

CITTA' DI FRANCOFONTE

REGIONE SICILIA

IMPIANTO AGROVOLTAICO "DAFNE"

della potenza di 29,313 MW in DC
PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:



DAFNE SOLE srl
Via Cardinale Agostino Ciasca, 9
70124 Bari
VAT: 08245440725
Tel: 0039 3406832848

DAFNE SOLE S.R.L.
Via Cardinale Agostino Ciasca, 9
70124 - Bari - ITALIA
P.IVA 08245440725

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

PROGETTO DEFINITIVO

CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

Tavola: **RE04.2**

Filename:

TKA644-PD-RE04.2-CalcoliPreliminariStrutture-R0.doc

Data 1°emissione:

Settembre 2021

Redatto:

E.PASTORE

Verificato:

G.PERTOSO

Approvato:

R.PERTUSO

Scala:


Protocollo Tekne:

| | | | | |
|--------------|---|--|--|--|
| n° revisione | 1 | | | |
| | 2 | | | |
| | 3 | | | |
| | 4 | | | |

TKA644

INDICE

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 1. INTRODUZIONE | 1 |
| 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 2 |
| 3. CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO | 3 |
| 3.1. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA | 3 |
| 3.2. CARATTERIZZAZIONE EOLICA DELL'AREA | 9 |
| 3.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA | 10 |
| 4. CARICHI AGENTI | 14 |
| 4.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA | 14 |
| 4.2. AZIONE DEL VENTO | 15 |
| 4.3. CARICO NEVE | 16 |
| 4.4. AZIONE SISMICA | 17 |
| 4.5. COMBINAZIONI DI CARICO | 18 |
| 5. ANALISI DELLA STRUTTURA | 19 |
| 5.1. RISULTATI ANALISI | 19 |
| 5.2. CALCOLO PORTANZA LATERALE DEL PALO | 20 |
| 5.1. VERIFICA AL RIBALTAMENTO | 23 |
| 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 | 29 |
| 10. CONCLUSIONI | 29 |

| | | | | | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|----------------|------------|------------|------------|---------------------|
|  PD PROGETTO DEFINITIVO | DATA | | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO | Protocollo TEKNE |
| | R0 | Settembre 2021 | E. PASTORE | G. PERTOSO | R. PERTUSO | TKA644 |
| | | | | | | Filename: |
| | | | | | | TKA644-PD-RE04.2-R0 |

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione saranno analizzate e calcolate le principali opere edili e le rispettive opere di fondazione che dovranno realizzarsi nell'ambito della costruzione dell'impianto agrovoltaiico denominato "DAFNE" presso il Comune di FRANCOFONTE (SR) (BR), in particolare le opere riguardanti le recinzioni, le cabine prefabbricate e le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici.

Il futuro impianto agrovoltaiico sarà ubicato in un contesto pianeggiante a sud-ovest del Comune di Francofonte (SR) in un terreno ricadente tra la Statale Ragusana n° 194 ed il Torrente Risicone. L'area di progetto è catastalmente individuata:

- **Area impianto:** Francofonte - Foglio 37 p.lle 109, 134, 135, 136, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 151, 152, 153, 154, 161, 173, 174, 177, 182, 183, 191, 192, 193, 197, 198, 199, 206, 208, 209, 210, 211, 213, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 247, 248, 1036, 1141, 1142, 1143, 1144, 1145, 1193, 1194, 2068, 2075, 2078, 2080.
- **Stazione di elevazione MT/AT:** Francofonte - Foglio 21 p.lle 174, 175, 179.
- **Stazione Terna AT:** Vizzini - Foglio 7 p.lle 114, 116, 112, 113, 115, 109.

L'area di progetto è facilmente raggiungibile dal Comune di Francofonte, attraverso la Strada Statale Ragusana n° 194. La superficie lorda dell'area di intervento è di ha 44.40.53. L'area oggetto di realizzazione del parco agrovoltaiico si trova ad un'altitudine media di m 445 s.l.m. e le coordinate geografiche, nel sistema WGS84 sono nell'intorno delle seguenti coordinate:

- latitudine: 37°12'08.48" N
- longitudine: 14°49'37.00" E

L'impianto è costituito da diversi lotti adiacenti tra loro, così come rappresentati nell'elaborato grafico AR05, e da un punto di vista urbanistico, l'area di progetto del parco agro-voltaico ricade in zona E Agricola, così come definita dal piano regolatore vigente, caratterizzata da terreni attualmente incolti destinati al pascolo.

L'elaborato in oggetto è parte integrante del progetto di realizzazione dell'impianto agrovoltaiico ed è stato redatto ai sensi dell'Art. 27 del D. lgs. 152/2006 riguardante il PUA (Provvedimento Unico Ambientale). 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

- **Legge 29 luglio 2021, n. 108** – “Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 31 maggio 2021, n. 77, recante governance del Piano nazionale di ripresa e resilienza e prime misure di rafforzamento delle strutture amministrative e di accelerazione e snellimento delle procedure.”
- **Decreto legislativo 152/06, art. 27**, Procedimento Unico Ambientale e s.m.i.
- **Decreto legislativo 18 aprile 2016, n. 50** Codice dei contratti pubblici - (G.U. n. 91 del 19 aprile 2016);
- **D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207** - Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE» - (G.U. n. 288 del 10 dicembre 2010);
- **Ministero dello sviluppo economico - D.M. 10-9-2010** - Linee guida per l'autorizzazione degli impianti alimentati da fonti rinnovabili. Pubblicato nella Gazz. Uff. 18 settembre 2010, n. 219.
- **Decreto legislativo 29 dicembre 2003, n. 387** – “Attuazione della direttiva 2001/77/Ce relativa alla promozione dell’energia elettrica prodotta da fonti energetiche nel mercato dell’elettricità”.
- D.G.R. n°35 del 23/01/2007;
- 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

