al vento di un'eventuale ostruzione presente al di sotto della tettoia e l'area totale della superficie ortogonale alla direzione del vento al di sotto della tettoia. Si definiscono due situazioni limite:

- $\Phi=0$  corrisponde all'assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia (tettoia libera);
- $\Phi=1$  corrisponde alla situazione in cui lo spazio al di sotto della tettoia risulti completamente ostruito.

La condizione  $\Phi=1$  è sostanzialmente diversa da quella prevista per gli edifici in quanto l'eventuale ostruzione può essere offerta anche da elementi che non delimitano completamente o permanentemente lo spazio al di sotto della tettoia.

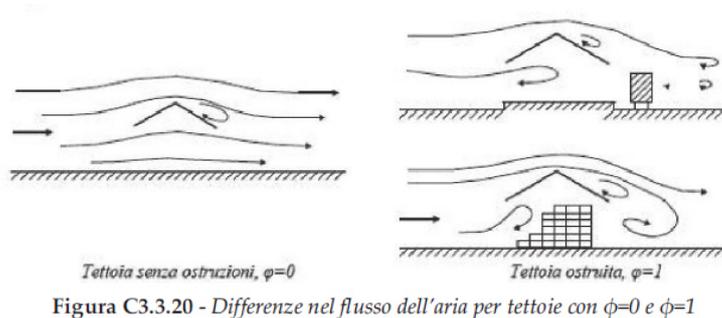
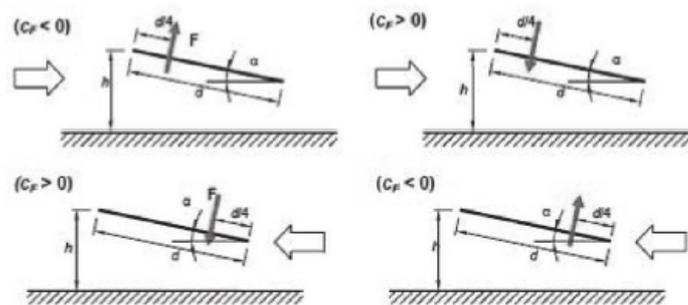


Figura C3.3.20 - Differenze nel flusso dell'aria per tettoie con  $\phi=0$  e  $\phi=1$

FIGURA 4 – DIFFERENZE NEL FLUSSO DELL'ARIA PER TETTOIE CON  $\phi=0$  E  $\phi=1$

La Circolare 21 gennaio 2019 al Capitolo C3.3.8.2 schematizza l'azione del vento sulle tettoie attraverso la forza  $F$  risultanti dal campo di pressioni sulla superficie della falda della tettoia, dirette ortogonalmente ad essa. Tali forze sono quantificate dal prodotto dei coefficienti di forza,  $c_F$ , per la superficie della falda in esame e sono applicate nei punti indicati nella seguente immagine (caso di tettoia a semplice falda).



Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza

Figura C3.3.22

FIGURA 5 – POSIZIONE DI APPLICAZIONE DELLA FORZA RISULTANTE – TETTOIE A SEMPLICE FALDA

I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio  $\Phi$  e dell'inclinazione  $\alpha$  della falda.

Si considerano due casi differenti:

- Condizione più sfavorevole per le verifiche di compressione e trazione del palo di fondazione:

- $\alpha = 30^\circ$ ;
- $\Phi = 0$  (assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia);
- $L^2 = 17.60 \text{ m}^2$

- Condizione più sfavorevole per le verifiche a carico orizzontale:

- $\alpha = 60^\circ$ ;
- $\Phi = 0$  (assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia);
- $L^2 = 17.60 \text{ m}^2$

Di conseguenza si ha:

$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 60^\circ$
$c_F = 1.2$ per valori positivi	$c_F = 2.2$ per valori positivi
$c_F = -1.8$ per valori negativi	$c_F = -3.1$ per valori negativi

