



**CITTA' DI SPINAZZOLA**  
**prov. di Barletta-Andria-Trani**  
**REGIONE PUGLIA**

**IMPIANTO AGROVOLTAICO "ATLANTE"**  
**della potenza di 53 MW in AC e 60,18 MW in DC**

**PROGETTO DEFINITIVO**

COMMITTENTE:



ATLANTE Srl  
P.IVA: 08447050728,  
Sede legale: Via Guido D'Arezzo, 15  
20145, MILANO (MI)  
E-mail: atlante10@pec.it, atlante10srl@gmail.com

PROGETTAZIONE:

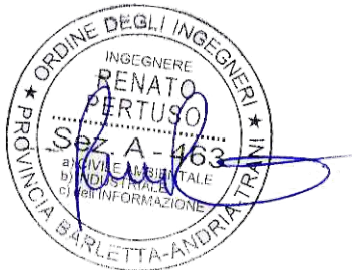


TÈKNE srl  
Via Vincenzo Gioberti, 11 - 76123 ANDRIA  
Tel +39 0883 553714 - 552841 - Fax +39 0883 552915  
www.gruppotekne.it e-mail: contatti@gruppotekne.it



PROGETTISTA:  
Ing. Renato Pertuso  
(Direttore Tecnico)

LEGALE RAPPRESENTANTE:  
dott. Renato Mansi



**TEKNE** srl  
SOCIETÀ DI INGEGNERIA  
IL PRESIDENTE  
Dott. RENATO MANSI

**PD**

**CALCOLI PRELIMINARI SULLE STRUTTURE**

Tavola: **RE04.2**

Filename:  
TKA696-PD-Calcoli preliminari sulle  
strutture-R0.doc

Data 1°emissione:  
**Aprile 2022**

Redatto:  
E.PASTORE

Verificato:  
G.PERTOSO

Approvato:  
R.PERTUSO

Scala:

Protocollo Tekne:

n° revisione	1			
	2			
	3			
	4			

TKA696

**INDICE**

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>1</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>2</b>
<b>3. CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO .....</b>	<b>2</b>
<b>3.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA</b>	<b>2</b>
<b>3.2 CARATTERIZZAZIONE EOLICA DELL'AREA</b>	<b>5</b>
<b>3.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA</b>	<b>6</b>
<b>4. CARICHI AGENTI STRUTTURE TRACKER .....</b>	<b>10</b>
<b>4.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA</b>	<b>10</b>
<b>4.2 AZIONE DEL VENTO</b>	<b>11</b>
<b>4.3 CARICO NEVE</b>	<b>12</b>
<b>4.4 AZIONE SISMICA</b>	<b>13</b>
<b>4.5 COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>14</b>
<b>5. PREDIMENSIONAMENTO E CALCOLO DELLA STRUTTURA TRACKER .....</b>	<b>15</b>
<b>5.1 RISULTATI ANALISI</b>	<b>15</b>
<b>5.2 CALCOLO PORTANZA LATERALE DEL PALO</b>	<b>16</b>
<b>5.3 VERIFICA AL RIBALTAMENTO</b>	<b>19</b>
<b>6. CARICHI AGENTI STRUTTURE FISSE .....</b>	<b>21</b>
<b>6.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA</b>	<b>21</b>
<b>6.2 AZIONE DEL VENTO</b>	<b>22</b>
<b>6.3 CARICO NEVE</b>	<b>23</b>
<b>6.4 AZIONE SISMICA</b>	<b>23</b>
<b>6.5 COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>24</b>
<b>7. PREDIMENSIONAMENTO E CALCOLO DELLE STRUTTURE FISSE.....</b>	<b>25</b>
<b>7.1 RISULTATI ANALISI</b>	<b>25</b>
<b>7.2 CALCOLO PORTANZA LATERALE DEL PALO</b>	<b>26</b>
<b>7.3 VERIFICA AL RIBALTAMENTO DELLE STRUTTURE FOTOVOLTAICO</b>	<b>28</b>

	DATA		REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	Protocollo TEKNE
	R0	Aprile 2022	E.Pastore	G.Pertoso	R. Pertuso	TKA696

**8. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER CANCELLI DI INGRESSO .....29**

**9. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER LE RECINZIONI PERIMETRALI .....31**

**10. STRUTTURE PREFABBRICATE PER ALLOGGIAMENTO E ALLESTIMENTO CABINE  
ELETTRICHE E SERVIZI AUSILIARI .....32**

**11. CONSIDERAZIONI SULLA DISMISSIONE .....37**

**12. CONCLUSIONI.....37**

		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	Protocollo TEKNE
	R0	Aprile 2022	E.Pastore	G.Pertoso	R. Pertuso	TKA696

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione tecnica descrive le principali opere edili che dovranno realizzarsi nell'ambito della costruzione dell'impianto agrovoltaico denominato "ATLANTE" da realizzarsi presso il Comune di Spinazzola (BT). In particolare, nel presente documento si farà riferimento alla descrizione delle principali opere di fondazione e delle strutture riguardanti le recinzioni, le cabine prefabbricate e le strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici.

Il futuro impianto agrovoltaico sarà ubicato in un contesto pianeggiante nell'agro del Comune di Spinazzola (BT), in un terreno agricolo ricadente in località La Ginestra. Il sito, diviso in due lotti, è individuato all'interno del Catasto Terreni al foglio 111 p.lle 52, 115, al foglio 112 p.lle 1, 7, 8, al foglio 113 p.la 1, al foglio 115 p.lle 3, 4, 6, 10, 11, 13, 14, 15, 16, 17, 18, al foglio 116 p.la 1, al foglio 122 p.la 31.

L'area di intervento è facilmente raggiungibile dal Comune di Spinazzola, attraverso la Strada Provinciale 197 direzione sud e la Strada Statale 655 direzione sud. La superficie lorda dell'area di intervento è di ha 105.65.04.

L'area oggetto di realizzazione del parco agrovoltaico si trova ad un'altitudine media di m 400 s.l.m. e le coordinate geografiche di riferimento, nel sistema WGS84 sono:

- latitudine: 40°54'41.74"N
- longitudine: 16° 6'59.60"E

Dal punto di vista urbanistico, l'area di progetto del parco agrovoltaico ricade in zona agricola "E" così come definita dal piano regolatore vigente, caratterizzata da terreni attualmente destinati ad uso agricolo prevalentemente destinate a seminativo semplice.

L'elaborato in oggetto è parte integrante del progetto di realizzazione dell'impianto agrovoltaico ed è stato redatto ai sensi dell'Art. 27 del D. lgs. 152/2006 riguardante il PUA, ai sensi delle Linee guida del Ministero dello sviluppo economico - D.M. 10-9-2010 - Linee guida per l'autorizzazione degli impianti alimentati da fonti rinnovabili e della Deliberazione Della Giunta Regionale 30 dicembre 2010, n. 3029: Approvazione della Disciplina del procedimento unico di autorizzazione alla realizzazione ed all'esercizio di impianti di produzione di energia elettrica, nonché nel rispetto del Regolamento Edilizio del Comune di Spinazzola (BT) e delle Norme Igienico Sanitarie.

Le soluzioni tecniche adottate per le fondazioni del parco agrovoltaico e delle relative recinzioni non prevedono in alcun modo opere in conglomerato cementizio gettato in opera. Tutte le fondazioni saranno costituite da pali in acciaio battuti e/o trivellati, mentre le cabine prefabbricate disporranno di opportune basi di appoggio prefabbricate semplicemente poggiate su terreno protetto da geotessuto.

Ulteriori informazioni relative a strutture e fondazioni sono consultabili negli elaborati *RE04.1-Relazione descrittiva strutture, IE04-Cabine di campo e di raccolta, AR06-Strutture di supporto dei pannelli fotovoltaici e recinzione.*

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- D.G.R. n°152/2006, art. 27 bis, PUA del 23/01/2007.
- D.G.R. n°35 del 23/01/2007;
- Deliberazione Della Giunta Regionale 30 dicembre 2010, n. 3029;
- Regolamento Edilizio e Norme Igienico Sanitarie in vigore;
- D.M. Infrastrutture 17/1/2018 – “Norme Tecniche per le costruzioni” – pubblicato su S.O. n°8 alla G.U. 20/2/2018, n°42;
- Circolare 21/1/2019 n°7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l’applicazione dell’”Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 – pubblicato su S.O. n°5 della G.U. 11/2/2019 n°35.

## **3. CARATTERIZZAZIONE DELL’AREA D’INTERVENTO**

Prima di procedere al predimensionamento dei pali di fondazione per le strutture di supporto delle strutture fotovoltaiche, dei pesi propri, dei carichi agenti (vento, neve, azioni sismiche) è necessario caratterizzare l’area di intervento, al fine di utilizzare correttamente tutti i parametri e i coefficienti previsti dalla normativa.

### **3.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL’AREA**

L’area oggetto di studio ricade nel Foglio 188-Gravina in Puglia della Carta Geologica Ufficiale in scala 1:100.000 ed è situata nell’agro del comune di Spinazzola in un contesto collinare: in particolare l’area interessata dall’impianto agrovoltaico sorge su un’area collinare con altitudine media di 400 metri sul livello del mare.

Dal punto di vista geologico l’ambito delle murge alte è costituito da un’ossatura calcareo-dolomitica radicata, spessa alcune migliaia di metri, coperta in modo rado e discontinuo da sedimenti di natura calcarenitica, sabbiosa o detritico-alluvionale. Non a caso da un punto di vista morfologico e del

paesaggio rurale, si delinea una struttura a gradinata che varia secondo un gradiente discendente dal gradino pedemurgiano sino alla fossa bradanica, direzione nord-est/sud-ovest.

L'idrografia superficiale è di tipo essenzialmente episodico, con corsi d'acqua privi di deflussi se non in occasione di eventi meteorici molto intensi.

La morfologia di questi corsi d'acqua (le lame ne sono un caratteristico esempio) è quella tipica dei solchi erosivi fluvio-carsici.

Da un punto di vista della pedogenesi dei terreni agrari all'interno dell'area buffer, è possibile riscontrare una struttura geomorfologica caratterizzata da un'ossatura calcareo-dolomitica, coperta talvolta da sedimenti calcarenitici con solchi erosivi fluvio-carsici (lame) e fenomeni carsici di grande rilievo, in particolare doline e voragini. Il settore dell'altopiano che degrada verso ovest, cioè in direzione della Fossa Bradanica, si presenta come con un gradino solcato da un esteso reticolo di lame.

In questo settore le caratteristiche dei terreni sono del tutto diverse dall'altopiano murgiano vero e proprio essendo formati da deposito argillosi e profondi di natura alluvionale caratterizzati da un paesaggio di basse colline ondulate con presenza di corsi d'acqua superficiali e formazioni boschive, anche igrofile, sparse, con caratteristiche ambientali e vegetazionali diverse da quelle dell'altopiano calcareo. La pedogenesi è l'insieme dei processi fisici, chimici e biologici che agiscono su un materiale roccioso, derivante da una prima alterazione della roccia madre, e che determinano l'origine i terreni agrari.