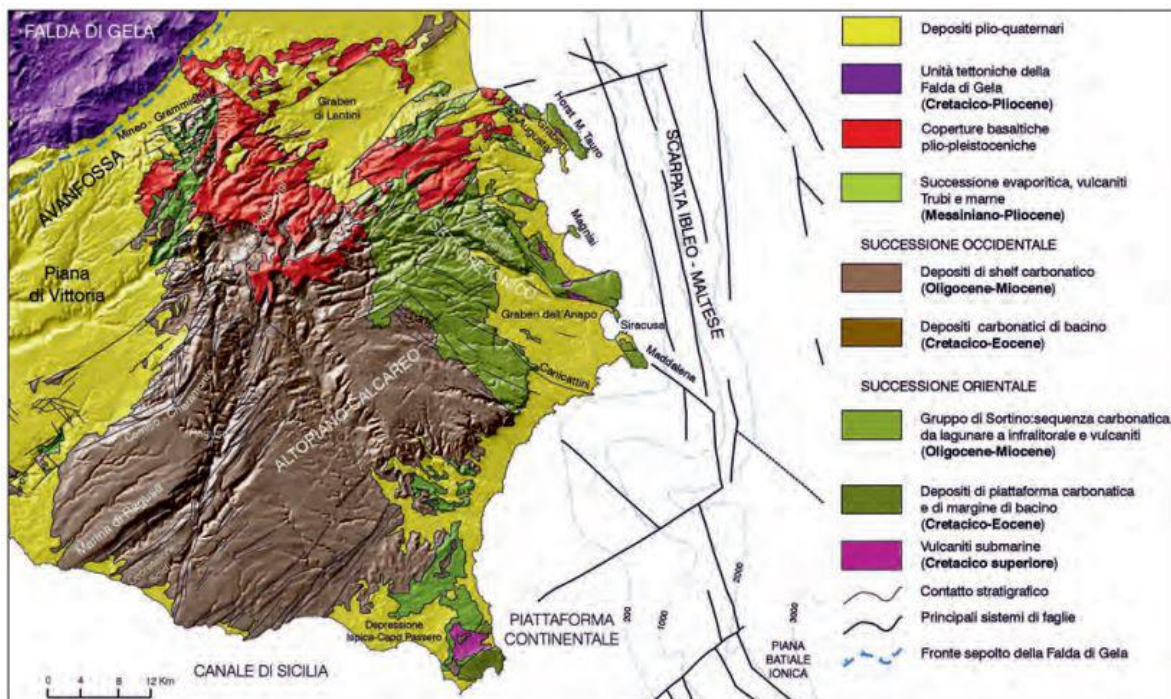
Prima di procedere al predimensionamento dei pali di fondazione per le strutture di supporto delle strutture fotovoltaiche, dei pesi propri, dei carichi agenti (vento, neve, azioni sismiche) è necessario caratterizzare l'area di intervento, al fine di utilizzare correttamente tutti i parametri e i coefficienti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

3.1. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

Così come riportato nella apposita relazione geologica RE02, il territorio comunale di Francofonte è ubicato alla terminazione occidentale del Graben di Scordia-Lentini, una depressione tettonica di età pleistocenica, delimitata da faglie normali orientate in direzione NE-SO, che borda il margine nord-occidentale del Plateau Ibleo (Ghisetti e Vezzani, 1980; Lentini et al., 1994). Questo bacino estensionale si è originato dal collasso delle successioni carbonatiche iblee e delle vulcaniti plio-pleistoceniche ad esse associate (Lentini et al., 1984), sulle quali si è depositata una sequenza sintettonica trasgressiva di età compresa tra circa 1.5 a 0.9 Ma (Pedley et al., 2001), caratterizzata da facies calcarenitico-sabbiose marginali, evolventi lateralmente e verso l'alto ad argille marnose, diffuse nelle aree depocentrali della depressione. L'abitato di Francofonte è ubicato nella zona di contatto tra le sequenze sintettoniche pleistoceniche del Graben ed il substrato vulcanico suprapliocenico. Su tale substrato, Carbone et al. (1986) riconoscono un unico ciclo marino del Pleistocene inferiore, costituito sia da depositi interpretati come emiciclo trasgressivo di natura calcarenitica e argillosa che da quelli assegnati a un emiciclo regressivo di natura conglomeratico-sabbiosa. In base a nuovi dati, ottenuti durante gli studi di microzonazione sismica di primo livello per il comune di Francofonte, si evidenzia che la dorsale di Francofonte costituisce il letto di una faglia normale orientata NE-SO, antitetica rispetto al bordo meridionale del Graben di Scordia- Lentini. In corrispondenza dell'area urbana, la faglia è sepolta sotto depositi più recenti di diversa natura, mentre la linea di faglia riesumata dall'erosione è evidente sia a sudovest dell'abitato, che a nordest del paese. La struttura, non segnalata in alcun documento cartografico precedente, separa un Horst in cui è ampiamente esposto il substrato vulcanico suprapliocenico, costituito da lave basaltiche a luogo mediamente fratturate con frequenti orizzonti di alterazione argilloso-limosi, dalle aree del Graben riempite da un ciclo sedimentario costituito da calcareniti evolventi verso l'alto ad argille marnose. Facies marginali di questo ciclo, rappresentate da sabbie carbonatiche sciolte con partimenti limosi-argillosi, verso est, evolvono lateralmente a clinoforni di calcareniti organogene alternate a livelli centimetrico-decimetrici di sabbia carbonatica, costituendo

un emiciclo trasgressivo che ha ricoperto anche le porzioni orientali dell'Horst. Ancora più ad est, le facies marginali di alto strutturale passano lateralmente a termini pelitici rappresentati da argille sabbiose riccamente fossilifere con rari clasti calcarenitici, che si saldano con il tetto della successione di riempimento dell'adiacente Graben. Tale successione è identificabile con il Complesso Carbonatico-Argilloso Quaternario di Grasso et al. (2004), di età infrapleistocenica. Nella porzione più occidentale della dorsale di Francofonte, parte delle lave precedentemente interpretate come vulcaniti supraplioceniche, costituiscono in effetti una colata lavica il cui fronte ricopre i depositi marginali del ciclo infrapleistocenico, a dimostrazione di una loro età quaternaria. La presenza della colata lavica più recente ha trovato riscontro nella stratigrafia di numerose perforazioni che hanno evidenziato uno spessore di lave massive ben conservate, poggianti sul substrato di lave più antiche, maggiormente fratturate e alterate.