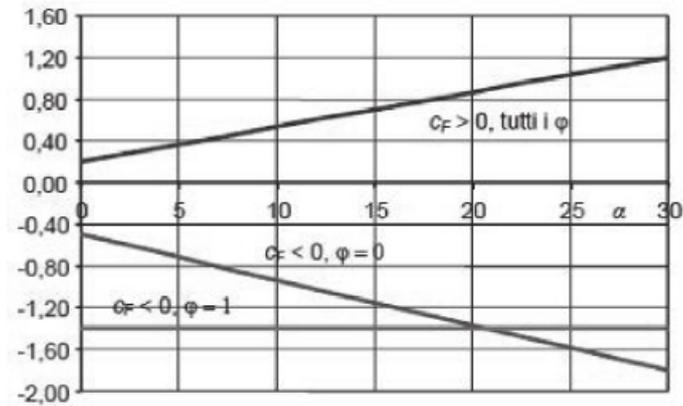


Figura C3.3.21 - Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a semplice falda

 Tabella C3.3.XV - Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ).

Valori positivi	Tutti i valori di $\varphi$	$c_F = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\varphi = 0$	$c_F = -0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$
	$\varphi = 1$	$c_F = -1,4$

FIGURA 6 – COEFFICIENTI DI FORZA PER TETTOIE A SEMPLICE FALDA

La forza risultante è pari a  $F = q_p(z) L^2 c_F$ .

Si riassumono di seguito i risultati ottenuti:

$\alpha = 30^\circ$

Azione del vento massima ( $c_f > 0$ ):	8.46 kN	$F_{\text{vert.}}$	7.33 kN
		$F_{\text{oriz.}}$	4.23 kN
Azione del vento minima ( $c_f < 0$ ):	-12.70 kN	$F_{\text{vert.}}$	-11.00 kN
		$F_{\text{oriz.}}$	-6.35 kN

$\alpha = 60^\circ$

Azione del vento massima ( $c_f > 0$ ):	15.52 kN	$F_{\text{vert.}}$	7.76 kN
		$F_{\text{oriz.}}$	13.44 kN
Azione del vento minima ( $c_f < 0$ ):	-21.87 kN	$F_{\text{vert.}}$	-10.93 kN
		$F_{\text{oriz.}}$	-18.94 kN

### -Azione sismica

La massa sismica per cui deve essere valutata l'azione sismica equivale alla massa del palo stesso sommata alle masse che gravano su di esso; nel caso specifico si ha:

P.P IPE 220	0.80 kN
P.P tubo acciaio sez. quadrata 100x100 sp 4	0.96 kN
P.P profilo a C h200 testa palo	0.10 kN
P.P. Pannelli	2.02 kN

La somma di tali valori è stata amplificata del 10% per tenere conto del peso delle stringature e collegamenti elettrici.

$$M_{\text{sismica}} = 1.1 \cdot \sum \text{P.P.} = 4.28 \text{ kN}$$

Con riferimento a quanto definito dalla NTC 2018 al paragrafo 7.3.3.2 - Analisi lineare statica, l'azione sismica viene così definita:

$$E_d = S_d \cdot M_{\text{sismica}} \cdot \lambda/g$$

Dove:

- $S_d = a_g \cdot S_S \cdot S_T \cdot F_0 / q = 0.2315 \text{ g}$ , assumendo che il periodo proprio si attesti sul tratto a velocità costante dello spettro e che la struttura non sia dissipativa ( $q=1.00$ ).
- $\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se  $T_1 < 2T_C$  e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi.

Le sollecitazioni indotte dal sisma risultano pari a  $E_d = 0.991 \text{ kN}$  e sono molto inferiori a quelle dovute dal vento. L'azione sismica può quindi essere trascurata.

