



Comune di SAN DONACI (BR)

PROGETTO DEFINITIVO Impianto agrovoltaico "San Donaci" della potenza di 30 MW in AC e 31,266 MW in DC

COMMITTENTE:



ELIOS SRL
Via Vincenzo Gioberti, 11
76123 Andria (BT)
P.I.: 08422270721
e-mailpec: societaeliossrl@pec.it

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:

Dott. Ing. Renato Pertuso
(Direttore Tecnico)

LEGALE RAPPRESENTANTE:

dott. Renato Mansi



TEKNE srl
SOCIETÀ DI INGEGNERIA
IL PRESIDENTE
Dott. RENATO MANSI

PD

PROGETTO DEFINITIVO

CALCOLI PRELIMINARI SULLE STRUTTURE

Tavola: **RE04.2**

Filename:
TKA625-PD-Calcoli preliminari sulle
strutture-R1.doc

Data 1°emissione:
Aprile 2022

Redatto:
S.BARBAROSSA

Verificato:
G.PERTUSO

Approvato:
R.PERTUSO

Scala:

Protocollo Tekne:


n° revisione

1				
2				
3				
4				

TKA625_2020

INDICE

1. INTRODUZIONE	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3. CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO	2
3.1. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA	2
3.2. CARATTERIZZAZIONE EOLICA DELL'AREA	6
3.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA	7
4. CARICHI AGENTI	12
4.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	12
4.2. AZIONE DEL VENTO	13
4.3. CARICO NEVE	14
4.4. AZIONE SISMICA	15
4.5. COMBINAZIONI DI CARICO	16
5. ANALISI DELLA STRUTTURA	17
5.1. RISULTATI ANALISI	17
5.2. CALCOLO PORTANZA LATERALE DEL PALO	19
5.1. VERIFICA AL RIBALTAMENTO	22
6. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER CANCELLI DI INGRESSO	24
7. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER LE RECINZIONI PERIMETRALI	26
8. STRUTTURE PREFABBRICATE PER ALLOGGIAMENTO E ALLESTIMENTO CABINE ELETTRICHE E SERVIZI AUSILIARI	27
9. CONSIDERAZIONI SULLA DISMISSIONE	32
10. CONCLUSIONI	32

 PD PROGETTO DEFINITIVO	DATA		REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	Protocollo TEKNE
	R0	Aprile 2022	S.BARBAROSSA	G. PERTOSO	R. PERTUSO	TKA625

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione sono le principali opere edili che dovranno realizzarsi nell'ambito della costruzione dell'impianto agrovoltaiico denominato "San Donaci" presso l'omonimo Comune di San Donaci (BR). In particolare, nel presente documento si farà riferimento alle principali opere di fondazione e strutture riguardanti le recinzioni, le cabine prefabbricate e le strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici.

Il futuro impianto agrovoltaiico sarà ubicato in un contesto pianeggiante nell'agro del Comune di San Donaci (BR) in un terreno agricolo ricadente tra la "Masseria Nuova" e la "Masseria Sierrì". Il sito è individuato all'interno del Catasto Terreni al Foglio 22 p.lle 1, 15, 109, 173, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 185. L'area di intervento è facilmente raggiungibile dai Comuni di San Donaci e San Pancrazio Salentino, attraverso la Strada Provinciale 75 che collega gli omonimi Comuni. La superficie lorda dell'area di intervento è di ha 41.43.79 circa. L'area oggetto di realizzazione del parco agrovoltaiico si trova ad un'altitudine media di m 40 s.l.m. e le coordinate geografiche, riportate nel sistema WGS84, sono:

- latitudine: 40°26'43.34"N
- longitudine: 17°53'32.71"E

Dal punto di vista urbanistico, l'area di progetto del parco agrovoltaiico ricade in zona agricola "E" così come definita dal piano regolatore vigente, caratterizzata da terreni attualmente destinati ad uso agricolo tra cui si evidenziano diffuse aree a seminativo semplice.

L'elaborato in oggetto è parte integrante del progetto di realizzazione dell'impianto agrovoltaiico ed è stato redatto ai sensi dell'Art. 27 bis del D. lgs. 152/2006 riguardante il PAUR, 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 San Donaci e delle Norme Igienico Sanitarie. Le soluzioni tecniche adottate per le fondazioni del parco agrovoltaiico 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 *RE04.2-Calcoli preliminari delle 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°35 del 23/01/2007;
- Decreto Legislativo 29 dicembre 2003, n. 387;
- 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 203 della Carta Geologica Ufficiale in scala 1:100.000 ed è situata nel settore settentrionale della Penisola Salentina: in particolare l’area interessata dall’impianto agrovoltaico sorge su un’area pressoché pianeggiante con altitudine media di 40 metri sul livello del mare.