Gli studi di terreno condotti hanno permesso inoltre di riconoscere due ordini di terrazzi marini costituiti da calcareniti fossilifere in strati di 5-30 cm e livelli calcarei "a lumachelle", intercalati a livelli di sabbia carbonatica sciolta giallastra, di spessore decametrico. Il terrazzo più elevato occupa parte della sommità della dorsale, mentre l'ordine inferiore è modellato lungo il suo versante orientale, rivolto verso le aree del Graben di Scordia-Lentini. I depositi del terrazzo sommitale suturano la faglia, ricoprendo sia le vulcaniti plioceniche che la sovrastante successione sedimentaria infrapleistocenica, ribassata tettonicamente al margine del Graben.

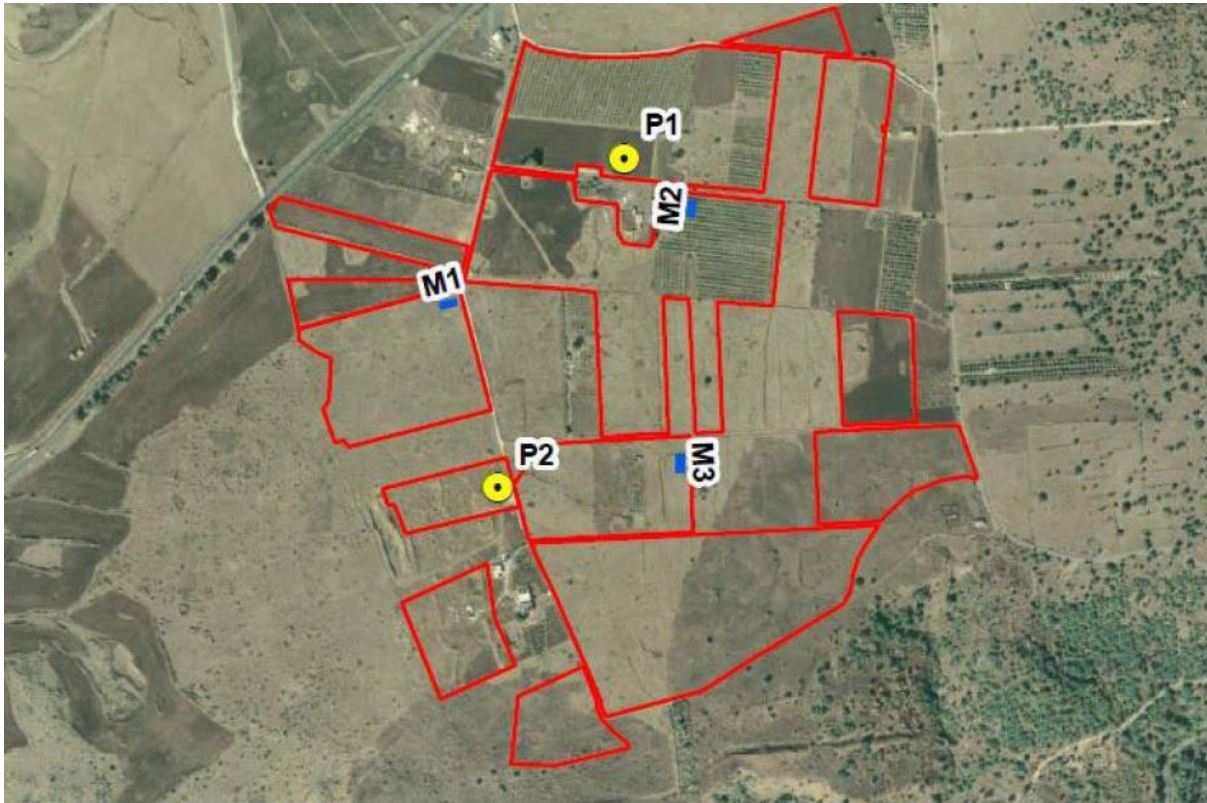


In dettaglio, nel sito esaminato si rinvengono lembi di terrazzi fluviali (tf) nella parte occidentale dell'area, mentre per il resto del sito si segnalano in affioramento vulcaniti basiche prevalentemente submarine in basso e subaeree verso l'alto (Pv). Dopo attento sopralluogo e dopo aver esaminato le risultanze delle prove eseguite in situ, si segnala la presenza di una coltre di terreno di copertura che varia dai circa 2 m di spessore nella zona più a nord del sito fino a pochi decimetri di spessore nelle restanti aree. Per meglio comprendere gli spessori delle coperture, rinvenuti sui diversi lotti di terreno esaminati, sono state prodotte n° 2 sezioni Geo-litologiche in scala 1:5.000 in cui si evidenzia una leggera copertura al di sopra delle rocce vulcaniche. Si precisa che per meglio visualizzare gli spessori delle coperture, è stata usata una scala visiva, sulla verticale, non corrispondente al 5.000 del tratto longitudinale dell'intera sezione. In generale, da un punto di vista geologico, il sito si presenta molto omogeneo e anche all'interno della copertura si segnala la presenza di grossi clasti arrotondati che spesso fanno capolino fino al piano campagna. Nel corso del tempo, durante le fasi di lavorazione dei terreni, di volta in volta i contadini hanno estratto dal suolo questi grossi massi che successivamente sono stati accumulati a formare veri e propri muri di delimitazione dei vari lotti.