	Pver	Tr	$a_g$ [g]	Fo	T*c
SLO	81	30	0.0277	2.512	0.214
SLD	63	35.2	0.0293	2.517	0.227
SLV	10	332.19	0.0572	2.698	0.347
SLC	5	682.35	0.0687	2.778	0.369

FIGURA 7 – ACCELERAZIONE SISMICA

## 8.2 Azioni sulla struttura

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni sono state effettuate con l'Approccio 2, come definito nelle NTC2018 al paragrafo 2.6.1, attraverso la combinazione A1+M1+R3.

Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti relativi alla colonna A1 della tabella Tab.6.2.I delle NTC2018.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_G$

TABELLA 8.1 – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI – TAB.6.2.I NTC2018

I valori dei parametri geotecnici del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 della tabella Tab.6.2.II delle NTC2018.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	$\gamma_r$	1,0	1,0

TABELLA 8.2 – COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO – TAB.6.2.II NTC2018

I valori di resistenza del terreno sono stati verificati tramite i coefficienti della colonna R3 – Pali Infissi definiti nella Tabella Tab.6.4.II delle NTC2018.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>(1)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>(1)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

TABELLA 8.3 – COEFFICIENTI PARZIALI DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI – TAB.6.4.II NTC2018

I carichi considerati nelle verifiche vengono riportati di seguito:

P.P IPE 220	26.20 kg/m	L 3.05 m	0.80 kN
P.P tubo acciaio sez. quadrata 100x100 sp 4	12.06 kg/m	L 8.00 m	0.96 kN
P.P profilo a C h200 testa palo	25.30 kg/m	L 0.40 m	0.10 kN

P.P. Pannelli	11.50 kg/m <sup>2</sup>	A 17.60 m <sup>2</sup>	2.02 kN
Neve	0.80 kN/m <sup>2</sup>	A 17.60 m <sup>2</sup>	14.08 kN

**Vento  $\alpha=30^\circ$** 

Vento massima (Cf > 0)	0.48 kN/m <sup>2</sup>	A 17.60 m <sup>2</sup>	8.47 kN	$\gamma =$	1.5	$\Psi_0 =$	0.6
Vento minima (Cf < 0)	-0.72 kN/m <sup>2</sup>	A 17.60 m <sup>2</sup>	-12.70 kN				

Vento massima vert	0.42 kN/m <sup>2</sup>	A 17.60 m <sup>2</sup>	7.33 kN
Vento massima orizz	0.24 kN/m <sup>2</sup>	A 17.60 m <sup>2</sup>	4.23 kN

Vento minima vert	-0.63 kN/m <sup>2</sup>	A 17.60 m <sup>2</sup>	-11.00 kN
Vento minima orizz	-0.36 kN/m <sup>2</sup>	A 17.60 m <sup>2</sup>	-6.35 kN

**Vento  $\alpha=60^\circ$** 

Vento massima (Cf > 0)	0.88 kN/m <sup>2</sup>	A 17.60 m <sup>2</sup>	15.53 kN	$\gamma =$	1.5	$\Psi_0 =$	0.6
Vento minima (Cf < 0)	-1.24 kN/m <sup>2</sup>	A 17.60 m <sup>2</sup>	-21.88 kN				

Vento massima vert	0.44 kN/m <sup>2</sup>	A 17.60 m <sup>2</sup>	7.76 kN
Vento massima orizz	0.76 kN/m <sup>2</sup>	A 17.60 m <sup>2</sup>	13.45 kN

Vento minima vert	-0.62 kN/m <sup>2</sup>	A 17.60 m <sup>2</sup>	-10.94 kN
Vento minima orizz	-1.08 kN/m <sup>2</sup>	A 17.60 m <sup>2</sup>	-18.95 kN

**Compressione (SLU):**

Per la verifica a capacità portante del palo di fondazione è stata considerata l'azione del vento massima ( $cf > 0$ ). L'angolo di inclinazione del pannello è stato considerato pari a  $30^\circ$ , in quanto, in questo caso, risulta essere la condizione più sfavorevole.