Nelle aree di progetto l'alterazione della roccia madre interessa le successioni rocciose sedimentarie, prevalentemente di natura calcarenitica e sabbiosa ed in parte anche argillosa, dotate di una discreta omogeneità compositiva, che poggiano sulla comune ossatura regionale costituita dalle rocce calcareo - dolomitiche del basamento mesozoico.

La formazione dei terreni è influenzata dal fattore biologico, ossia di sostanza organica (humus) che, mescolata alla componente minerale, rende un suolo fertile e produttivo, come nel caso dell'agro del comune di Spinazzola.

Mentre i suoli dell'Alta Murgia sono generalmente sottili, raramente profondi con tessitura fina, nella Fossa Bradanica (ad esclusione di alcune aree in cui i suoli sono sottili perché limitati in profondità dal substrato), la profondità è elevata o molto elevata, il drenaggio è buono e rapido, la tessitura varia da grossolana a moderatamente fina.

Per quanto riguarda la classificazione sismica del sottosuolo, Secondo il D.M. del 17 gennaio 2018, per la definizione delle azioni sismiche di progetto secondo l'approccio semplificato riconducibile alle

cinque categorie di sottosuolo, si fa riferimento alla cosiddetta  $V_{s,eq}$  valutato dalla seguente espressione:

$$V_{s,eq} = H / (\sum_{i=1}^N (h_i / V_{s,i}))$$

dove:

- $h_i$  = spessore dell'i-esimo strato
- $V_{s,i}$  = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato
- $N$  = numero di strati
- $H$  = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia e terreno molto rigido, caratterizzato da  $V_S$  non inferiore a 800 m/s.

Il valore della  $V_{s,eq}$  è stato determinato in base alle indagini indirette prese in riferimento. Tali indagini hanno fornito un valore sperimentale medio tale da poter attribuire il suolo su cui ricadrà l'opera in progetto alla CATEGORIA "B", che, in base alla nuova definizione fornita dal D.M. del 17 gennaio 2018, rientra nella classificazione di "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

Di seguito (*Tabella 1*) sono riportate le caratteristiche geotecniche del materiale del substrato.

$\gamma$	$[kN/m^3]$	16,50
$\phi$	$[^\circ]$	23
$\delta$	$[^\circ]$	15
$c$	$[kN/m^2]$	0,68
$\kappa_p$	$[/]$	3,90

*Tabella 1: parametri geotecnici dell'area in esame.*

I parametri geotecnici riportati in precedenza rappresentano un'assunzione fatta a favore di sicurezza, dal momento che tali parametri sono destinati a crescere con la profondità.

### 3.2 CARATTERIZZAZIONE EOLICA DELL'AREA

Dall'analisi del posizionamento geografico e sulla base della Normativa Tecnica a disposizione (NTC 2018) sono state definite:

- *Macrozonazione eolica*: il sito è posizionato in zona 3, a cui corrispondono i parametri di velocità ed altezza di riferimento riportati di seguito (Tabella 2).

<b>Zona</b>	[/]	3
<b>V<sub>b,0</sub></b>	[m/s]	27,00
<b>a<sub>0</sub></b>	[m]	500
<b>k<sub>s</sub></b>	[1/s]	0,020

Tabella 2: parametri di macrozonazione eolica.

- *Microzonazione*: è stato possibile determinare il collocamento dell'area d'interesse in classe di rugosità "D" con categoria di esposizione "II". Da ciò scaturiscono i parametri (Tabella 3) utili al calcolo della pressione cinetica e dell'azione statica equivalente.

<b>altezza s.l.m.</b>	[m]	400
<b>Classe di rugosità</b>	[/]	D
<b>Categoria di esposizione</b>	[/]	II
<b>k<sub>r</sub></b>	[/]	0,19
<b>z<sub>0</sub></b>	[m]	0,05
<b>z<sub>min</sub></b>	[m]	4
<b>c<sub>t</sub></b>	[/]	1
<b>c<sub>e</sub></b>	[/]	1,8
<b>c<sub>p</sub> (α)</b>	[/]	± 1,45
<b>c<sub>d</sub></b>	[/]	1

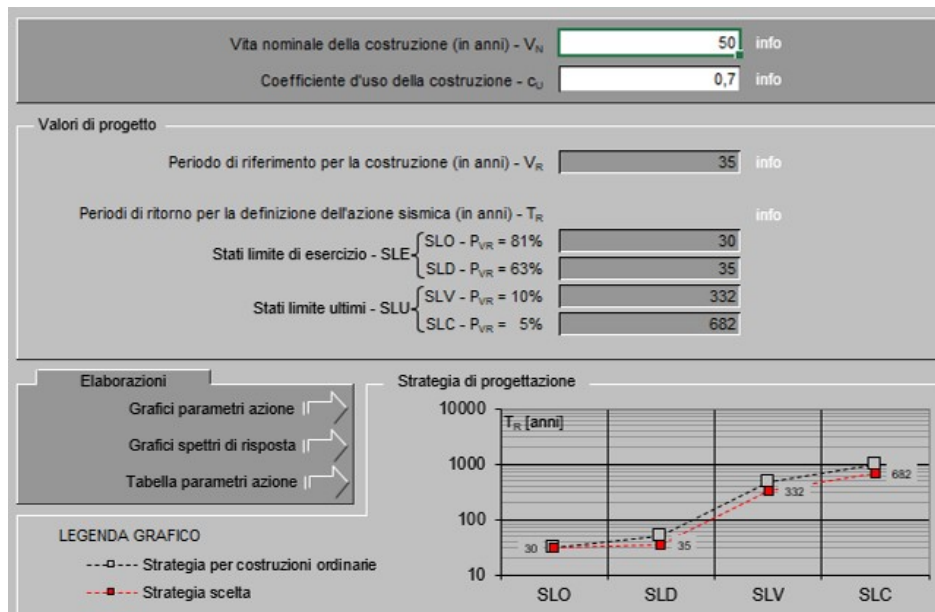
Tabella 3: parametri di microzonazione eolica.



### 3.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

La classificazione sismica della zona di intervento ricade in zona sismica 2. La pericolosità sismica è stata definita in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento alla probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  dello Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) pari al 5%, e considerando un periodo di riferimento  $V_R$  pari a 35 anni.

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,040	2,543	0,277
50	0,051	2,566	0,298
72	0,061	2,587	0,333
101	0,073	2,530	0,346
140	0,084	2,567	0,357
201	0,098	2,512	0,414
475	0,146	2,562	0,424
975	0,198	2,522	0,434
2475	0,297	2,439	0,442



### Valori dei parametri $a_g$ , $F_0$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0,040	2,543	0,277
SLD	35	0,043	2,550	0,284
SLV	332	0,123	2,541	0,420
SLC	682	0,170	2,542	0,429

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato: **SLC** info

---

**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo: **C** info       $S_S = 1,440$        $C_C = 1,388$  info  
 Categoria topografica: **T1** info       $h/H = 0,000$        $S_T = 1,000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

---

**Compon. orizzontale**  
 Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%) = **5**       $\eta = 1,000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_s = 2$       Regol. in altezza: **no** info

---

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto      Fattore  $q_v = 1,5$        $\eta = 1/q = 0,667$  info

---

**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta  
 Parametri e punti spettri di risposta

$S_{d,0}$  [g]

$S_{d,v}$  [g]

$S_e$  [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
 — Spettro di progetto - componente verticale  
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLC

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
$a_g$	0,170 g
$F_0$	2,542
$T_c$	0,429 s
$S_s$	1,440
$C_c$	1,388
$S_T$	1,000
$q$	1,600

### Parametri dipendenti

$S$	1,440
$\eta$	0,625
$T_B$	0,199 s
$T_C$	0,596 s
$T_D$	2,281 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_e(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $\eta q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,245
$T_B$	0,199	0,389
$T_C$	0,596	0,389
	0,676	0,343
	0,756	0,307
	0,836	0,277
	0,917	0,253
	0,997	0,233
	1,077	0,215
	1,157	0,200
	1,237	0,187
	1,318	0,176
	1,398	0,166
	1,478	0,157
	1,558	0,149
	1,639	0,142
	1,719	0,135
	1,799	0,129
	1,879	0,123
	1,960	0,118
	2,040	0,114
	2,120	0,109
	2,200	0,105
$T_D$	2,281	0,102
	2,362	0,095
	2,444	0,089
	2,526	0,083
	2,608	0,078
	2,690	0,073
	2,772	0,069
	2,854	0,065
	2,936	0,061
	3,017	0,058
	3,099	0,055
	3,181	0,052
	3,263	0,050
	3,345	0,047
	3,427	0,045
	3,509	0,043
	3,591	0,041
	3,672	0,039
	3,754	0,038
	3,836	0,036
	3,918	0,034
	4,000	0,034

Il comportamento della struttura è stato ipotizzato non dissipativo, pertanto è stato assunto un fattore di comportamento  $q = 2,00$ . Mentre per quanto riguarda la componente verticale del moto, visti i carichi in gioco trascurabili e la leggerezza della struttura, essa è stata trascurata.

Di seguito (*Tabella 4*) sono riportati i parametri per la determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$  per lo Stato Limite di Collasso.

<b><math>P_{VR}</math></b>	[%]	5
<b><math>V_N</math></b>	[anni]	50
<b><math>C_u</math></b>	[/]	0,7
<b><math>V_R</math></b>	[anni]	35
<b><math>A_g/g</math></b>	[ $m/s^2$ ]	0,170
<b><math>F_0</math></b>	[/]	2,542
<b><math>T^*_c</math></b>	[/]	0,429
<b>Cat. Sottosuolo</b>	[/]	B
<b><math>S_s</math></b>	[/]	1,440
<b><math>S_T</math></b>	[/]	1,00
<b><math>C_c</math></b>	[/]	1,388
<b><math>\eta</math></b>	[/]	0,667
<b><math>q</math></b>	[/]	2,0

*Tabella 4: parametri sismici per lo Stato Limite di Collasso.*

I periodi di riferimento utili per il tracciamento degli spettri di accelerazione in componente orizzontale sono riportati di seguito (*Tabella 5*). Noti i parametri sismici e conoscendo il periodo proprio della struttura in esame, è possibile calcolare la sollecitazione sismica.