Geomorfologicamente l'area oggetto di studio si presenta come un pianoro posto a circa 450 m di altezza s.l.m. Si tratta di un contesto geomorfologico molto semplice in cui le uniche variazioni degne di nota sono rappresentate dagli orli di scarpata fluviale che costeggiano i lati sud e nord del lotto di intervento. Per quanto riguarda l'asse Ovest/Est si segnala una leggera pendenza del sito verso est con una perdita di quota di circa 50 m lungo un asse di 1 km e mezzo. Il sito, dunque, è associabile alla categoria topografica T1 e si esclude ogni possibile evento franoso.

Da una visione dall'alto a grande scala dell'area in oggetto e dall'osservazione delle curve di livello delle Carte Tecniche di riferimento, le incisioni torrentizie risaltano subito alla vista e caratterizzano la quasi totalità di un paesaggio piuttosto uniforme per alcuni km in tutte le direzioni.

Per la definizione del *modello geologico* dell'area, sono state eseguite n° 3 prove sismiche di tipo MASW e n° 2 prove penetrometriche DPM30 all'interno del sito in esame. La figura seguente indica l'ubicazione delle prove effettuate.



Nella parte nord del sito, in corrispondenza della prova penetrometrica **P1** e della prova sismica **M2**, si segnala la presenza di un terreno copertura con spessore di circa 2 m. All'interno di questa copertura è possibile comunque rinvenire massi di origine vulcanica di spessore consistente (fino a 30/50 cm). Nelle restanti aree investigate, lo spessore della copertura si presenta notevolmente ridotto e in particolare la prova MASW **M3** riporta, già a partire dal piano campagna, velocità delle onde di taglio V_s superiori a 800 m/s.

La prova sismica **M1** e la prova penetrometrica **P2** offrono risultati simili con una copertura di 1 m per la prima e 70 cm per la seconda a conferma che man mano che ci si sposta, all'interno del sito, da nord/ovest verso sud/est, lo spessore della copertura tende a diminuire fin quasi a portare la roccia in

affioramento. Sulla base delle indagini effettuate, dalle consultazioni di carte tematiche e di referti bibliografici sui litotipi affioranti, è stato possibile produrre il seguente **Modello Geologico** del sito in esame:

- **Terreno di copertura** con spessore variabile tra 0,5 – 2,5 m (presente su tutto il sito);
- Lembi di **terrazzi fluviali** con spessori da 0,5 a 3 m (presenti solo nella parte occidentale del sito);
- **Rocce vulcanitiche basiche** a partire da 0,5 – 2,5 m dal p.c.

Il modello geotecnico che qui si propone è un compendio di tutte le prove e le indagini storiche esaminate oltre che delle risultanze di quelle eseguite ex novo in situ. Nella tabella sono riportati i parametri geotecnici che meglio caratterizzano i terreni in loco.

| Strato | ϕ (°) Picco | Cu (Kg/cm ²) Picco | γ (t/m ³) |
|----------------------------|---------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| Terreno di copertura | 22 - 23 | 0,2 – 0,3 | 1,70 - 1,80 |
| Terrazzi Fluviali | 26 - 28 | 0,05 – 0,1 | 1,85 - 1,90 |
| Rocce vulcanitiche basiche | > 30 | - | 2,00 - 2,10 |

L'Unità delle vulcaniti possiede caratteristiche geo-meccaniche generalmente da buone a ottime con elevata resistenza meccanica, con buona capacità di auto-portanza in coincidenza di bassi indici di fratturazione e con assenza di fenomeni di cedimento. Da punto a punto anche dei singoli affioramenti lavici, i valori delle caratteristiche geo-meccaniche possono variare anche in maniera molto significativa.

La caratterizzazione sismica del sito è un elemento necessario ai fini della modellazione geologica e della progettazione geotecnica degli interventi.

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), ha dato conto dei principali terremoti registrati dalle diverse fonti di carattere storiografico, letterario e naturalistico nella pubblicazione del **DBMI15** - Database Macrosismico Italiano 2015, di cui a seguire si riporta, un estratto degli eventi sismici più significativi per l'area, negli ultimi anni. In base alle prospezioni sismiche effettuate, e alla profondità del piano di posa delle fondazioni, è scaturito un valore di V_{seq} maggiore di 800 (m/s) in tutti i siti investigati, pertanto, il terreno interessato può essere classificato come di **Categoria A: Ammassi**

rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.

Considerando che la zona interessata dal progetto è situata nel territorio comunale di FRANCOFONTE, alla quota di circa 450 m s.l.m., su un terreno sub-pianeggiante, si può concludere, che la categoria topografica di pertinenza è la **T1**: “Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”.

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 4, a cui corrispondono i parametri di velocità ed altezza di riferimento riportati di seguito (Tabella 2).

| | | |
|------------------------|-------|-------|
| Zona | [/] | 4 |
| V_{b,0} | [m/s] | 28,00 |
| a₀ | [m] | 500 |
| k_s | [1/s] | 0,36 |

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] | 450 |
| 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 |
| c_d | [/] | 1 |

Tabella 3: parametri di microzonazione eolica.

3.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

Per quanto attiene alla caratterizzazione sismica dell'area oggetto d'intervento, si fa riferimento al DM 17/01/2018, che riprende l'O.P.C.M. 3274/2003, che prevede la definizione di una pericolosità sismica di base, espressa in termini di accelerazione massima prevista su substrato di riferimento, su cui è stata creata una mappa di pericolosità sismica di riferimento per l'individuazione delle zone sismiche. L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ha promosso nel luglio del 2003 la redazione della mappa; in particolare è stata elaborata una nuova zonazione sismogenetica, denominata ZS9 (Meletti et al., 2008), a partire da un sostanziale ripensamento della precedente zonazione ZS4 (Meletti et al., 2000) alla luce delle evidenze di tettonica attiva e delle valutazioni sul potenziale sismogenetico acquisite negli ultimi anni. La ZS9 è corredata, per ogni Zona Sismogenetica, da un meccanismo focale prevalente e da un valore di profondità media dei terremoti, determinati nella prospettiva di un loro utilizzo con le relazioni di attenuazione.