$$N_{c,neve\ princ} = (0.80+0.96+0.10+2.02) \cdot 1.3 + 14.08 \cdot 1.5 + 7.33 \cdot 1.5 \cdot 0.6 = 32.78 \text{ kN}$$

$$N_{c,vento\ princ} = (0.80+0.96+0.10+2.02) \cdot 1.3 + 14.08 \cdot 1.5 \cdot 0.5 + 7.33 \cdot 1.5 = 26.62 \text{ kN}$$

**Trazione (SLU):**

Per la verifica a sfilamento del palo di fondazione è stata considerata l'azione del vento minima ( $cf < 0$ ). L'angolo di inclinazione del pannello è stato considerato pari a  $30^\circ$ , in quanto, in questo caso, risulta essere la condizione più sfavorevole. A favore di sicurezza è stata considerata la risultante verticale agente sulla superficie di azione del vento e viene amplificato il solo carico vento.

$$N_{t,vento\ princ} = (0.80+0.96+0.10+2.02) - 11.00 \cdot 1.5 = -12.61 \text{ kN}$$

**Azione orizzontale (SLU):**

Per la verifica a carico orizzontale del palo di fondazione è stata considerata l'azione del vento minima ( $cf < 0$ ). L'angolo di inclinazione del pannello è stato considerato pari a  $60^\circ$ , in quanto, in questo caso, risulta essere la condizione più sfavorevole. A favore di sicurezza è stata considerata la risultante orizzontale agente sulla superficie di azione del vento e viene amplificato il solo carico vento.

$$T_{vento\ princ} = 18.95 \cdot 1.5 = 28.42 \text{ kN}$$

### 8.3 Verifiche

Si riportano di seguito le verifiche dei sostegni di elevazione dei pannelli fotovoltaici per i terreni coesivi e per quelli incoerenti.

#### Predimensionamento e verifiche pali – terreni coesivi

I pilastri in esame sono del tipo:

**IPE 220 L= 6.05 m**

Le sollecitazioni massime sul singolo palo sono:

$$N_{\text{compr. sul singolo palo}} = 32.78 \text{ kN}$$

$$N_{\text{traz. sul singolo palo}} = 12.61 \text{ kN}$$

$$T_{\text{sul singolo palo}} = 28.42 \text{ kN}$$

$$n_{\text{pali}} = 1$$

#### Resistenza geotecnica a carico verticale dei pali

La resistenza geotecnica dei pali soggetti a carico verticale di compressione è determinata con il seguente metodo di calcolo. Il carico limite  $Q_{\text{lim}}$  è pari al contributo della resistenza laterale  $S$  sommato alla resistenza di punta  $P$ :

$$Q_{\text{lim}} = P + S$$

La **resistenza laterale  $S$**  è data da:

$$S = P \cdot L \cdot s$$

dove  $P$  è il perimetro della sezione del palo,  $L$  è la lunghezza del palo ed  $s$  è definito come segue:

$$s = C_u \cdot \alpha$$

Il coefficiente  $\alpha$  viene definito come segue (Viggiani, 1999):

Altri autori (Viggiani, 1999) suggeriscono invece ( $c_u$  in kPa):

per pali battuti:

$$c_u < 25 \quad \alpha = 1$$

$$25 < c_u < 70 \quad \alpha = 1 - 0,011 (c_u - 25)$$

$$70 < c_u \quad \alpha = 0,5$$

(Eq. 17.5)

per pali trivellati:

$$c_u < 25 \quad \alpha = 0,7$$

$$25 < c_u < 70 \quad \alpha = 0,7 - 0,008 (c_u - 25)$$

$$70 < c_u \quad \alpha = 0,35$$

(Eq. 17.6)

La **resistenza di punta  $P$**  è data da:

$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot (C_u \cdot N_c + \sigma_{v0,P})$$

in cui  $A_P$  è l'area di base del palo,  $q_P$  è la capacità portante unitaria,  $C_u$  è la resistenza al taglio in

condizioni non drenate del terreno alla profondità della base del palo,  $\sigma_{v0,P}$  è la tensione verticale totale alla punta, e  $N_c$  è un fattore di capacità portante, il cui valore è assunto pari a 9.