È stato effettuato un rilevamento geologico speditivo del sito di progetto e di un suo intorno, in agro del comune di San Donaci, nell’immediata periferia Ovest. I risultati sono stati cartografati nella Carta geologica allegata al presente studio, in cui si è ritenuto opportuno evidenziare le caratteristiche litologiche delle Formazioni rocciose, le strutture tettoniche ed una breve descrizione biostratigrafica e paleontologica. Alcuni lavori bibliografici e la cartografia in scala 1:100.000 dell’Istituto Superiore per la Protezione e le Ricerca Ambientale (I.S.P.R.A., ex-APAT), hanno consentito di approfondire la conoscenza delle caratteristiche geologiche del territorio.

Il sito di progetto è ubicato all’interno di una porzione di territorio che dal punto di vista topografico è pianeggiante. Più a sud del sito in esame, il paesaggio è lievemente movimentato dalle ultime

propaggini di grandi morfostrutture denominate secondo la letteratura “horst” (“alti morfologico-strutturali”) e “graben” (“bassi morfologico-strutturali”). Infatti in generale, nel Salento, un regime tettonico a pieghe ed a faglie, di tipo plicativo e disgiuntivo, ha interessato il basamento carbonatico mesozoico scomponendolo in blocchi che risultano dislocati a differenti altezze. Ne è risultata una struttura, detta appunto ad “horst e graben”, in cui le ultime propaggini delle “Serre Salentine”, in genere strette ed allungate in direzione NO-SE, rappresentano zone di “alto strutturale”. Nell’area oggetto di studio, il basamento carbonatico, costituito da calcari e calcari dolomitici di età cretacea, affiora nelle immediate vicinanze, mentre nell’area in oggetto è ricoperto da Unità trasgressive costituite da depositi appartenenti alla Formazione di Gallipoli, di età calabriana.

In affioramento, dunque, sono state individuate e delimitate le seguenti Formazioni, dalla più antica alla più recente, utilizzando le denominazioni convenzionali della Carta Geologica d’Italia, in scala 1:100.000, dell’I.G.M. che sono:

- Le Dolomie di Galatina (Cenomaniano sup. – Turoniano?), rappresentata dai seguenti tipi litologici: 1) dolomie e calcari dolomitici, grigi, talora bituminosi; in alcuni livelli la dolomitizzazione si è compiuta durante la prima diagenesi (dolomitizzazione penecontemporanea, dimostrata dalla grana assai minuta, dalla porosità scarsa, dalle strutture originarie ben conservate), mentre in altri livelli, più frequenti, la dolomitizzazione è di diagenesi tardiva (grana più grossa, porosità notevole, strutture originarie praticamente scomparse); 2) calcari micritici, chiari, spesso laminari; 3) calcari ad intraclasti; 4) calcari a pellets; 5) calcari a bioclasti; 6) breccie calcaree.
- La Formazione di Gallipoli (Calabriano), costituita da sabbie argillose giallastre, talora debolmente cementate, in strati di qualche centimetro di spessore, che passano inferiormente a sabbie argillose e argille grigio-azzurre (Qs 1); spesso l’Unità intercala banchi arenacei e calcarenitici ben cementati (Qc 1). Nelle sabbie più elevate si notano talora *Cassidulina laevigata* D’ORB. *carinata* SILV., *Bulimina marginata* D’ORB., *Ammonia beccarii* (LIN.), *Ammonia perlucida* (HER.ALL.EARL.) (Pleistocene).

Nelle sabbie argillose e argille sottostanti, accanto ad *Arctica islandica* (LIN.), *Chlamys septemradiata* MULL. ed altri molluschi, sono frequenti: *Hyalinea balthica* (SCHR.), *Cassidulina laevigata* D’ORB. *carinata* SILV., *Bulimina catanensis* SEG. (Calabriano). La Formazione di Gallipoli è ben rappresentata nel Foglio Brindisi e Lecce, soprattutto nel settore settentrionale, dove occupa una vastissima area attorno a Brindisi. Altri lembi, meno estesi, si trovano anche a Sud (tra Oria e Manduria, presso Torre S. Susanna e presso San Donaci). Tale Formazione

è costituita da due fondamentali litotipi: le marne argillose e, più raramente, le marne, alla base; le sabbie, più o meno argillose, alla sommità (Martinis, 1967).

Le marne argillose hanno una tinta grigio-azzurrognola, sono generalmente plastiche e poco stratificate e contengono percentuali variabili di frammenti di quarzo a spigoli vivi. Vi sono abbondanti macrofossili, i più significativi dei quali sono: *Arctica islandica* (LIN.) e *Chlamys septemradiata* MULL.; a questi si aggiungono *Pecten*, *Cardium*, *Nassa*, *Nucula*, *Dentalium*, ecc. Relativamente abbondante è anche la microfauna, nella quale particolarmente frequenti sono: *Elphidium crispum* (LIN.), *Ammonia beccarii* (LIN.), *Bulimina elegans* D'ORB. *marginata* FORN., *Bolivina catanensis* SEG., *Cassidulina laevigata* D'ORB. *carinata* SILV., *Hyalinea balthica* (SCHR.).