La zonazione sismogenetica ZS9 è il risultato di modifiche, accorpamenti ed elisioni delle numerose zone sismogenetiche della ZS4 e dell'introduzione di nuove zone. Riassumendo, nella ZS9 le informazioni sulle sorgenti sismogenetiche s'innestano sul quadro di evoluzione cinematica plio-quaternaria su cui si basava la ZS4. Tuttavia, l'elaborazione della ZS9 si fonda su una base informativa decisamente più ricca e affidabile di quella disponibile all'epoca della prima realizzazione della ZS4.

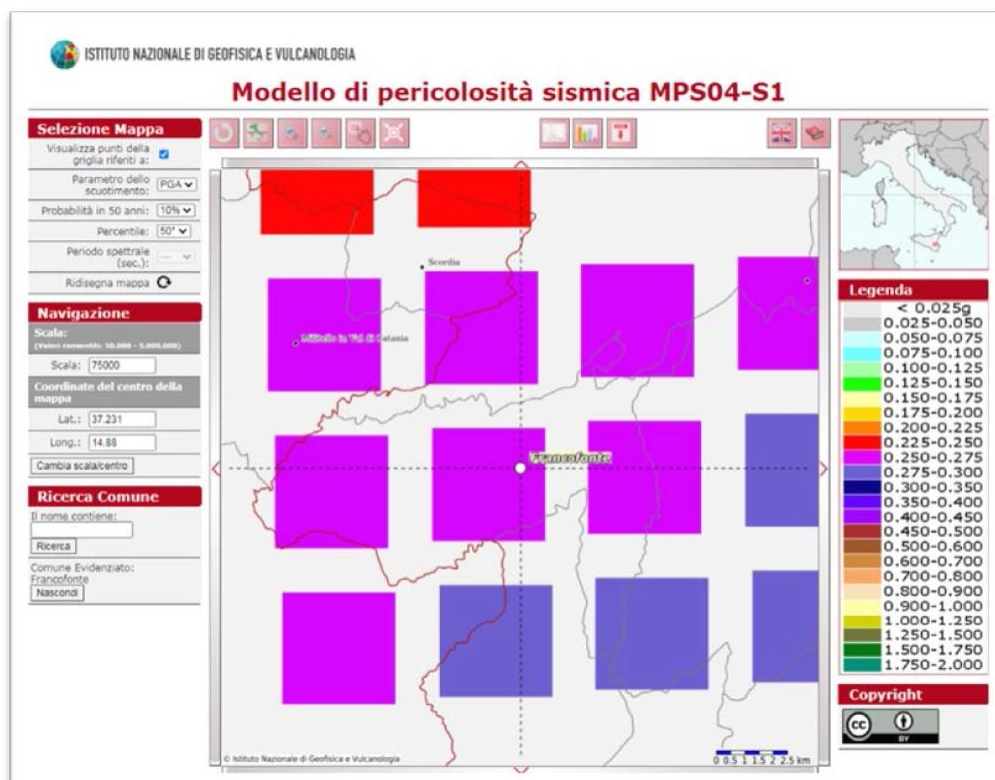
La zonazione è costituita da 36 zone-sorgente, cui vanno aggiunte 6 zone-sorgente per le quali non è valutata però la pericolosità sismica. Il territorio di Francofonte ricade all'interno della zona 935 della zonazione sismogenetica ZS9. Questa zona racchiude diversi eventi sismici distruttivi (MCS 10 = X-XI) (Postpischl, 1985; Boschi et al, 1995; 1997) alcuni dei quali (1169; 1693) nella precedente zonazione ZS4 erano localizzati nella zona 79 e associati al sistema che si sviluppa in offshore in corrispondenza della scarpata Ibleo-Maltese. Il catalogo CPTI ricolloca gli epicentri di questi eventi sismici sulla terraferma, a 10-30 km di distanza dalla costa, sulla base della distribuzione delle massime intensità sviluppate nelle porzioni interne del Plateau (Basili et al, 2008).

La zona investigata ricade nell'ambito del territorio Comunale di FRANCOFONTE che, in base alla classificazione sismica nazionale (O.P.C.M. 2003), rientra in zona 2.

| <i>zona sismica</i> | <i>Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ag/g]</i> | <i>Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [ag/g]</i> |
|---------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 | > 0.25 | 0.35 |
| → 2 | 0.15 – 0.25 | 0.25 |
| 3 | 0.05 – 0.15 | 0.15 |
| 4 | < 0.05 | 0.05 |

Sulla base della mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, il territorio in questione si colloca in un'area in cui si possono verificare valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (ag), con probabilità di superamento del 10 % in 50 anni, compresi tra 0.15 e 0.25 ag/g.

Si riporta il risultato della consultazione tramite il sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it> della mappa probabilistica della pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa su una griglia regolare a passo 0.02°, relativamente al parametro dello scuotimento rappresentato da ag (accelerazione orizzontale massima del suolo)





Dal punto di vista sismico, il territorio di Francofonte, ricade in una zona con accelerazione sismica su substrato di riferimento (bedrock, suolo A) compreso tra 0,150 e 0,175 ag/g, collocando il territorio comunale in "Zona Sismica 2". Dalle risultanze delle M.A.S.W effettuate, la categoria del sottosuolo è riconducibile alla Classe A (Ammassi rocciosi con copertura inferiore ai 3 m).

Il rischio per l'area interessata dall'intervento è sostanzialmente nullo: non si segnala nessuna criticità che possa compromettere la realizzazione dell'impianto fotovoltaico. La copertura presente sulle formazioni vulcaniche presenta parametri geotecnici piuttosto scadenti ma che non precludono la realizzazione dell'opera.

Il comportamento della struttura è stato ipotizzato non dissipativo, pertanto è stato assunto un fattore di comportamento $q = 1,00$. Mentre per quanto riguarda la componente verticale del moto, visti i carichi in gioco trascurabili e la leggerezza della struttura, essa è stata trascurata.