Molto spesso il peso del palo WP e il termine AP  $\sigma_{v0,P}$  sono trascurati, poiché quasi si compensano. Quindi si ha:

$$Q_p = A_p \cdot 9 \cdot C_u$$

Si riporta il calcolo della resistenza geotecnica dei pali così determinata.

**Dati palo:**

- Lunghezza totale palo 6.05 m
- Lunghezza infissione palo 3.00 m
- Profilo palo IPE 220
- N° verticali indagate 10
- $\xi_3$  1.4

(Tab.6.4.IV NTC2018 - Coefficienti parziali  $\xi$  in funzione del numero di verticali indagate).

**Resistenza laterale (M1):**

Strato	z	P	A	$\alpha$	Cu	$s = \alpha \cdot Cu$	$Q_{lat,k}$
	m	m	m <sup>2</sup>		kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN
1	3.00	0.66	0.003337	0.78	45	35.1	69.50

**Capacità portante di punta si trascura (M1):**

·  $Q_{p,k} = A_p \cdot 9 \cdot C_u = 0.00 \text{ kN}$

**Resistenza SLU a compressione (A1+M1+R3):**

·  $\gamma_{tot} = 1.30$

· Resistenza SLU a compressione (A1+M1+R3) =  $(Q_{lat,k} + Q_{p,k}) / (\xi_3 \cdot \gamma_{tot}) = 38.19 \text{ kN}$

**Resistenza SLU a trazione (A1+M1+R3):**

·  $\gamma_{st} = 1.25$

· Resistenza SLU a trazione (A1+M1+R3) =  $Q_{lat,k} / (\xi_3 \cdot \gamma_{st}) = 39.71 \text{ kN}$

La verifica geotecnica dei pali in combinazione A1+M1+R3 risulta pertanto soddisfatta se  $R_d > E_d$ .

$N_{Rd,c} =$	38.19 kN	>	$N_{Ed,c} =$	32.78 kN	VERIFICA SODDISFATTA
$N_{Rd,t} =$	39.71 kN	>	$N_{Ed,t} =$	12.61 kN	VERIFICA SODDISFATTA

**Resistenza strutturale a compressione/trazione dei pali**

Caratteristiche acciaio:

profilo laminato a caldo tipologia  
 qualità dell' acciaio  
 normativa di riferimento  
 spessore nominale dell'elemento  
 resistenza caratteristica a snervamento  
 resistenza caratteristica di rottura

<b>a sezione aperta</b>		
<b>S 355</b>		
UNI EN 10025-2		
<b>t ≤ 40 mm</b>		
$f_{yk} =$	355	N/mm <sup>2</sup>
$f_{tk} =$	510	N/mm <sup>2</sup>

I pali sono caratterizzati da profili IPE220 di acciaio di classe S355 con resistenza nominale massima a snervamento  $N_{pl,Rd}$  pari a **1'128 kN**.

Resistenza a compressione Nrd:

$$N_{pl,Rd} = A \times f_{yk} / y_{M0} = 1128 \text{ kN}$$

$$y_{M0} = 1.05$$

Si esegue il calcolo della resistenza strutturale del profilo dei pali in combinazione A1+M1+R3:

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\text{Resistenza strutturale (A1+M1+R3)} = N_{pl,Rd} / \gamma_s = 981.06 \text{ kN}$$

La verifica strutturale dell'armatura dei pali in combinazione A1+M1+R3 risulta soddisfatta se  $R_d > E_d$ .

$$N_{str,c,Rd} = 981.06 \text{ kN} > N_{Ed,max} = 32.78 \text{ kN}$$

$$N_{str,t,Rd} = 981.06 \text{ kN} > N_{Ed,max} = 12.61 \text{ kN}$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA SODDISFATTA

In questo caso la resistenza strutturale è superiore a quella geotecnica a compressione/trazione, pertanto la resistenza del palo è data dalla capacità portante geotecnica. La verifica strutturale è sempre soddisfatta se lo è anche quella geotecnica.