Verso la parte alta della serie, la componente marnoso-argillosa diminuisce gradualmente, finché si passa a sabbie vere e proprie, di colore giallastro o grigio-giallastro, aventi ancora un certo contenuto di argilla, costituite prevalentemente da frammenti di quarzo a granulometria medio-fine (Martinis, 1967). Le sabbie sono stratificate e talora parzialmente cementate. Le sabbie e le argille costituenti la Formazione di Gallipoli possono essere sostituite, parzialmente o totalmente, da calcareniti ed arenarie ben cementate e talora da livelli di panchina; in particolare, nel Foglio Brindisi, le calcareniti sono particolarmente abbondanti ed estese.

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:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N h_i V_{S,i}}$$

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 VS 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.

γ	$[kN/m^3]$	16,50
ϕ	$[^\circ]$	23
δ	$[^\circ]$	15
c	$[kN/m^2]$	0,68
K_p	$[/]$	3,90
M_{ed}	$[Kg/cm^2]$	41-157

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*).

Zona	[/]	3
V_{b,0}	[m/s]	27,00
a₀	[m]	500
k_s	[1/s]	0,37
k_A	[1/s]	0,02

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.

altezza s.l.m.	[m]	40
Classe di rugosità	[/]	D
Categoria di esposizione	[/]	II
k_r	[/]	0,19
z₀	[m]	0,05
z_{min}	[m]	4
c_t	[/]	1
c_e	[/]	1,8
c_p (α)	[/]	± 1,4
c_d	[/]	1

Tabella 3: parametri di microzonazione eolica.

3.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

La classificazione sismica della zona di intervento ricade in zona sismica 4. 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.

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,015	2,351	0,158
50	0,020	2,375	0,226
72	0,025	2,318	0,289
101	0,029	2,350	0,327
140	0,033	2,407	0,352
201	0,037	2,466	0,375
475	0,047	2,583	0,446
975	0,057	2,718	0,495
2475	0,069	2,925	0,525

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,015	2,351	0,158
SLD	35	0,017	2,358	0,177
SLV	332	0,043	2,534	0,415
SLC	682	0,052	2,650	0,470

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_M info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$
 SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$
 SLC - $P_{VR} = 5\%$

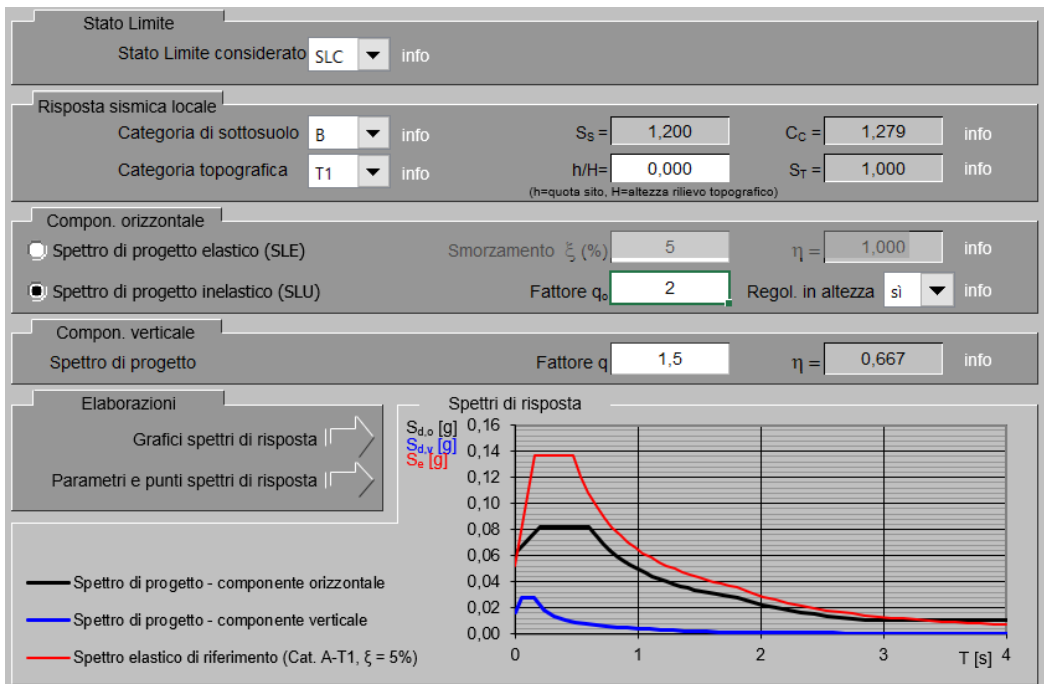
Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