Stati limite

|  Classe Edificio | | | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|-----------|-------|-------------|
| I. Presenza occasionale di persone, edifici agricoli... | | | | |
|  Vita Nominale | 35 | | | |
|  Interpolazione | Media ponderata | | | |
| CU = 0.7 | | | | |
| Stato Limite | Tr [anni] | a_g [g] | Fo | T_c^* [s] |
| Operatività (SLO) | 30 | 0.048 | 2.453 | 0.254 |
| Danno (SLD) | 35 | 0.053 | 2.471 | 0.259 |
| Salvaguardia vita (SLV) | 332 | 0.222 | 2.279 | 0.383 |
| Prevenzione collasso (SLC) | 682 | 0.323 | 2.306 | 0.448 |
| Periodo di riferimento per l'azione sismica: 35 | | | | |

| | | | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|-------|----------------------------------------------------------------------------------------|-------|
|  Cat. Sottosuolo | A | | | |
|  Cat. Topografica | T1 | | | |
| | SLO | SLD | SLV | SLC |
| SS Amplificazione stratigrafica | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| CC Coeff. funz categoria | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| ST Amplificazione topografica | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| <input type="checkbox"/> Acc.ne massima attesa al sito [m/s ²] | | | | |
| | | |  0.6 | |
| Coefficienti | SLO | SLD | SLV | SLC |
| kh | 0.048 | 0.053 | 0.222 | 0.323 |
| kv | 0.024 | 0.026 | 0.111 | 0.161 |
| Amax [m/s ²] | 0.467 | 0.516 | 2.174 | 3.165 |
| Beta | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |

I periodi di riferimento utili per il tracciamento degli spettri di accelerazione in componente orizzontale sono riportati di seguito (*Tabella 4*). Noti i parametri sismici e conoscendo il periodo proprio della struttura in esame, è possibile calcolare la sollecitazione sismica.

| | | |
|----------------------|-----|-------|
| T_b | [s] | 0,217 |
| T_c | [s] | 0,65 |
| T_d | [s] | 1,82 |

Tabella 4: 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 a strutture fisse, di dimensioni in pianta pari a 22,50x4,40 metri, composto da 34 moduli fotovoltaici ancorati ad un unico telaio in acciaio a sezione scatolare 50x50mm mediante correntini in alluminio. Il telaio a sua volta è collegato con pilastri a sezione circolare e tirafondi di collegamento ai pilastri a sezione 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 della struttura 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 22,50x4,40 metri, pari a 100,00 mq circa. Il peso proprio del modello, espresso in termini di incidenza a metro quadro, risulta essere pari a **40,55 Kg/mq (0,40 KN/mq)**, e si articola nel seguente modo:

- ✓ 34 moduli fotovoltaici da 595W bifacciali, dimensioni 2440x1140x40 mm, peso singolo modulo 31,50 Kg. Peso complessivo pari a 1071,00 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 12,59 Kg/mq;*
- ✓ *Accessori di montaggio, di peso complessivo pari a 26,30 kg e incidenza pari a 0,40 Kg/mq;*
- ✓ 4 traversi in alluminio sezione 40x40x2mm con funzione di supporto per ancoraggio moduli fotovoltaici alla sottostruttura. Sviluppo complessivo pari a 90 metri. Peso al metro lineare pari a 0,75 Kg/m. Peso complessivo pari a 67,5 kg. *Incidenza a metro quadro pari a 0,75 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 85,00 m. Peso complessivo pari a 378,25 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 3,78 Kg/mq;*
- ✓ 9 pilastri in profili HEB180 (Cfr. Tav. **AR06-Strutture di supporto**) predimensionati in 2000x180x180mm, spessore 10,00 mm. Peso singolo palo pari a 102,40 Kg peso complessivo pari a 921,60 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 9,216 Kg/mq;*

- ✓ 9 pali di fondazione battuti in profili HEB180 (Cfr. Tav. **AR06-Strutture di supporto**) predimensionati in 3000x180x180mm, spessore 10,00 mm. Peso singolo palo pari a 153,60 Kg peso complessivo pari a 1382,40 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 13,82 Kg/mq;*

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:

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

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 **28 m/s**; pertanto, la pressione cinetica di riferimento è pari a **$q_r = 480,20 N/m^2$** .

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 2,54 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 pari ad $\alpha = 15^\circ$, è stato assunto **$c_p = 1,5$** .

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

Pertanto, la pressione del vento risulta pari a **$p = 0,865 KN/m^2$** .

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

| | | |
|----------------------|---------------------------|---------------|
| q_r | [N/m²] | 480,20 |
| c_e | [/] | 1,8 |
| c_p | [/] | 1,50 |
| c_d | [/] | 1 |
| p | [kN/m²] | 0,865 |

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, pertanto il valore di riferimento del carico neve al suolo è pari a:

$$q_{sk} = 0,86 \text{ KN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione C_E e il coefficiente termico C_T sono stati assunti pari a 1. Pertanto, il carico neve risulta pari a **$q_s = 0,78 \text{ KN/m}^2$** .

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

| | | |
|-----------------------|---------------------------|--------------|
| q_{sk} | [kN/m²] | 0,860 |
| μ | [/] | 1 |
| C_E | [kN] | 0,90 |
| C_T | [/] | 1 |
| q_s | [kN/m²] | 0,78 |

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:

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

$S_d(T_1)$ 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 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 (12,40 m²), pari a $F_h = 0,55 \text{ kN}$. Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 8).

| | | |
|-------------------------------------|----------------------|-------------------------|
| W | [kN/m ²] | 0,22 |
| d | [m] | 8,10 * 10 ⁻⁴ |
| T₁ | [s] | 0,057 |
| S_d(T₁) | [m/s ²] | 0,95 |
| λ | [/] | 1 |
| g | [m/s ²] | 9,81 |
| F_h | [kN] | 0,55 |

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 50x50 mm con spessore pari a $t = 3$ mm.

Considerando la superficie dei moduli che compete ad un singolo telaio ($12,40 \text{ m}^2$) e l'inclinazione dello stesso di 20° , la massima sollecitazione di sfilamento calcolata è pari a circa **$T_{sd} = 3,71 \text{ kN}$** .