### Resistenza geotecnica a carico orizzontale dei pali

La resistenza geotecnica dei pali soggetti a carico orizzontale è determinata con il metodo di calcolo proposto da Broms (1964). Il carico limite  $Q_{lim}$  è funzione del momento di plasticizzazione del profilo  $M_{pl}$ , della geometria del palo e del tipo di terreno in cui è immerso.

Momento di plasticizzazione

$$y_{M0} = 1.05$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{pl} = 285.40 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl} \times f_{yk} / y_{M0} = 96.49 \text{ kNm}$$

Tipo di terreno Coesivo

$\gamma'$	7.5 kN/m <sup>3</sup>	peso di unità di volume del terreno ( se è presente la falda $\gamma = \gamma'$ )
$\phi'$	°	
Cu	45 kN/m <sup>2</sup>	

**Dati palo:**

· Lunghezza palo	3.00 m
· Momento di plasticizzazione tubo armatura	96.49 kNm
· Tipo comportamento del terreno	Coesivo
· Peso di volume efficace medio del terreno $\gamma'$	7.5 kN/m <sup>3</sup>
· Angolo di attrito efficace medio del terreno $\phi'$	0 °
· N° verticali indagate	10
· $\xi_3$	1.40
· Carico limite orizzontale caratteristico (Broms)	120.70 kN/palo

Considerando un palo vincolato in testa con incastro rigido, si ottiene la resistenza così determinata.

**Resistenza SLU a carico orizzontale (A1+M1+R3):**

· $\gamma_{tot} =$	1.30
· Resistenza SLU a carico orizzontale (A1+M1+R3) =	$H_{lim} / (\xi_3 \cdot \gamma_{tot}) = 66.32$ kN

La verifica geotecnica a carico orizzontale dei pali in combinazione A1+M1+R3 risulta pertanto soddisfatta se  $R_{orizz,d} > E_{orizz,d}$ .

$$H_{Rd,orizz} = 66.32 \text{ kN} > H_{Ed,orizz} = 28.42 \text{ kN}$$

VERIFICA SODDISFATTA

**Resistenza strutturale a taglio dei pali**

I pali sono caratterizzati da profili IPE220 di acciaio di classe S355. La verifica della resistenza strutturale dei pali in combinazione A1+M1+R3 a taglio combinato con sollecitazione assiale risulta soddisfatta se:

$$\frac{N^{1.5}}{N_{Rd}} + \frac{V^{1.5}}{V_{Rd}} \leq 1$$

dove N e V sono rispettivamente la sollecitazione assiale e di taglio agenti sul palo, mentre  $N_{Rd}$  e  $V_{Rd}$  sono le rispettive resistenze del tubo di armatura.

Resistenza a taglio  $V_{rd}$

Area sezione palo	$A = 3'337$ mm <sup>2</sup>
Area palo resistente a taglio	$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 1'588$ mm <sup>2</sup>
Resistenza a taglio in assenza di torsione	$V_{c,RD} = A_v f_{yk} / \sqrt{3} \gamma_{MO}$

$$y_{M0} = 1.05$$

$$V_{c,RD} = 310 \text{ kN}$$

Considerando la combinazione più gravosa agente a taglio sul palo in oggetto si ottiene:

$$\frac{32.78}{981} \cdot 1.5 + \frac{28.42}{310} \cdot 1.5 = 0.034 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

*La verifica strutturale dell'armatura dei pali in combinazione A1+M1+R3 a sollecitazione combinata di trazione/compressione e taglio risulta pertanto verificata.*

**Le verifiche svolte nel presente capitolo sono definite in una fase preliminare di calcolo sulla scorta delle indagini condotte, propedeuticamente alla fase realizzativa saranno ad ogni modo eseguiti in sito dei campi prova per verificare la profondità di infissione dei pali in funzione del profilo impiegato.**

## 9 PLATEE DI FONDAZIONE CABINE DI CAMPO

I carichi agenti sulle platee di fondazione delle cabine vengono riportati di seguito. Sono state poi considerate le combinazioni più gravose.