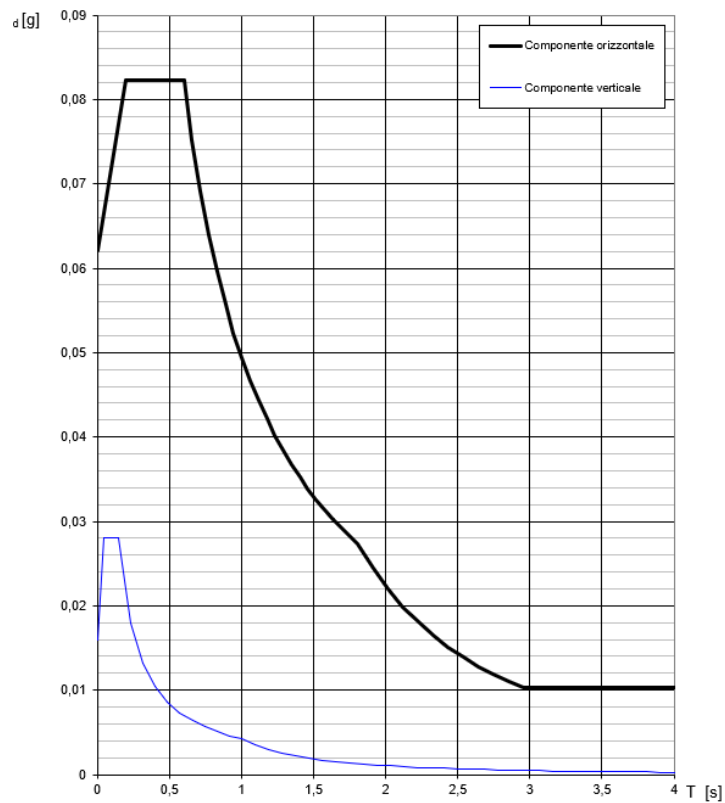
Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- - - - - Strategia per costruzioni ordinarie
- - - - - Strategia scelta



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0,052 g
F_o	2,650
T_c	0,470 s
S_s	1,200
C_c	1,279
S_T	1,000
q	2,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,500
T_B	0,200 s
T_C	0,601 s
T_D	1,807 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)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,062
T_B	0,200	0,082
T_C	0,601	0,082
	0,659	0,075
	0,716	0,069
	0,774	0,064
	0,831	0,060
	0,889	0,056
	0,946	0,052
	1,003	0,049
	1,061	0,047
	1,118	0,044
	1,176	0,042
	1,233	0,040
	1,290	0,038
	1,348	0,037
	1,405	0,035
	1,463	0,034
	1,520	0,033
	1,577	0,031
	1,635	0,030
	1,692	0,029
	1,750	0,028
T_D	1,807	0,027
	1,912	0,024
	2,016	0,022
	2,120	0,020
	2,225	0,018
	2,329	0,016
	2,434	0,015
	2,538	0,014
	2,642	0,013
	2,747	0,012
	2,851	0,011
	2,956	0,010
	3,060	0,010
	3,165	0,010
	3,269	0,010
	3,373	0,010
	3,478	0,010
	3,582	0,010
	3,687	0,010
	3,791	0,010
	3,896	0,010
	4,000	0,010

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.

P_{VR}	[%]	5
V_N	[anni]	50
C_u	[/]	0,7
V_R	[anni]	35
A_g/g	[m/s ²]	0,052
F₀	[/]	2,65
T*_c	[/]	0,47
Cat. Sottosuolo	[/]	B
S_s	[/]	1,20
S_T	[/]	1,00
C_c	[/]	1,279
η	[/]	0,50
q	[/]	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.

T_b	[s]	0,200
T_c	[s]	0,601
T_d	[s]	1,807

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

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 4,68 x16,00 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 4,68 x16,00 metri, pari a 74,88 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 500W monofacciali, dimensioni 2220x1100x40 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 telaio (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:

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

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

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

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 $\alpha = \pm 60^\circ$, è stato assunto **$c_p = \pm 1,40$** .

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

Pertanto, la pressione del vento risulta pari a **$p = 1,148 KN/m^2$** .

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

q_r	[N/m²]	455,63
c_e	[/]	1,8
c_p	[/]	± 1,4
c_d	[/]	1
p	[kN/m²]	1,230

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 III con $a_s < 200$ m, pertanto il valore di riferimento del carico neve al suolo è pari a:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ KN/m}^2 \quad \text{se } a_s < 200 \text{ m}$$

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 μ_i è pari a 0,8.

Pertanto, il carico neve risulta pari a **$q_s = 0,48 \text{ KN/m}^2$** .

Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 7).

q_{sk}	[kN/m²]	0,600
μ	[/]	1,60
C_E	[kN]	1
C_T	[/]	1
q_s	[kN/m²]	0,48

Tabella 7: 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:

$$G_l + \Psi_{2l} Q_{kl}$$

$S_d(T_1)$ 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 λ , 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 8).

W	[kN/m ²]	0,52
d	[m]	57,5 * 10 ⁻⁴
T₁	[s]	0,151
S_d(T₁)	[m/s ²]	1,90
λ	[/]	1
g	[m/s ²]	9,81
F_h	[kN]	1,46

Tabella 8: 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 γ_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 ψ_{0j} e ψ_{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. $E + G_P$

5. ANALISI DELLA STRUTTURA

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 cavi a sezione rettangolare di dimensioni 100x60 mm con spessore pari a $t = 3$ mm.