<b><math>T_b</math></b>	[s]	0,050
<b><math>T_c</math></b>	[s]	0,150
<b><math>T_d</math></b>	[s]	1,000

*Tabella 5: periodi di riferimento per il tracciamento dello spettro di risposta in termini di accelerazione espresso per la componente orizzontale allo Stato Limite di Collasso (SLC).*

## 4. CARICHI AGENTI STRUTTURE TRACKER

Sulla base della caratterizzazione dell'area di interesse è possibile procedere all'individuazione dei carichi agenti sulla struttura e delle relative combinazioni utili per l'analisi strutturale. Anzitutto è importante analizzare le singole componenti che compongono la struttura in modo da calcolare il peso complessivo della stessa

### 4.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

La struttura considerata ai fini della generazione del modello strutturale è costituita da un sistema tracker monoassiale, di dimensioni in pianta pari a 4,40 x15,00 metri, composto da 28 moduli fotovoltaici ancorati ad un unico telaio in acciaio a sezione scatolare 50x50mm mediante correntini in alluminio. Il telaio a sua volta è collegato ad una trave basculante a sviluppo longitudinale di sezione 110x110mm. La struttura è movimentata da appositi motori elettrici posti tra la trave basculante e il pilastro HEB di fondazione. In generale tutti i calcoli effettuati sono riportati con l'effettiva incidenza a metro quadro e a metro lineare, riferiti quindi al singolo telaio e al singolo pilastro di scarico. In tal modo la successiva modifica in riduzione o ampliamento del filare dei tracker non influenzerà i risultati di calcolo.

I pali di fondazione battuti, in acciaio, costituiranno l'ancoraggio e la fondazione al suolo delle vele. Le dimensioni standard del modello realizzato risultano essere pari a 4,40 x15,00 metri, pari a 66,00 mq. Il peso proprio del modello, espresso in termini di incidenza a metro quadro, risulta essere pari a **45,26 Kg/mq (0,44 KN/mq)**, e si articola nel seguente modo:

- ✓ 28 moduli fotovoltaici da 450W monofacciali, dimensioni 2108x1040x40 mm, peso singolo modulo 31,50 Kg. Peso complessivo pari a 882,00 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 11,78 Kg/mq;*
- ✓ *Accessori di montaggio, di peso complessivo pari a 22,46 kg e incidenza pari a 0,30 Kg/mq;*
- ✓ 4 traversi in alluminio sezione 40x40x2mm con funzione di supporto per ancoraggio moduli fotovoltaici alla sottostruttura. Sviluppo complessivo pari a 64 metri. Peso al metro lineare pari a 0,75 Kg/m. Peso complessivo pari a 48 kg. *Incidenza a metro quadro pari a 0,64 Kg/mq;*
- ✓ 1 telai (Cfr. Tav. **AR06-Strutture di supporto**) realizzati con profili scatolari in acciaio 50x50 mm, peso specifico 4,45 kg/m, aventi sviluppo lineare pari a 67,00 m. Peso complessivo pari a 298,15 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 3,98 Kg/mq;*

- ✓ Travatura basculante (Cfr. Tav. **AR06-Strutture di supporto**) realizzati con profili scatolari in acciaio 110x110mm, peso specifico 18,70 kg/m, aventi sviluppo lineare pari a 16,00 m. Peso complessivo pari a 299,20 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 4,00 Kg/mq;*
- ✓ 6 pali di fondazione battuti in profili HEB-200 (Cfr. Tav. **AR06-Strutture di supporto**) predimensionati in 3000x200x200mm, spessore 7,00 mm. Peso singolo palo 306,50 kg.

## 4.2 AZIONE DEL VENTO

In ossequio alla Normativa vigente, per il calcolo del carico impresso dal vento si è proceduto alla determinazione della pressione del vento in relazione ai parametri derivanti dalla zonazione eolica precedentemente riportati.

La pressione del vento  $p$  è determinata come segue:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d. [N/m^2]$$

Nella formula precedente con  $q_r$  si indica la pressione cinetica di riferimento del vento determinata come:

$$q(z) = \frac{1}{2} * 1,25 * v_r^2 [N/m^2]$$

Per un tempo di ritorno pari a  $T_R = 50$  anni e per un'altitudine sul livello del mare del sito  $a_s \leq a_0$  ( $50 \leq 500$ ), la velocità di riferimento del vento  $v_r$  è pari a  $v_{b,0}$ , ovvero pari a **27 m/s**; pertanto, la pressione cinetica di riferimento è pari a  **$q_r = 455,62 N/m^2$** .

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la struttura.

Nello specifico, ad altezza  $z$  pari a 2,36 m ( $z < z_{min}$ ) e classe di esposizione del sito pari a II, il coefficiente di esposizione è pari a  **$c_e = 1,8$** .

Il coefficiente di forma  $c_p$  dipende dalla tipologia e dalla geometria della struttura e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Nello specifico, considerando l'inclinazione del pannello oscillante tra  $\alpha = +/- 55^\circ$ , è stato assunto  **$c_p = \pm 1,50$** .

Infine, il coefficiente dinamico  $c_d$  è stato assunto cautelativamente, secondo la norma, pari a 1.

Pertanto, la pressione del vento risulta pari a  **$p = 1,312 KN/m^2$** .

Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 6).

<b>q<sub>r</sub></b>	<b>[N/m<sup>2</sup>]</b>	<b>455,63</b>
<b>c<sub>e</sub></b>	<b>[/]</b>	<b>1,8</b>
<b>c<sub>p</sub></b>	<b>[/]</b>	<b>± 1,45</b>
<b>c<sub>d</sub></b>	<b>[/]</b>	<b>1</b>
<b>p</b>	<b>[kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>1,321</b>

Tabella 6: pressione del vento

### 4.3 CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} * \mu_i * C_E * C_T$$

Il valore di riferimento del carico neve al suolo  $q_{sk}$  è calcolato in riferimento alla zonazione imposta dalla normativa vigente (NTC 2018); a tal proposito il sito ricade nella Zona II con  $a_s > 200$  m, pertanto il valore di riferimento del carico neve al suolo è pari a:

$$q_{sk} = 1,44 \text{ KN/m}^2 \quad \text{se } a_s > 200 \text{ m}$$

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  e il coefficiente termico  $C_T$  sono stati assunti pari a 1, mentre, per  $\alpha = 0^\circ$ , il coefficiente di forma  $\mu_i$  è pari a 1,60.

Pertanto, il carico neve risulta pari a  **$q_s = 2,30 \text{ KN/m}^2$** .

Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 8).

<b>q<sub>sk</sub></b>	<b>[kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>1,44</b>
<b>μ</b>	<b>[/]</b>	<b>1,60</b>
<b>C<sub>E</sub></b>	<b>[kN]</b>	<b>1</b>
<b>C<sub>T</sub></b>	<b>[/]</b>	<b>1</b>
<b>q<sub>s</sub></b>	<b>[kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>2,30</b>

Tabella 8: carico neve

#### 4.4 AZIONE SISMICA

Sulla base dei dati a disposizione e considerando la tipologia strutturale, assimilabile a quella di un oscillatore ad un grado di libertà, secondo quanto previsto dalle norme vigenti è possibile schematizzare la sollecitazione sismica mediante una sollecitazione statica equivalente  $F_h$ .

L'entità della forza  $F_h$  è pari a:

$$F_h = S_d(T_1) * W * \lambda / g \text{ [kN]}$$

Dove  $W$  è il peso complessivo della struttura associato ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + \Psi_{21} Q_{k1}$$

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta allo Stato Limite di Collasso (SLC) per la componente orizzontale corrispondente al periodo  $T_1$  della struttura, quest'ultimo è stimato secondo quanto previsto dalla normativa vigente, nel seguente modo:

$$T_1 = 2 * d^{1/2}$$

Con  $d$  spostamento laterale elastico del punto più alto della struttura espresso in metri, dovuto ai carichi gravitazionali  $W$  applicati in direzione orizzontale. Il coefficiente  $\lambda$ , secondo quanto previsto dalla normativa, è stato assunto pari ad 1, mentre  $g$  è l'accelerazione di gravità.

Dal calcolo risulta un'azione statica equivalente che compete al singolo telaio ( $3,10 \times 4,68 = 14,50 \text{ m}^2$ ), pari a  $F_h = 1,46 \text{ kN}$ . Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 7).

<b>W</b>	<b>[kN/m<sup>2</sup>]</b>	0,52
<b>d</b>	<b>[m]</b>	$57,5 * 10^{-4}$
<b>T<sub>1</sub></b>	<b>[s]</b>	0,151
<b>S<sub>d</sub>(T<sub>1</sub>)</b>	<b>[m/s<sup>2</sup>]</b>	1,90
<b>λ</b>	<b>[/]</b>	1
<b>g</b>	<b>[m/s<sup>2</sup>]</b>	9,81
<b>F<sub>h</sub></b>	<b>[kN]</b>	1,46

Tabella 7: azione sismica



## 4.5 COMBINAZIONI DI CARICO

In ossequio alla Normativa Vigente, l'analisi strutturale dell'opera è stata eseguita in riferimento al metodo degli Stati Limite. Pertanto, noti i singoli carichi di progetto nel loro valore "caratteristico", si è proceduto alla determinazione di opportune combinazioni.

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2}$$

La combinazione sismica, invece, valida sia per gli Stati Limite Ultimi che per gli Stati Limite di Esercizio, è la seguente:

$$E + G_1 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2}$$

Dove gli effetti dell'azione sismica  $E$  sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + \psi_{21} Q_{k1}$$

Dove per  $G_1$  e  $Q_k$  si intendono rispettivamente i carichi permanenti e i carichi variabili, mentre i coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_F$ , in riferimento all'approccio 2 della norma, sono quelli riportati nella colonna A1 della Tab. 2.6.I delle NTC 2018, mentre i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$  e  $\psi_{2i}$  sono riportati nella Tab. 2.5.I delle stesse norme.

Si considerano le seguenti combinazioni di carico per gli Stati Limite Ultimi:

1.  $1,3 G_P + 1,5 Q_N + 0,9 Q_V$
2.  $1,3 G_P + 1,5 Q_V + 0,75 Q_N$
3.  $1 G_P + 1,5 Q_V$
4.  $1,3 G_P + 1,5 Q_N$
5.  $E + G_P$

## 5. PREDIMENSIONAMENTO E CALCOLO DELLA STRUTTURA TRACKER

### 5.1 RISULTATI ANALISI

La verifica geotecnica più gravosa per questa tipologia di fondazione è quella relativa al **collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione**.

Pertanto, si è proceduto al calcolo delle massime sollecitazioni di sfilamento, le quali sono state confrontate con la portanza limite laterale del palo, trascurando il peso proprio dello stesso.

Alla luce di tale considerazione, la combinazione di carico critica risulta essere la n. 3, ovvero quella in cui si considerano:

- vento sfavorevole in direzione ortogonale ai pannelli fotovoltaici ( $\gamma_Q = 1,5$ );
- carico neve favorevole e quindi nullo ( $\gamma_Q = 0$ );
- peso proprio della struttura favorevole ( $\gamma_G = 1$ );

Per il calcolo delle massime sollecitazioni di trazione agenti alla base della struttura, quest'ultima è stata ipotizzata essere costituita da profili HEB di dimensioni 200 mm con spessore pari a  $t = 3$  mm.