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:

$$h_{min} = (2 * T_{sd} * \xi_4 * \gamma_{st} / \pi * d * \gamma * K_p * \mu)^{1/2} = \mathbf{1,85 \text{ m}}$$

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

| | | |
|---------------|----------------------|---------------|
| T_{sd} | [kN] | 3,71 |
| ξ_4 | [/] | 1,7 |
| γ_{st} | [/] | 1,25 |
| d | [m] | 0,18 |
| γ | [kN/m ³] | 16,50 |
| K_p | [/] | 2,28 |
| μ | [/] | $\tan \delta$ |
| h_{min} | [m] | 1,85 |

Tabella 11: altezza palo

Cautelativamente si è moltiplicata la lunghezza minima di inserimento h_{min} per un coefficiente pari a 1,30 pertanto la lunghezza di infissione del palo sarà assunta pari a $h_p = \mathbf{2,40 \text{ m}}$ circa.

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



Particolare delle strutture di supporto dei moduli fotovoltaici

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 omnicomprendenti 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 inclinata a 15°;

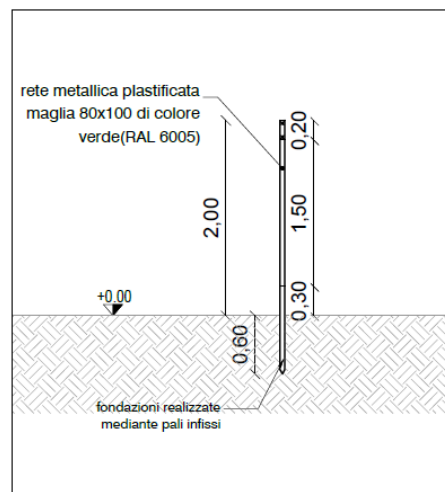
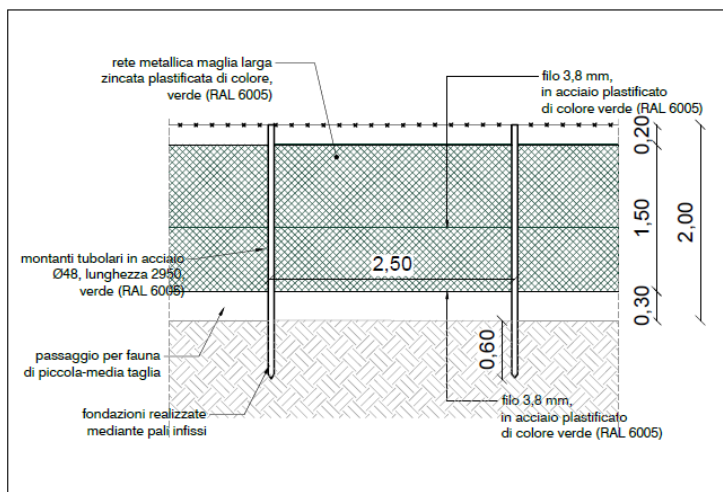
È stato invece considerato come carico sfavorevole l'azione del vento, calcolato secondo le prescrizioni NTC2018 e s.m.i. Sono inoltre stati applicati i coefficienti di riduzione e di amplificazione dei carichi così come riportati nelle tabelle:

| VERIFICA AL RIBALTAMENTO STRUTTURE FISSE | | | | | |
|------------------------------------------|-----------------|----------------------------|--------------------------------|---------------------------------------------------------------|----------------|
| Carichi favorevoli | | | | | |
| Peso complessivo struttura | | | | | |
| Descrizione | u.m. | q.tà | Peso unitario (Kg) | Peso complessivo (Kg) | |
| Moduli FTV | cad. | 24,00 | 34,50 | 828,00 | |
| Accessori vari | mq | 65,75 | 0,40 | 26,30 | |
| Correntini | m | 60,00 | 0,75 | 45,00 | |
| Strutture di supporto | m | 70,00 | 4,45 | 311,50 | |
| Pilastrini | m | 18,00 | 25,00 | 450,00 | |
| Pali di fondazione 3 metri | m | 36,00 | 25,00 | 900,00 | |
| | | | | PESO TOTALE STRUTTURA (Kg) | 2560,80 |
| | | | | PESO TOTALE STRUTTURA (KN) | 25,11 |
| | | | | Superficie complessiva della struttura (mq) | 65,75 |
| | | | | Superficie di competenza singolo telaio (mq) | 23,00 |
| | | | | Incidenza a mq peso struttura (KN/mq) | 0,382 |
| | | | | Incidenza peso su singolo telaio di competenza (KN/mq) | 8,785 |
| | | | | braccio della forza (m) | 3,200 |
| | | | | momento favorevole (KNm) | 28,11 |
| | | | | coefficiente di riduzione | 0,9 |
| | | | | Momento Ptot*/2 | 25,30 |
| Azione del vento | | | | | |
| Pressione a mq (KN/mq) | Superficie (mq) | Pressione complessiva (KN) | Superf. Competenza telaio (mq) | Pressione competenza telaio (KN/mq) | |
| 1,353 | 65,75 | 88,97 | 8,00 | 10,83 | |
| | | | | braccio della forza sfavorevole | 1,30 |
| | | | | momento sfavorevole (KNm) | 14,07 |
| | | | | coefficiente | 1,50 |
| | | | | Momento Ribalt. (KNm) | 21,11 |