Considerando la superficie dei moduli che compete ad un singolo telaio ($14,5 \text{ m}^2$) e l'inclinazione dello stesso di $\pm 60^\circ$, la massima sollecitazione di sfilamento calcolata è pari a circa $T_{sd} = 3,31 \text{ kN}$.

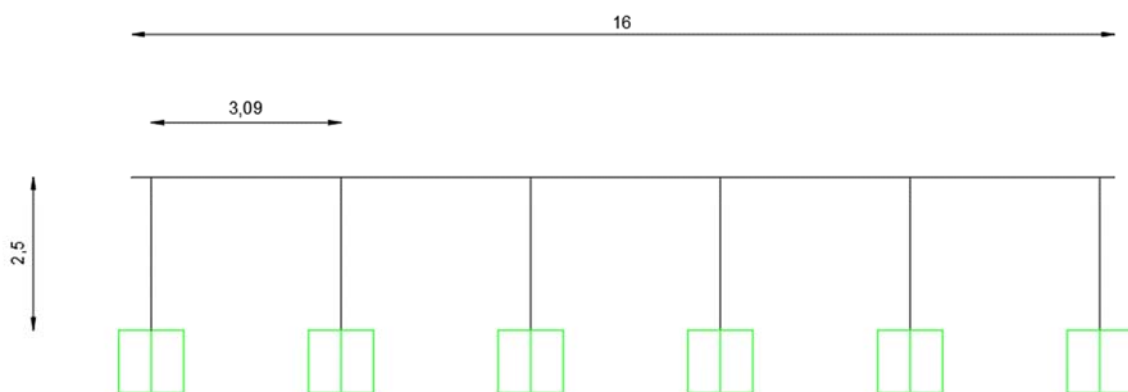


Figura 1: schema di calcolo per l'interazione pali telaio.

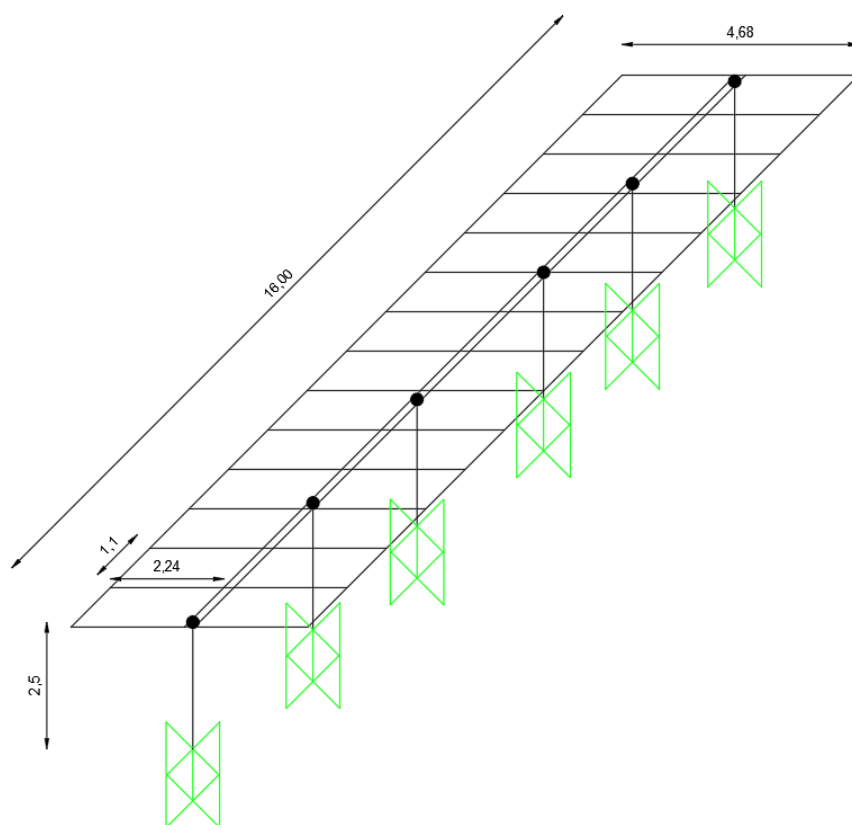


Figura 2: schema di calcolo per l'interazione pali telaio.

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 (γ_M e γ_R) e dei fattori di correlazione (ξ) 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 γ_{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 γ_M riportato nella colonna M1 della tabella 6.2.II delle norme tecniche vigenti.

Il fattore di correlazione ξ , 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 ξ_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 γ_M/ γ_R	
$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1
c'_k	$\gamma_{c'}$	1
c'_{uk}	γ_{cu}	1
γ_γ	γ_γ	1
R_{sd}	γ_{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 μ è stato assunto pari a $\tan \delta$, mentre σ'_{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:

$$h_{min} = (2 * T_{sd} * \xi_4 * \gamma_{st} / \pi * d * \gamma * K_p * \mu)^{1/2} = \mathbf{2,09 \text{ m}}$$