Considerando la superficie dei moduli che compete ad un singolo telaio ( $3,10 \times 4,40 = 13,65 \text{ m}^2$ ) e l'inclinazione dello stesso di  $\pm 60^\circ$ , la massima sollecitazione di sfilamento calcolata è pari a circa  $T_{sd} = 3,31 \text{ kN}$ .

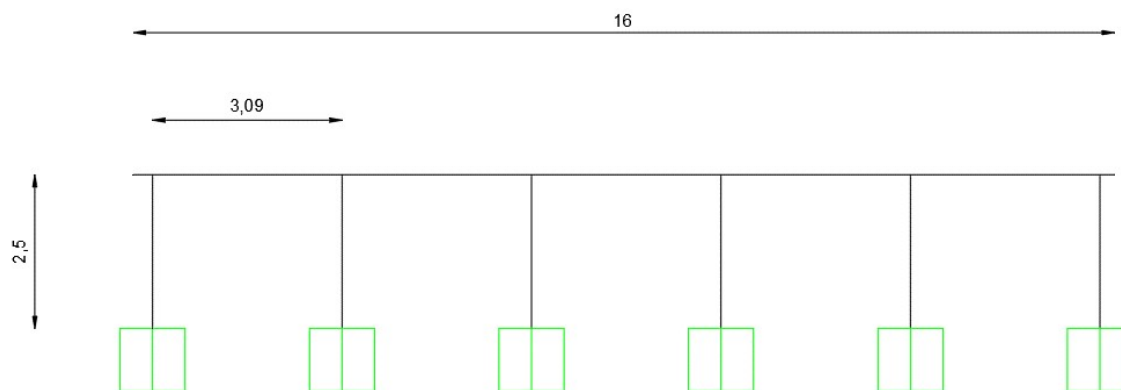


Figura 1: schema di calcolo per l'interazione pali telaio.

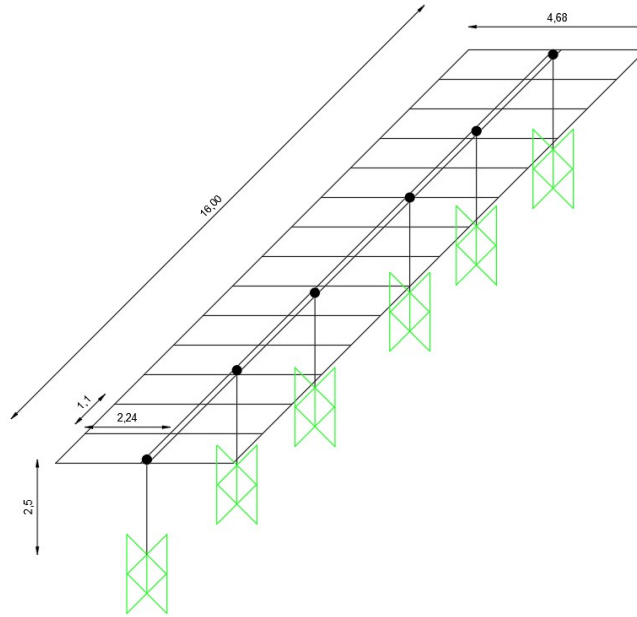


Figura 2: schema di calcolo per l'interazione pali telaio.

## 5.2 CALCOLO PORTANZA LATERALE DEL PALO

Per il calcolo della portanza limite laterale del palo si procede attraverso l'approccio 2 delle NTC 2018 con la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali ( $\gamma_M$  e  $\gamma_R$ ) e dei fattori di correlazione ( $\xi$ ) riportati nelle tabelle 6.2.II, 6.4.II e 6.4.IV delle stesse norme.

La portanza limite laterale di progetto del palo  $R_{sd}$  è ottenuta applicando il coefficiente parziale  $\gamma_{st}$  al valore caratteristico  $R_{sk}$ , quest'ultimo determinato attraverso la seguente espressione:

$$R_{s,k} = \min \{ (R_{s,cal})_{media} / \xi_3; (R_{s,cal})_{minima} / \xi_4 \}$$

La resistenza di calcolo  $R_{s,cal}$  è stata calcolata attraverso metodi analitici, dove ogni valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno è stato diviso per il coefficiente parziale  $\gamma_M$  riportato nella colonna M1 della tabella 6.2.II delle norme tecniche vigenti.

Il fattore di correlazione  $\xi$ , invece, dipende dal numero di verticali indagate; nel caso specifico è stata effettuata una sola indagine, pertanto secondo la tabella 6.4.IV della normativa vigente, il valore di  $\xi_4$  sarà pari a 1,70.

Di seguito si riportano i valori dei coefficienti parziali utilizzati nel calcolo in riferimento all'approccio 2 della normativa tecnica (Tabella 9).

Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M/\gamma_R$	
$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1
$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1
$c'_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1
$\gamma_Y$	$\gamma_Y$	1
$R_{sd}$	$\gamma_{st}$	1,25

Tabella 9: coefficienti parziali adottati

La resistenza laterale a trazione  $R_{s,cal}$  sarà pari alla seguente espressione:

$$R_{s,cal} = A_L * s$$

Con  $s$ , sforzi di taglio che si generano in corrispondenza dell'interfaccia palo-terreno in condizioni di lungo termine, pari a:

$$s = K_o * \sigma'_{v0} * \mu$$

Con  $K$  coefficiente di spinta, assunto per pali battuti pari al coefficiente di spinta passiva  $K_p = 1,60$ .

Il coefficiente d'attrito palo-terreno  $\mu$  è stato assunto pari a  $\tan \delta$ , mentre  $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace nella mezzeria.

Le verifiche agli Stati Limite risultano soddisfatte se:

$$R_{sd} > T_{sd}$$

Pertanto, la lunghezza minima di inserimento del palo è la seguente:

$$h_{min} = (2 * T_{sd} * \xi_4 * \gamma_{st} / \pi * d * \gamma * K_p * \mu)^{1/2} = \mathbf{2,33 \text{ m}}$$

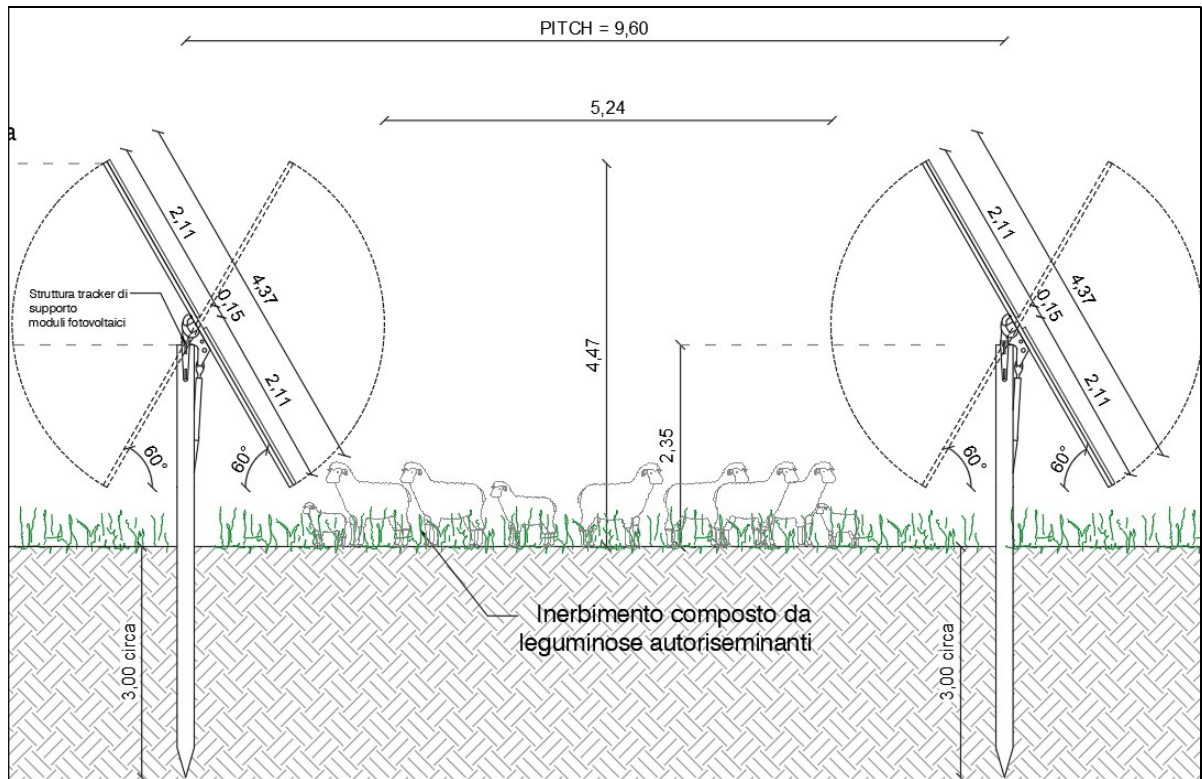
Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 8).

$T_{sd}$	[kN]	3,31
$\xi_4$	[/]	1,7
$\gamma_{st}$	[/]	1,25
$d$	[m]	0,25
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	16,50
$K_p$	[/]	1,60
$\mu$	[/]	$\tan\delta$
$h_{min}$	[m]	2,33

Tabella 11: altezza palo

Cautelativamente si è moltiplicata la lunghezza minima di inserimento  $h_{min}$  per un coefficiente pari a 1,3, pertanto la lunghezza di infissione del palo sarà assunta pari a  $h_p = 3,00 \text{ m}$  circa.

Si riporta di seguito il particolare costruttivo relativo al sistema tracker che sarà utilizzato all'interno dell'impianto "ATLANTE", con particolare risalto delle dimensioni riguardanti la profondità di infissione e le strutture fuori terra.