### 9.1 Analisi dei carichi

#### -Pesi propri e carichi permanenti

Si considerano cabine di campo tipo SUNWAY SKID 5400 di dimensioni 16.20 (L) x 2.40 (H) x 2.90 (D) m, con peso di circa 26 t.

#### -Carico da neve

Normativa di riferimento:

D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

Circolare n.7 - 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP.

#### NEVE

Il carico della neve sulle coperture è calcolato in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale;

Esp.: zona topografica di esposizione al vento;

Ce: coefficiente di esposizione al vento;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

as: altitudine del sito;

qsk: valore caratteristico del carico della neve al suolo (per Tr = 50 anni);

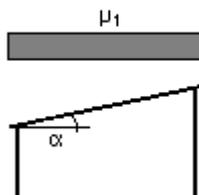
Zona	Esposizione	Ce	TR	as	qsk
II	Zona normale	1.00	50 anni	11 m	1.00

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda  $\alpha = 0^\circ$

$m_1 = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 0.80 \text{ kN/mq}$

Schema di carico:



#### -Carico di categoria

Si considera un carico di categoria E - Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale, ai sensi del prospetto 3.1.II della NTC2018, pari a  $600 \text{ kg/m}^2$ .

## 9.2 Azioni sulla struttura

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni sono state effettuate con l'Approccio 2, come definito nelle NTC2018 al paragrafo 2.6.1, attraverso la combinazione A1+M1+R3.

Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti relativi alla colonna A1 della tabella Tab.6.2.I delle NTC2018.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

TABELLA 9.1 – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI – TAB.6.2.I NTC2018

I valori dei parametri geotecnici del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 della tabella Tab.6.2.II delle NTC2018.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	$\gamma_r$	1,0	1,0

TABELLA 9.2 – COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO – TAB.6.2.II NTC2018

I valori di resistenza del terreno sono stati verificati tramite i coefficienti della colonna R3 – Pali Infissi definiti nella Tabella Tab.6.4.II delle NTC2018.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>(1)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>(1)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

TABELLA 9.3 – COEFFICIENTI PARZIALI DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI – TAB.6.4.II NTC2018

### 9.3 Verifiche

Si tratta di cabine di campo con dimensioni in pianta di:

$$L_c = 1620 \text{ cm}$$

$$B_c = 290 \text{ cm}$$

e dal peso dichiarato da scheda tecnica di 26 t

Per la fondazione si ipotizza una platea in c.a. delle dimensioni di:

$$L_F = 1720 \text{ cm}$$

$$B_F = 390 \text{ cm}$$

$$s_F = 20 \text{ cm}$$

impiegando cls C 25/30 ed acciaio B450C.

Sul terreno di fondazione si può valutare un'azione  $E_d$  pari a:

$$E_d = PP_{cabina} \cdot \gamma_G + Q_{neve} \cdot \gamma_Q + Q_{CATE} \cdot \gamma_Q \cdot \Psi_0 = (26000/1720 \cdot 390) \cdot 1.3 + 0.008 \cdot 1.5 + 0.06 \cdot 1.5 \cdot 1 = 0.152 \text{ daN/cm}^2$$

Valore ammissibile per le stratigrafie presenti in loco.

Le sollecitazioni sono modeste, si adotta quindi l'armatura minima per le platee di fondazione che viene definita dalle NTC 2018 al punto 7.2.5:

*Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0,1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente.*

$$\% = 0.10\%$$

(NTC 2018 al paragrafo 7.2.5)

$$A_{fmin} = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si impiega una rete  $\Phi 10/20 \times 20$  pari a  $3.93 \text{ cm}^2/\text{m}$  sia inferiormente, sia superiormente.  
La platea è verificata.