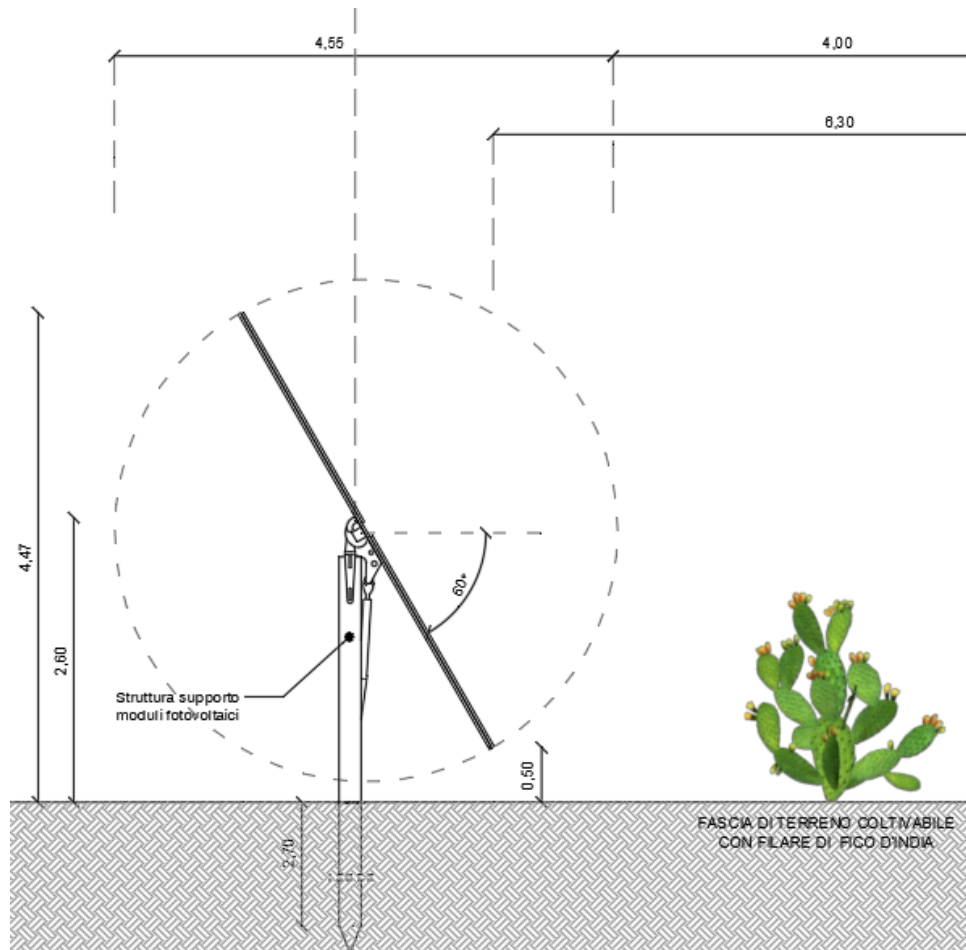
Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 8).

T_{sd}	[kN]	3,31
ξ_4	[/]	1,7
γ_{st}	[/]	1,25
d	[m]	0,25
γ	[kN/m ³]	16,50
K_p	[/]	1,60
μ	[/]	Tan δ 0.268
h_{min}	[m]	2,09

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 $h_p = \mathbf{2,70 \text{ m}}$ circa.

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



5.1. 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 60°);

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:

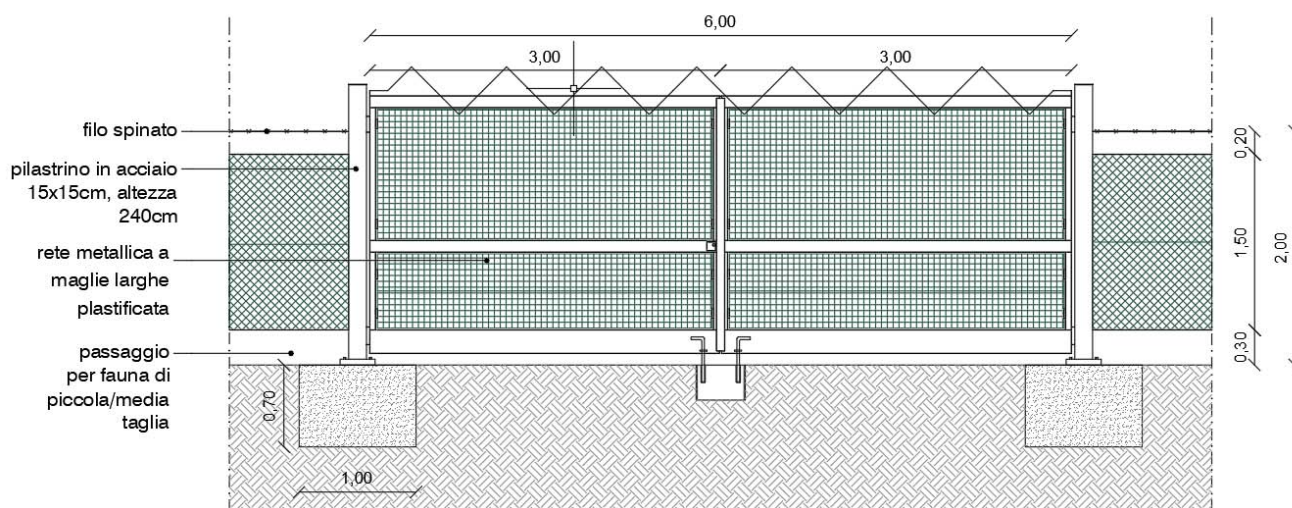
VERIFICA AL RIBALTAMENTO MODULI FOTOVOLTAICI				
Peso complessivo struttura				
Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario [kg]	Peso complessivo [kg]
Moduli FTV Risen 500 Bifacial	cad.	28,00	31,50	882,00
Accessori vari	mq	74,88	0,30	22,46
Correntini in alluminio	mq	64,00	0,75	48,00
Strutture di supporto	cad.	67,00	4,45	298,15
Trave di collegamento	mq	16,00	18,70	299,20
Pali di fondazione	cad.	6,00	306,50	1839,00
			Peso totale struttura [kg]	3388,81
			Peso totale struttura [KN]	33,23
			Superficie complessiva della struttura [mq]	74,88
			Superficie di competenza singolo telaio [mq]	14,5
			Incidenza a mq peso struttura [KN/mq]	0,444
			Peso singolo telaio [KN]	6,435
			Braccio della forza [m]	0,125
			Momento favorevole [KN m]	0,804
			Coefficiente	0,9
			Momento risultante [KN m]	0,724