### 5.3 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento dovuta all'azione del vento è stata condotta secondo le prescrizioni dettate dalle NTC2018 e s.m.i., impiegando i coefficienti F dello stato limite di corpo rigido (EQU). Sono stati considerati come carichi stabilizzanti, generatori di altrettanti momenti stabilizzanti:

- il peso proprio delle strutture fotovoltaiche omnicomprensive di moduli, elementi strutturali e pali di fondazione;
- l'azione del terreno sui pali di fondazione, nelle sue componenti tangenziali e orizzontali in opposizione al movimento rotazionale della struttura nella sua condizione più sfavorevole (inclinata a 55°);

È stato invece considerato come carico sfavorevole l'azione del vento, calcolato secondo le prescrizioni NTC2018 e s.m.i. Sono inoltre stati applicati i coefficienti di riduzione e di amplificazione dei carichi così come riportati nelle tabelle:

Carichi favorevoli

#### Peso complessivo struttura

Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario (Kg)	Peso complessivo (Kg)
Moduli FTV Risen 500 Bifacial	cad.		28,00	31,50
Accessori vari	mq		74,88	0,30
Correntini in alluminio	m		64,00	0,75
Strutture di supporto	cad.		67,00	4,45
Trave di collegamento	m		16,00	18,70
Pali di fondazione	cad.		6,00	306,50
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (Kg)</b>				<b>3388,81</b>
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (KN)</b>				<b>33,23</b>
Superficie complessiva della struttura (mq)				74,88
Superficie di competenza singolo telaio (mq)				14,50

<b>Incidenza a mq peso struttura (KN/mq)</b>	0,444
<b>Incidenza peso su singolo telaio di competenza (KN/mq)</b>	6,435
braccio della forza (m)	0,125
momento favorevole (KNm)	0,80
coefficiente di riduzione	0,9
<b>Momento Ptot*a/2</b>	<b>0,72</b>

#### Azione terreno su palo

Altezza palo	Larghezza palo	Sup. Palo	Y terreno	Forza risultante (KN/mq)
3	0,15	0,45	16,50	66,83
coefficiente di riduzione				0,9
<b>Momento Y*a*h3</b>				<b>60,14</b>

<b>Momento favorevole (KNm)</b>	<b>60,87</b>
---------------------------------	--------------

Azione del vento

Pressione a mq (KN/mq)	Superficie (mq)	Pressione complessiva (KN)	Superf. Competenza telaio (mq)	Pressione competenza telaio (KN/mq)
1,230	74,88	92,12	12,00	14,76
			braccio della forza sfavorevole	2,40
			momento sfavorevole (KNm)	35,43
			coefficiente	1,50
			<b>Momento Ribalt. (KNm)</b>	<b>53,14</b>

Come si evince dalle tabelle di sintesi dei calcoli effettuati, la struttura risulta verificata al ribaltamento grazie alla relazione "**Mstab(Tot) > MRib(Tot)**" già comprensiva dei coefficienti previsti dalla normativa, in particolare **Mstab(60,87 KNm) > MRib(53,14 KNm)**

## 6. CARICHI AGENTI STRUTTURE FISSE

Sulla base della caratterizzazione dell'area di interesse è possibile procedere all'individuazione dei carichi agenti sulla struttura e delle relative combinazioni utili per l'analisi strutturale. In particolare:

### 6.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

La struttura considerata ai fini della generazione del modello strutturale è costituita da un sistema a telaio fisso, di dimensioni in pianta pari a 4,40 x 15,00 metri, composto da 28 moduli fotovoltaici ancorati ad un unico telaio in acciaio a sezione scatolare 50x70mm mediante staffaggi in alluminio. Il telaio, a sviluppo rettangolare di sezione 110x110mm, risulta essere la base di ancoraggio di tutti i moduli. I pali di fondazione battuti, in acciaio, costituiranno l'ancoraggio e la fondazione al suolo delle vele. Le dimensioni standard del modello realizzato risultano essere pari a 4,40 x 15,00 metri, pari a 66,00 mq. Il peso proprio del modello, espresso in termini di incidenza a metro quadro, risulta essere pari a **27,72 Kg/mq (0,252 KN/mq)**, e si articola nel seguente modo:

- ✓ 28 moduli fotovoltaici da 450W, dimensioni 2168x1021x40 mm, peso singolo modulo 30,90 Kg. Peso complessivo pari a 1019,70 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 9,27 Kg/mq;*
- ✓ *Accessori vari di montaggio, incidenza a metro quadro pari a 0,40 Kg/mq*
- ✓ Traversi in alluminio sezione 40x40x2mm con funzione di supporto per ancoraggio moduli fotovoltaici alla sottostruttura. Sviluppo complessivo pari a 100 metri. Peso al metro lineare pari a 0,75 Kg/m. Peso complessivo pari a 75,00 kg. *Incidenza a metro quadro pari a 0,68 Kg/mq;*
- ✓ 1 telaio piano realizzato con profili scatolari in acciaio 50x50 mm, peso specifico 7,00 kg/m, aventi sviluppo lineare pari a 82,50 m. Peso complessivo pari a 577,50 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 5,25 Kg/mq;*
- ✓ 12 telai realizzati con profili scatolari in acciaio 50x70 mm, peso specifico 9,00 kg/m, aventi sviluppo lineare pari a 18,00 m. Peso complessivo pari a 162,00 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 1,47 Kg/mq;*
- ✓ 12 pali di fondazione predimensionati nelle dimensioni di 3000x150x150mm, spessore 4,00 mm. Peso singolo palo 79 kg.



## 6.2 AZIONE DEL VENTO

In ossequio alla Normativa vigente, per il calcolo del carico impresso dal vento si è proceduto alla determinazione della pressione del vento in relazione ai parametri derivanti dalla zonazione eolica precedentemente riportati.

La pressione del vento  $p$  è determinata come segue:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d. [N/m^2]$$

Nella formula precedente con  $q_r$  si indica la pressione cinetica di riferimento del vento determinata come:

$$q(z) = \frac{1}{2} * 1,25 * v_r^2 [N/m^2]$$

Per un tempo di ritorno pari a  $T_R = 50$  anni e per un'altitudine sul livello del mare del sito  $a_s \leq a_0$  ( $50 \leq 500$ ), la velocità di riferimento del vento  $v_r$  è pari a  $v_{b,0}$ , ovvero pari a 27 m/s; pertanto, la pressione cinetica di riferimento è pari a  $q_r = 455,62 N/m^2$ .

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altitudine  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la struttura.

Nello specifico, ad altezza  $z$  pari a 2,36 m ( $z < z_{min}$ ) e classe di esposizione del sito pari a II, il coefficiente di esposizione è pari a  $c_e = 1,8$ .

Il coefficiente di forma  $c_p$  dipende dalla tipologia e dalla geometria della struttura e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Nello specifico, considerando l'inclinazione del pannello PARIA  $15^\circ$ , è stato assunto  $c_p = \pm 1,6$ .

Infine, il coefficiente dinamico  $c_d$  è stato assunto cautelativamente, secondo la norma, pari a 1.

Pertanto, la pressione del vento risulta pari a  $p = 1,312 KN/m^2$ .

Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 6).

$q_r$	$[N/m^2]$	455,63
$c_e$	$[/]$	1,8
$c_p$	$[/]$	$\pm 1,6$
$c_d$	$[/]$	1
$p$	$[kN/m^2]$	1,312

Tabella 6: pressione del vento

### 6.3 CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} * \mu_i * C_E * C_T$$

Il valore di riferimento del carico neve al suolo  $q_{sk}$  è calcolato in riferimento alla zonazione imposta dalla normativa vigente (NTC 2018); a tal proposito il sito ricade nella Zona II con  $a_s = 400$  m, pertanto il valore di riferimento del carico neve al suolo è pari a:

$$q_{sk} = 1,44 \text{ KN/m}^2 \quad \text{se } a_s > 200 \text{ m}$$

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  e il coefficiente termico  $C_T$  sono stati assunti pari a 1, mentre, per  $\alpha = 15^\circ$ , il coefficiente di forma  $\mu_i$  è pari a 0,8.

Pertanto, il carico neve risulta pari a  $q_s = 1,15 \text{ KN/m}^2$ .

Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 8).

$q_{sk}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	1,44
$\mu$	[/]	0,80
$C_E$	[kN]	1
$C_T$	[/]	1
$q_s$	[kN/m <sup>2</sup> ]	1,15

Tabella 8: carico neve

### 6.4 AZIONE SISMICA

Sulla base dei dati a disposizione e considerando la tipologia strutturale, assimilabile a quella di un oscillatore ad un grado di libertà, secondo quanto previsto dalle norme vigenti è possibile schematizzare la sollecitazione sismica mediante una sollecitazione statica equivalente  $F_h$ .

L'entità della forza  $F_h$  è pari a:

$$F_h = S_d(T_1) * W * \lambda/g \text{ [kN]}$$

Dove  $W$  è il peso complessivo della struttura associato ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + \Psi_{21} Q_{k1}$$

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta allo Stato Limite di Collasso (SLC) per la componente orizzontale corrispondente al periodo  $T_1$  della struttura, quest'ultimo è stimato secondo quanto previsto dalla normativa vigente, nel seguente modo:

$$T_1 = 2 \cdot d^{1/2}$$

Con  $d$  spostamento laterale elastico del punto più alto della struttura espresso in metri, dovuto ai carichi gravitazionali  $W$  applicati in direzione orizzontale. Il coefficiente  $\lambda$ , secondo quanto previsto dalla normativa, è stato assunto pari ad 1, mentre  $g$  è l'accelerazione di gravità.

Dal calcolo risulta un'azione statica equivalente che compete al singolo telaio ( $3,10 \times 4,68 = 14,50 \text{ m}^2$ ), pari a  $F_h = 1,46 \text{ kN}$ . Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 7).

<b>W</b>	<b>[kN/m<sup>2</sup>]</b>	0,52
<b>d</b>	<b>[m]</b>	$57,5 \cdot 10^{-4}$
<b>T<sub>1</sub></b>	<b>[s]</b>	0,151
<b>S<sub>d</sub>(T<sub>1</sub>)</b>	<b>[m/s<sup>2</sup>]</b>	1,90
<b>λ</b>	<b>[/]</b>	1
<b>g</b>	<b>[m/s<sup>2</sup>]</b>	9,81
<b>F<sub>h</sub></b>	<b>[kN]</b>	1,46

Tabella 7: azione sismica

## 6.5 COMBINAZIONI DI CARICO

In ossequio alla Normativa Vigente, l'analisi strutturale dell'opera è stata eseguita in riferimento al metodo degli Stati Limite. Pertanto, noti i singoli carichi di progetto nel loro valore "caratteristico", si è proceduto alla determinazione di opportune combinazioni.

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2}$$

La combinazione sismica, invece, valida sia per gli Stati Limite Ultimi che per gli Stati Limite di Esercizio, è la seguente:

$$E + G_1 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2}$$

Dove gli effetti dell'azione sismica  $E$  sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + \psi_{21} Q_{k1}$$

Dove per  $G_1$  e  $Q_k$  si intendono rispettivamente i carichi permanenti e i carichi variabili, mentre i coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_F$ , in riferimento all'approccio 2 della norma, sono quelli riportati nella colonna A1 della Tab. 2.6.I delle NTC 2018, mentre i coefficienti di combinazione  $\Psi_{0j}$  e  $\Psi_{2j}$  sono riportati nella Tab. 2.5.I delle stesse norme.

Si considerano le seguenti combinazioni di carico per gli Stati Limite Ultimi:

- 1  $1,3 G_P + 1,5 Q_N + 0,9 Q_V$
- 2  $1,3 G_P + 1,5 Q_V + 0,75 Q_N$
- 3  $1 G_P + 1,5 Q_V$
- 4  $1,3 G_P + 1,5 Q_N$
- 5  $E + G_P$

## 7. PREDIMENSIONAMENTO E CALCOLO DELLE STRUTTURE FISSE

### 7.1 RISULTATI ANALISI

La verifica geotecnica più gravosa per questa tipologia di fondazione è quella relativa al **collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione**. Pertanto, si è proceduto al calcolo delle massime sollecitazioni di sfilamento, le quali sono state confrontate con la portanza limite laterale del palo, trascurando il peso proprio dello stesso.

Alla luce di tale considerazione, la combinazione di carico critica risulta essere la n. 3, ovvero quella in cui si considerano:

- vento sfavorevole in direzione ortogonale ai pannelli fotovoltaici ( $\gamma_Q = 1,5$ );
- carico neve favorevole e quindi nullo ( $\gamma_Q = 0$ );
- peso proprio della struttura favorevole ( $\gamma_G = 1$ );

Per il calcolo delle massime sollecitazioni di trazione agenti alla base della struttura, quest'ultima è stata ipotizzata essere costituita da profili cavi a sezione circolare di dimensioni 100 mm con spessore pari a  $t = 2$  mm.

Considerando la superficie dei moduli che compete ad un singolo telaio ( $4 \times 6,3 = 25$  m<sup>2</sup>) e l'inclinazione dello stesso di 15°, la massima sollecitazione di sfilamento calcolata è pari a circa

$$T_{sd} = 2,4 \text{ kN.}$$

Di seguito si riporta lo schema di calcolo adottato per il calcolo delle sollecitazioni.

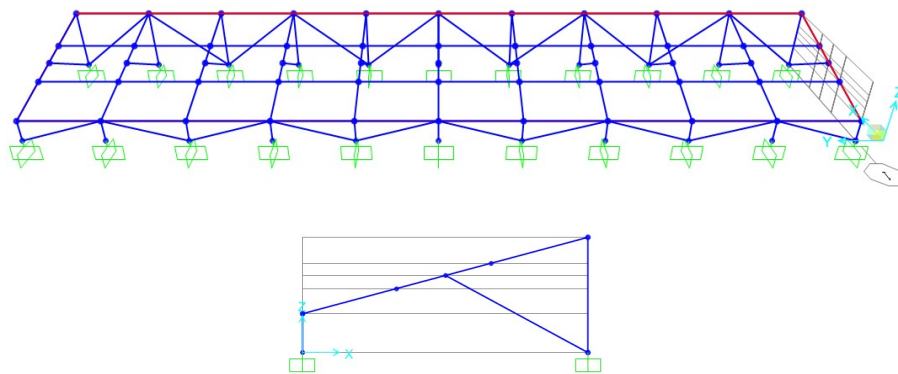


Figura 1: schema di calcolo per l'interazione pali telaio.

## 7.2 CALCOLO PORTANZA LATERALE DEL PALO

Per il calcolo della portanza limite laterale del palo si procede attraverso l'approccio 2 delle NTC 2018 con la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali ( $\gamma_M$  e  $\gamma_R$ ) e dei fattori di correlazione ( $\xi$ ) riportati nelle tabelle 6.2.II, 6.4.II e 6.4.IV delle stesse norme.

La portanza limite laterale di progetto del palo  $R_{sd}$  è ottenuta applicando il coefficiente parziale  $\gamma_{st}$  al valore caratteristico  $R_{sk}$ , quest'ultimo determinato attraverso la seguente espressione:

$$R_{s,k} = \min \{ (R_{s,cal})_{media} / \xi_3; (R_{s,cal})_{minima} / \xi_4 \}$$

La resistenza di calcolo  $R_{s,cal}$  è stata calcolata attraverso metodi analitici, dove ogni valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno è stato diviso per il coefficiente parziale  $\gamma_M$  riportato nella colonna M1 della tabella 6.2.II delle norme tecniche vigenti.

Il fattore di correlazione  $\xi$ , invece, dipende dal numero di verticali indagate; nel caso specifico è stata effettuata una sola indagine, pertanto secondo la tabella 6.4.IV della normativa vigente, il valore di  $\xi_4$  sarà pari a 1,70. Di seguito si riportano i valori dei coefficienti parziali utilizzati nel calcolo in riferimento all'approccio 2 della normativa tecnica (Tabella 9).

Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M / \gamma_R$	
$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1
$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1
$c'_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1
$\gamma_Y$	$\gamma_Y$	1
$R_{sd}$	$\gamma_{st}$	1,25

Tabella 9: coefficienti parziali adottati

La resistenza laterale a trazione  $R_{s,cal}$  sarà pari alla seguente espressione:

$$R_{s,cal} = A_L * s$$

Con  $s$ , sforzi di taglio che si generano in corrispondenza dell'interfaccia palo-terreno in condizioni di lungo termine, pari a:

$$s = K_o * \sigma'_{v0} * \mu$$

Con  $K$  coefficiente di spinta, assunto per pali battuti pari al coefficiente di spinta passiva  $K_p = 2,28$ .

Il coefficiente d'attrito palo-terreno  $\mu$  è stato assunto pari a  $\tan \delta$ , mentre  $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace nella mezzeria.

Le verifiche agli Stati Limite risultano soddisfatte se:

$$R_{sd} > T_{sd}$$

Pertanto, la lunghezza minima di inserimento del palo è la seguente:

$$h_{min} = (2 * T_{sd} * \xi_4 * \gamma_{st} / \pi * d * \gamma * K_p * \mu)^{1/2} = \mathbf{2,15\ m}$$

Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 8).

$T_{sd}$	[kN]	2,4
$\xi_4$	[/]	1,7
$\gamma_{st}$	[/]	1,25
$d$	[m]	0,1
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19,00
$K_p$	[/]	2,28
$\mu$	[/]	$\tan \delta$
$h_{min}$	[m]	2,15

Tabella 11: altezza palo

Cautelativamente si è moltiplicata la lunghezza minima di inserimento  $h_{min}$  per un coefficiente pari a 1,30 e pertanto la lunghezza di infissione del palo sarà assunta pari a  $h_p = \mathbf{2,80\ m}$

### 7.3 VERIFICA AL RIBALTAMENTO DELLE STRUTTURE FOTOVOLTAICO

La verifica al ribaltamento dovuta all'azione del vento è stata condotta secondo le prescrizioni dettate dalle NTC2018, impiegando i coefficienti relativi allo stato limite di corpo rigido (EQU). Sono stati considerati come carichi stabilizzanti, generatori di altrettanti momenti stabilizzanti:

- il peso proprio delle strutture fotovoltaiche omnicomprensive di moduli, elementi strutturali e pali di fondazione;
- l'azione del terreno sui pali di fondazione, nelle sue componenti tangenziali e orizzontali in opposizione al movimento rotazionale della struttura

È stato invece considerato come carico sfavorevole l'azione del vento, calcolato secondo le prescrizioni NTC2018 e s.m.i. Sono inoltre stati applicati i coefficienti di riduzione e di amplificazione dei carichi così come riportati nelle tabelle:

#### Carichi favorevoli

##### Peso complessivo struttura

Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario (Kg)	Peso complessivo (Kg)
Moduli FTV 605W	cad.	33,00	30,90	1019,70
Accessori vari	mq	110,00	0,40	44,00
Correntini	m	100,00	0,75	75,00
Strutture di supporto	m	82,50	7,00	577,50
Pilastrini	m	18,00	9,00	162,00
Pali di fondazione 3 metri	cad.	12,00	79,00	948,00
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (Kg)</b>				<b>2826,20</b>
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (KN)</b>				<b>27,72</b>
Superficie complessiva della struttura (mq)				110,00
Superficie di competenza singolo telaio (mq)				20,00

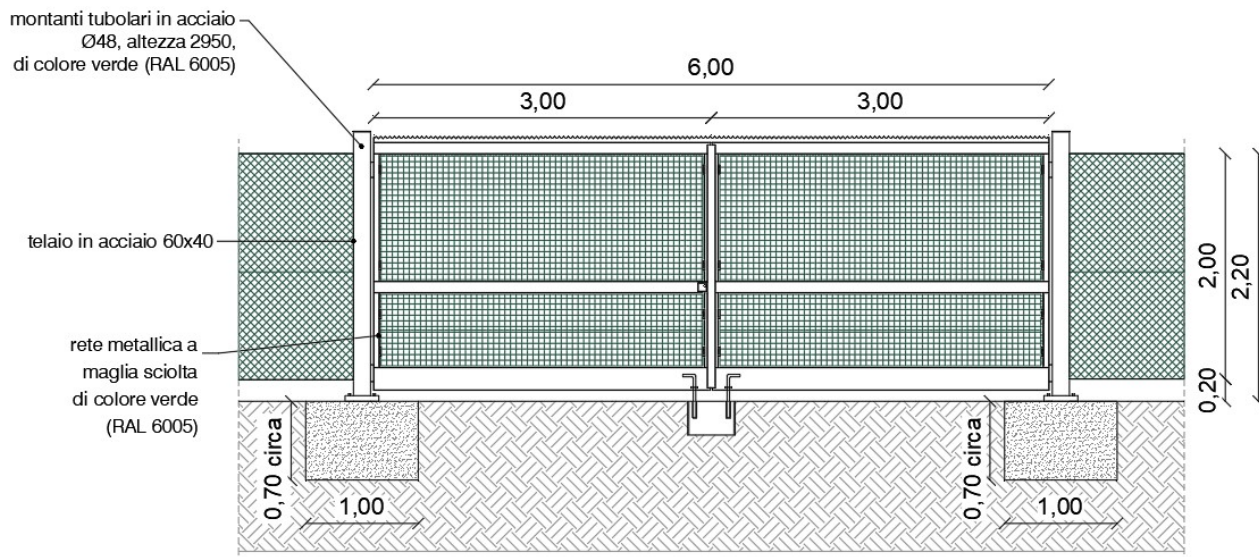
<b>Incidenza a mq peso struttura (KN/mq)</b>	0,252
<b>Incidenza peso su singolo telaio di competenza (KN/mq)</b>	5,039
braccio della forza (m)	3,000
momento favorevole (KNm)	15,12
coefficiente di riduzione	0,9
<b>Momento Ptot*a/2</b>	<b>13,61</b>

Pressione a mq (KN/mq)	Superficie (mq)	Pressione complessiva (KN)	Superf. Competenza telaio (mq)	Pressione competenza telaio (KN/mq)
1,312	28,55	37,46	4,80	6,30
			braccio della forza sfavorevole	1,30
			momento sfavorevole (KNm)	8,19
			coefficiente	1,50
			<b>Momento Ribalt. (KNm)</b>	<b>12,28</b>

Come si evince dalle tabelle di sintesi dei calcoli effettuati, la struttura risulta verificata al ribaltamento grazie alla relazione "**Mstab(Tot) > MRib(Tot)**", in particolare **Mstab(13,61 KNm) > MRib(12,28 KNm)**

## 8. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER CANCELLI DI INGRESSO

A differenza delle recinzioni perimetrali, i cui pali saranno infissi a regola d'arte nel terreno ad una profondità di 100 cm circa, i cancelli di ingresso all'impianto agrovoltaico saranno invece posati mediante tirafondi imbullonati ad appositi plinti di fondazione in calcestruzzo armato prefabbricato in ottemperanza alle prescrizioni in materia di salvaguardia dell'ambiente.