Azione terreno su palo				
Lunghezza inserimento palo	Larghezza palo	Sup. laterale palo	Y terreno [KN/mc]	Forza risultante [KN/mq]
2,7	0,25	0,675	17,66	36,73
			Braccio della forza	1,8
			Momento favorevole [KN m]	66,11
			Coefficiente	0,9
			Momento risultante [KN m]	59,5
			Momento stabilizzante totale [KN m]	60,22
Azione del vento				
Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]	Pressione totale	Sup. competenza te	Pressione telaio [KN/mq]
1,148	74,88	85,96	12,5	14,35
			Braccio della forza sfavorevole [m]	2,6
			Momento sfavorevole [KN m]	37,31
			Coefficiente	1,5
			Momento ribaltante [KN m]	55,97

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(60,22 KNm) > MRib(55,97 KNm)**

6. 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 agrovoltaiico 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 agrovoltaiico.

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 “ $M_{stab}(Tot) > M_{rib}(Tot)$ ” già comprensiva dei coefficienti previsti dalla normativa, in particolare $M_{stab}(12,10 \text{ KNm}) > M_{Rib}(6,89 \text{ KNm})$.

VERIFICA AL RIBALTAMENTO CANCELLI DI INGRESSO				
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
Peso totale struttura [kg]				2279,1
Peso totale struttura [KN]				22,35
Braccio della forza [m]				0,5
Momento favorevole [KN m]				11,17
Coefficiente di riduzione				0,9
Momento risultante [KN m]				10,06
Azione terreno su palo				
Altezza plinto	Larghezza plinto	Sup. laterale plinto	Y terreno [KN/mc]	Forza risultante [KN/mq]
0,7	1	0,7	17,66	9,87
Braccio della forza				0,23
Momento favorevole [KN m]				2,27
Coefficiente di riduzione				0,9
Momento risultante [KN m]				2,04
Momento stabilizzante totale [KN m]				12,10
Azione del vento				
Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]		Pressione telaio [KN/mq]	
1,148	2		2,30	
Braccio della forza sfavorevole [m]			2,00	
Momento sfavorevole [KN m]			4,59	
coefficiente			1,5	
Momento ribaltante [KN m]			6,89	

7. 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, ammorsata 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.

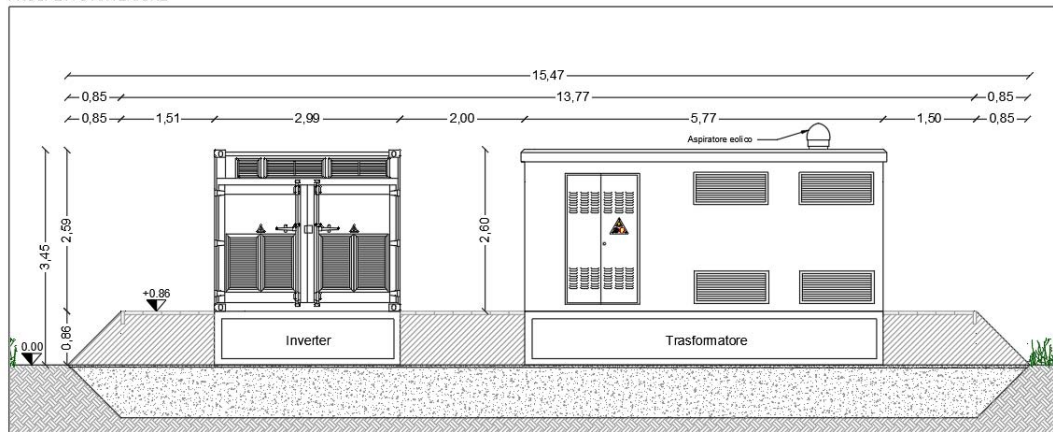
VERIFICA AL RIBALTAMENTO RECINZIONI				
Peso complessivo struttura				
Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario [kg]	Peso complessivo [kg]
Recinzioni	m	2,50	8,00	20,00
Accessori vari	mq	2,00	0,20	0,40
Pilastro in acciaio infisso	cad.	2,00	5,00	10,00
			Peso totale struttura [kg]	30,4
			Peso totale struttura [KN]	0,3
			Braccio della forza [m]	0,04
			Momento favorevole [KN m]	0,01
			Coefficiente di riduzione	0,9
			Momento risultante [KN m]	0,01
Azione terreno su palo				
Lunghezza inserimento palo	Larghezza palo	Sup. laterale palo	Y terreno [KN/mc]	Forza risultante [KN/mq]
1	0,08	0,08	17,66	1,61
			Braccio della forza	0,66
			Momento favorevole [KN m]	1,06
			Coefficiente di riduzione	0,9
			Momento risultante [KN m]	0,96
			Momento stabilizzante totale [KN m]	0,97
Pressione a mq [KN/mq]				
1,148		Superficie [mq]		Pressione telaio [KN/mq]
		0,3		0,344
		Braccio della forza sfavorevole [m]		1,05
		Momento sfavorevole [KN m]		0,36
		coefficiente		1,5
			Momento ribaltante [KN m]	0,542

8. STRUTTURE PREFABBRICATE PER ALLOGGIAMENTO E ALLESTIMENTO CABINE ELETTRICHE E SERVIZI AUSILIARI

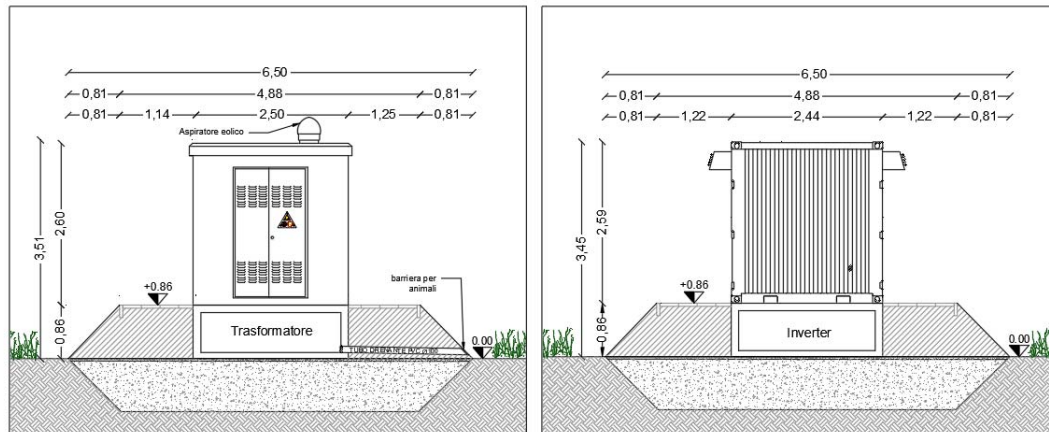
Per quanto riguarda le cabine elettriche che saranno fornite e posate all'interno dell'area di impianto, si sottolinea che le stesse saranno composte esclusivamente da strutture prefabbricate, trasportate e appoggiate su terreno, previa battitura e preparazione dello stesso. In particolare, le cabine 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

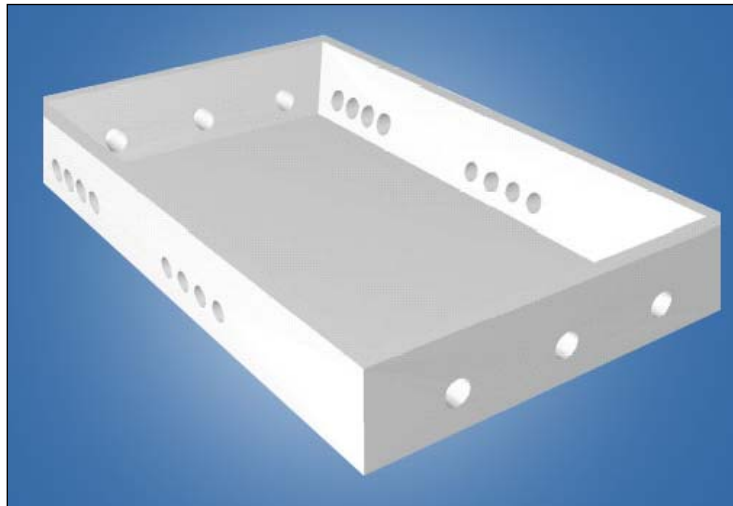
PROSPETTO ANTERIORE



PROSPETTI LATERALI



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. 06.4412.2367

www.cslp.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


C.E.P. S.R.L.
Amministratore Delegato
Melodia Mario

9. 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.

10. 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