Al fine di garantire la massima sicurezza e staticità della realizzazione, è stata approntata una apposita verifica al ribaltamento, in modo da pre-dimensionare il plinto di fondazione per i cancelli di ingresso al parco agrovoltaico.

È evidente che l'azione dominante che porterebbe al collasso per ribaltamento del sistema recinzione-cancello è legata all'azione del vento, per cui sono stati considerati favorevoli i pesi dei componenti della struttura metallica ivi compreso il pilastro di fondazione, mentre è stata considerata sfavorevole l'azione del vento applicata alla superficie di competenza del pilastro in acciaio

Come si evince dalle tabelle di sintesi dei calcoli effettuati, la struttura risulta verificata al ribaltamento grazie alla relazione "**Mstab(Tot) > MRib(Tot)**" già comprensiva dei coefficienti previsti dalla normativa, in particolare **Mstab(10,06 KNm) > MRib(6,64 KNm)**



**VERIFICA AL RIBALTAMENTO CANCELLI DI INGRESSO**

**Carichi favorevoli**

**Peso complessivo struttura**

Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario (Kg)	Peso complessivo (Kg)
Cancello	m	8,00	60,00	480,00
Accessori vari	mq	8,00	0,20	1,60
Pilastro in acciaio	cad.	1,00	47,50	47,50
Fondazione	cad.	1,00	1750,00	1750,00
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (Kg)</b>				<b>2279,10</b>
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (KN)</b>				<b>22,35</b>
braccio della forza (m)				0,500
momento favorevole (KNm)				11,18
coefficiente di riduzione				0,9
<b>Momento Ptot*a/2</b>				<b>10,06</b>
<b>Momento favorevole (KNm)</b>				<b>10,06</b>

**Carico sfavorevole**

qr	ce	cp	cd	Pv in N
455,625	1,8	1,5	1	1230,1875

qr	r	vr	vr
455,625	0,5	1,25	27

**Azione del vento**

Pressione a mq (KN/mq)	Superficie (mq)	Pressione complessiva (KN)	Superf. Competenza telaio (mq)	Pressione competenza telaio (KN/mq)
1,230	2,00	2,46	2,00	2,46
braccio della forza sfavorevole				1,80
momento sfavorevole (KNm)				4,43
coefficiente				1,50
<b>Momento Ribalt. (KNm)</b>				<b>6,64</b>

## 9. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER LE RECINZIONI PERIMETRALI

Le recinzioni perimetrali saranno realizzate in rete metallica plastificata a maglia regolare 5x5cm, i cui pali saranno infissi a regola d'arte nel terreno ad una profondità di 100 cm circa, ammortata con trefoli in acciaio alla palificata perimetrale costituita da tubolari in acciaio zincato del diametro di 8,00 cm, il tutto senza alcun getto di calcestruzzo, in piena ottemperanza alle prescrizioni in materia di salvaguardia dell'ambiente.

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO RECINZIONI

#### Carichi favorevoli

#### Peso complessivo struttura

Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario (Kg)	Peso complessivo (Kg)
Recinzioni	m	2,00	8,00	16,00
Accessori vari	mq	2,00	0,20	0,40
Pilastro in acciaio infisso	cad.	2,00	5,00	10,00
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (Kg)</b>				<b>26,40</b>
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (KN)</b>				<b>0,26</b>
braccio della forza (m)				0,050
momento favorevole (KNm)				0,01
coefficiente di riduzione				0,9
<b>Momento Ptot*a/2</b>				<b>0,01</b>
<b>Momento favorevole (KNm)</b>				<b>0,01</b>

#### Azione terreno su palo

Altezza palo	Larghezza palo	Sup. Palo	Y terreno	Forza risultante (KN/mq)
1	0,08	0,08	16,00	1,28
coefficiente di riduzione				0,9
<b>Momento Y*a*h3</b>				<b>1,15</b>
<b>Momento favorevole (KNm)</b>				<b>1,16</b>

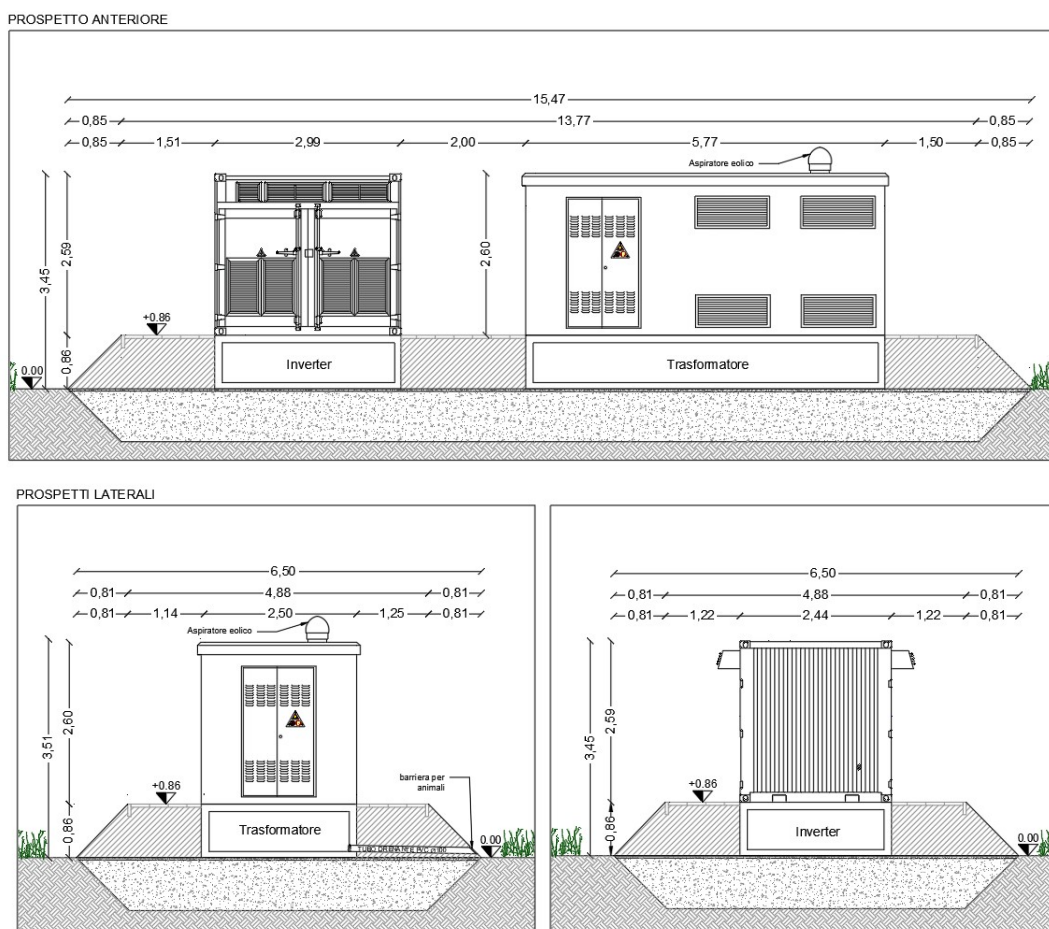
#### Azione del vento

Pressione a mq (KN/mq)	Superficie (mq)	Pressione complessiva (KN)	Superf. Competenza telaio (mq)	Pressione competenza telaio (KN/mq)
1,230	0,32	0,39	0,32	0,39
braccio della forza sfavorevole				1,80
momento sfavorevole (KNm)				0,71
coefficiente				1,50
<b>Momento Ribalt. (KNm)</b>				<b>1,06</b>

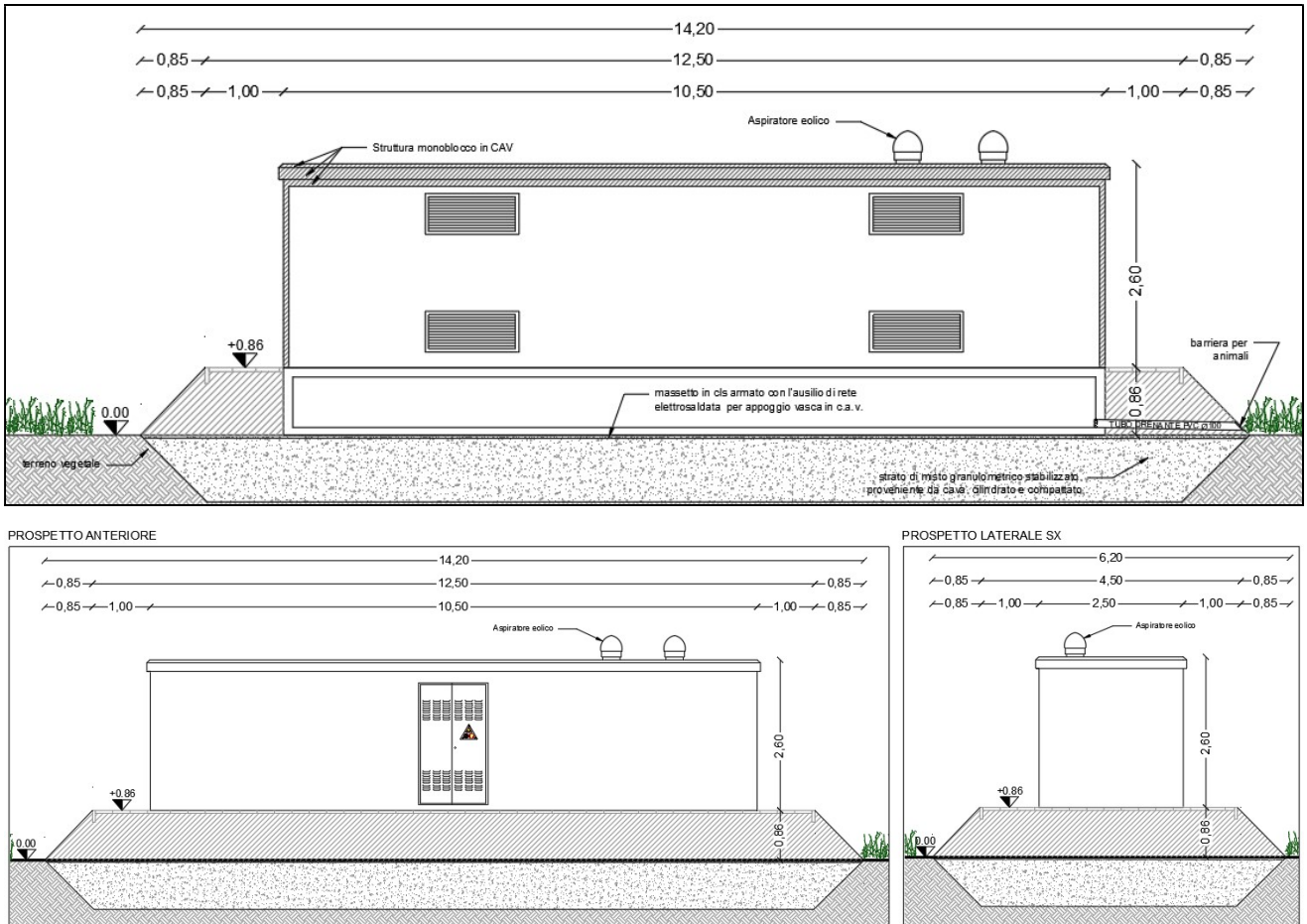
## 10. STRUTTURE PREFABBRICATE PER ALLOGGIAMENTO E ALLESTIMENTO CABINE ELETTRICHE E SERVIZI AUSILIARI

Per quanto riguarda le cabine elettriche che saranno fornite e posate all'interno dell'area di impianto, si sottolinea che le stesse saranno composte esclusivamente da strutture prefabbricate, trasportate e appoggiate su terreno, previa battitura e preparazione dello stesso. In particolare, le cabine saranno composte da una vasca di fondazione (Cfr. RE04.1) e dalla cabina vera e propria che ospiterà la quadristica e le connessioni elettriche. Tutti i prefabbricati introdotti in sito risponderanno a tutti i criteri e requisiti Normativi, sia urbanistiche che elettrici. (Cfr. IE04-Cabine di campo). Si riportano per completezza le certificazioni relative alle strutture e ai relativi calcoli strutturali, oltre alle certificazioni di rispondenza dei requisiti ENEL. Si rimanda alla apposita Relazione Geotecnica per l'analisi della interazione fondazioni-terreno.

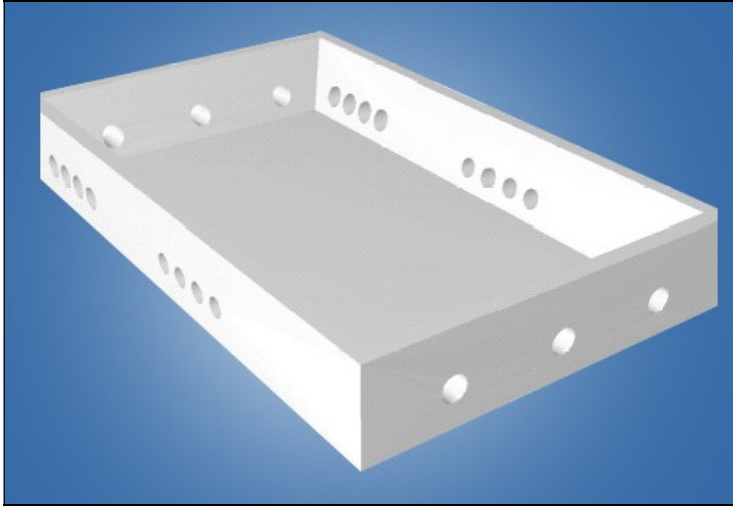
### Cabine di campo



### Cabine di raccolta



Si precisa che per il posizionamento delle cabine non sarà necessaria la realizzazione di fondazioni gettate in opera, in quanto le stesse saranno composte da prefabbricati alloggiati nel terreno, previo scavo di fondazione di circa 1 metro sul quale verrà steso uno strato di geo tessuto e un letto di misto granulare stabilizzato per uno spessore di circa cm 10 che assolverà ad una funzione livellante.



Vasca di fondazione



## ATTESTATO DI QUALIFICAZIONE

PRODUZIONE di COMPONENTI PREFABBRICATI in c.a./ c.a.p.

SERIE DICHIARATA

n. 40/2018 -SD

In conformità al D.M. 17.01.2018 "Norme tecniche per le costruzioni" ed ai sensi dell'art.9 della legge n.1086/1971 si attesta che la ditta:

### CEP srl

con sede legale e stabilimento: Zona IndustrialeFegotto - 80053 Calatafimi Segesta (TP)

ha depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici la documentazione inerente il possesso dei requisiti richiesti dal p.to 11.8.4 delle Norme Tecniche di cui al D.M. 17.1.2018, in relazione al processo produttivo ed al controllo di produzione in stabilimento finalizzati alla produzione dei seguenti componenti prefabbricati in c.a. e/o c.a.p.:

#### Cabine prefabbricate in cav tipo:

- Tipo P67 DG 2092 (dimensioni: 2,50 x 6,76 x H da 2,55 a 3,00 m)
- Tipo B67 (dimensioni: 2,50 x 6,76 x H da 2,55 a 3,50 m)
- Tipo P57 DG 2061 (dimensioni: 2,50 x 5,77 x H da 2,55 a 3,00 m)
- Tipo B57 (dimensioni: 2,50 x 5,77 x H da 2,55 a 3,50 m)

#### e Relative VASCHE d'appoggio in ca:

- Tipo V67 (dimensioni: 2,40 x 6,61 x H 0,635 m)
- Tipo V57 (dimensioni: 2,40 x 5,71 x H 0,635 m)

Il presente Attestato ha decorrenza dal 22/03/2018 e validità fino al 22/03/2023, fatto salvo l'obbligo della diversa procedura di marcatura CE connessa all'attuazione del Regolamento dei Prodotti da Costruzione (CPR-Construction Products Regulation) n°305/2011, per le specifiche famiglie di prodotti coperti da norma EN armonizzata.

Il presente Attestato ha l'obiettivo di identificare lo stabilimento di produzione ed i componenti prodotti e non è finalizzato a certificare la concreta idoneità tecnica dei manufatti alle diverse utilizzazioni cui possono essere destinati.

L'Attestato non prevede, da parte del Servizio Tecnico Centrale, l'approvazione tecnica degli elaborati presentati, per i quali il Progettista ed il Produttore, ciascuno secondo le rispettive competenze, sono pienamente responsabili ai sensi di legge, restando altresì nella responsabilità delle figure suddette ogni impiego del prodotto.

L'Attestato si intende sempre riferito ai singoli elementi costruttivi, nei limiti d'impiego indicati nella documentazione tecnica presentata, e non all'opera o al sistema costruttivo che ingloba gli stessi.

Ogni impiego dei componenti strutturali di cui al presente Attestato deve avvenire sulla base di calcoli redatti in conformità alla normativa tecnica vigente al momento dell'utilizzo.

Roma, 23 novembre 2018

IL DIRIGENTE III DIVISIONE

Ing. Marco PANECALDO

PANECALDO MARCO

26 nov 2018 08:15

VIA Nomentana 2 - 00161 ROMA  
TEL. 06.412.2367  
[www.csto.it](http://www.csto.it)

## DICHIARAZIONE DI RISPONDEZZA DI LOCALI ED IMPIANTI ALLA NORMA CEI EN 62271-2020 (ex CEI EN 61330)

### CABINE ELETTRICHE PREFABBRICATE

Il sottoscritto **Melodia Mario** nella qualità di **Amministratore Delegato della C.E.P. S.r.l** con sede in Calatafimi Segesta Zona Industriale Fegotto P. IVA 01486520818 , Tel 0924-514486 Fax 0924-040017, in nome e per conto dell'Azienda che rappresenta

#### DICHIARA

che le cabine elettriche prefabbricate in c.a.v. sono progettate e costruite in fabbrica e sottoposte a prove di tipo secondo la Norma Italiana **CEI EN 62271-202 / classificazione 17-103 (ex CEI EN 61330)**.

Sulla base della dichiarazione di cui sopra, specifica inoltre quanto segue:

- la presente dichiarazione è sempre accompagnata dal Certificato d'Origine e dall'Attestato di Qualificazione cioè a dire il Certificato di deposito in caso di box prefabbricato rilasciato dalla Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- l'impianto elettrico di cabina è citato al punto 5.2 della Norma CEI EN 62271-202, per cui questo assunto esula CEP dal rilascio della dichiarazione di conformità dell'impianto elettrico ai sensi del DM 37 del 22/01/08;
- la perdita di liquido isolante e la protezione dell'acqua del sottosuolo sono trattati come al punto 5.4.3 della Norma CEI EN 62271-202;
- la ventilazione dei locali viene elaborata secondo quanto previsto dal punto 5.5.5 della Norma CEI EN 62271-202;
- la CEI 11-1 non si applica alle cabine prefabbricate (punto 1.3 CEI 11-1);
- la CEI 11-35 non si applica alle cabine prefabbricate (vedi quanto specificato al punto 2.1 della CEI 11-35);
- il certificato di agibilità dei locali non viene rilasciato in caso di cabine prefabbricate.

Luogo del rilascio: **Calatafimi Segesta**

Data del rilascio: **25/01/2021**

*Il Legale Rappresentante*

  
cep S.R.L.  
Componenti Elettrici e Prefabbricati  
AMMINISTRATORE DELEGATO  
Melodia Mario

## 11. CONSIDERAZIONI SULLA DISMISSIONE

È doveroso precisare che al termine della vita di servizio dell'impianto tutte le strutture saranno completamente smontate ed i pali infissi saranno semplicemente sfilati dal terreno sottostante, grazie all'ausilio di automezzo munito di braccio gru. Inoltre, al termine della vita utile dell'impianto i pali di fondazione saranno estratti dal terreno e potranno essere facilmente riutilizzati oppure riciclati quali materiali metallici nelle apposite discariche autorizzate. Anche la vasca di fondazione delle cabine elettriche sarà estratta dal terreno tramite l'utilizzo di un piccolo escavatore e trasportata in un sito idoneo allo smaltimento. Il terreno sarà ripristinato e costipato, rendendolo disponibile sin da subito alle nuove destinazioni d'uso.

## 12. CONCLUSIONI

Nella presente relazione di calcolo sono state riportati gli studi di pre-dimensionamento delle opere di ancoraggio al suolo per le strutture di supporto dei moduli fotovoltaici e per le strutture pertinenti al campo agrovoltaico. Lo studio è stato condotto in ossequio alla vigente Normativa Tecnica (NTC 2018 e s.m.i.) tenendo in conto dei parametri geotecnici, di zonazione eolica e sismici derivanti dalla suddetta Norma. Sulla base di quanto detto i risultati ottenuti sono tali da assicurare la capacità delle fondazioni di sopportare le sollecitazioni derivanti dalle azioni statiche e dinamiche agenti sulla struttura.

Il tecnico

*Ing. Renato Pertuso*