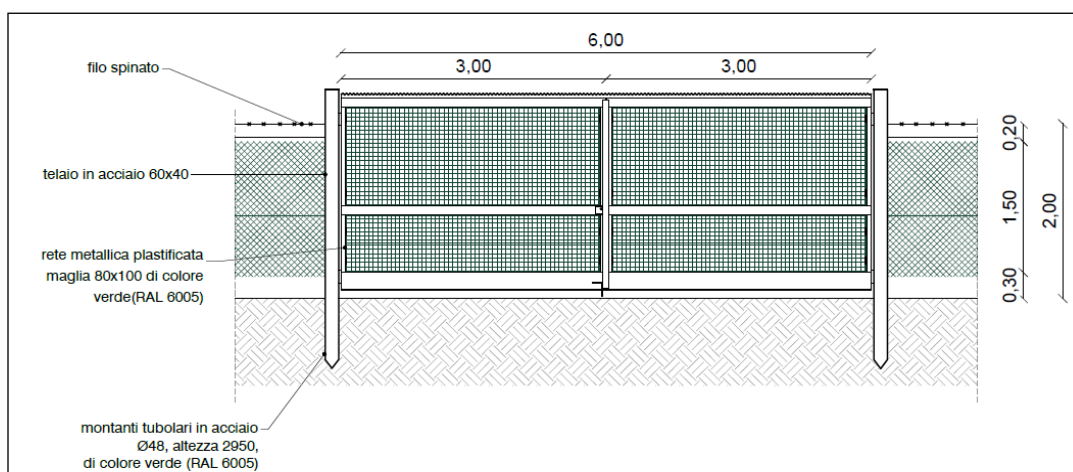
Come si evince dalle tabelle di sintesi dei calcoli effettuati, la struttura risulta verificata al ribaltamento grazie alla relazione "**Mstab(Tot) > MRib(Tot)**" già comprensiva dei coefficienti previsti dalla normativa, in particolare **Mstab(25,30 KNm) > MRib(21,11 KNm)**

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 agrolvoltaico 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.



Particolare delle recinzioni



Particolare del cancello di ingresso all'area di impianto

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 agrolvoltaico.

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 |
| PESO TOTALE STRUTTURA (Kg) | | | | 2279,10 |
| PESO TOTALE STRUTTURA (KN) | | | | 22,35 |
| braccio della forza (m) | | | | 0,500 |
| momento favorevole (KNm) | | | | 11,18 |
| coefficiente di riduzione | | | | 0,9 |
| Momento Ptot*a/2 | | | | 10,06 |
| Momento favorevole (KNm) | | | | 10,06 |

Carico sfavorevole

| qr | ce | cp | cd | Pv in N |
|---------|-----|----|-----|-----------|
| 455,625 | 1,8 | | 1,5 | 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 |
| Momento Ribalt. (KNm) | | | | 6,64 |

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

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 |
| PESO TOTALE STRUTTURA (Kg) | | | | 26,40 |
| PESO TOTALE STRUTTURA (KN) | | | | 0,26 |
| braccio della forza (m) | | | | 0,050 |
| momento favorevole (KNm) | | | | 0,01 |
| coefficiente di riduzione | | | | 0,9 |
| Momento Ptot*a/2 | | | | 0,01 |

Momento favorevole (KNm) 0,01

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 |
| Momento Y*a*h3 | | | | 1,15 |

Momento favorevole (KNm) 1,16

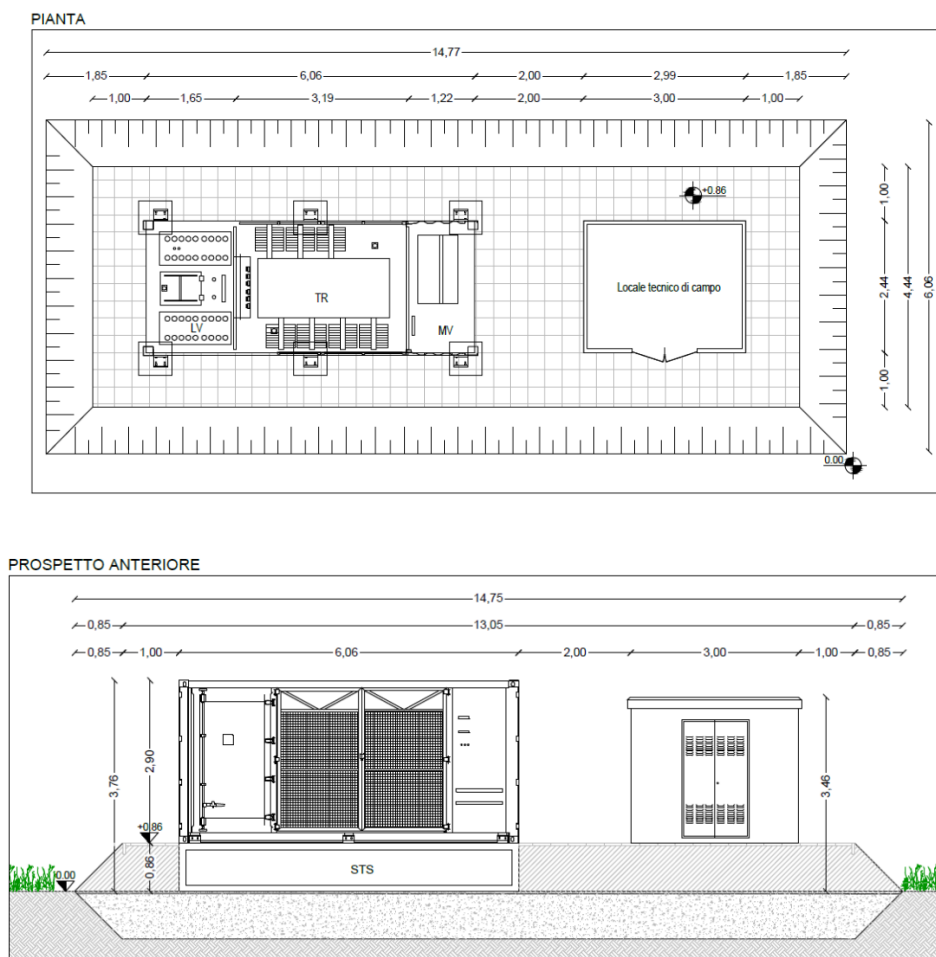
Azione del vento

| 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 |
| Momento Ribalt. (KNm) | | | | 1,06 |

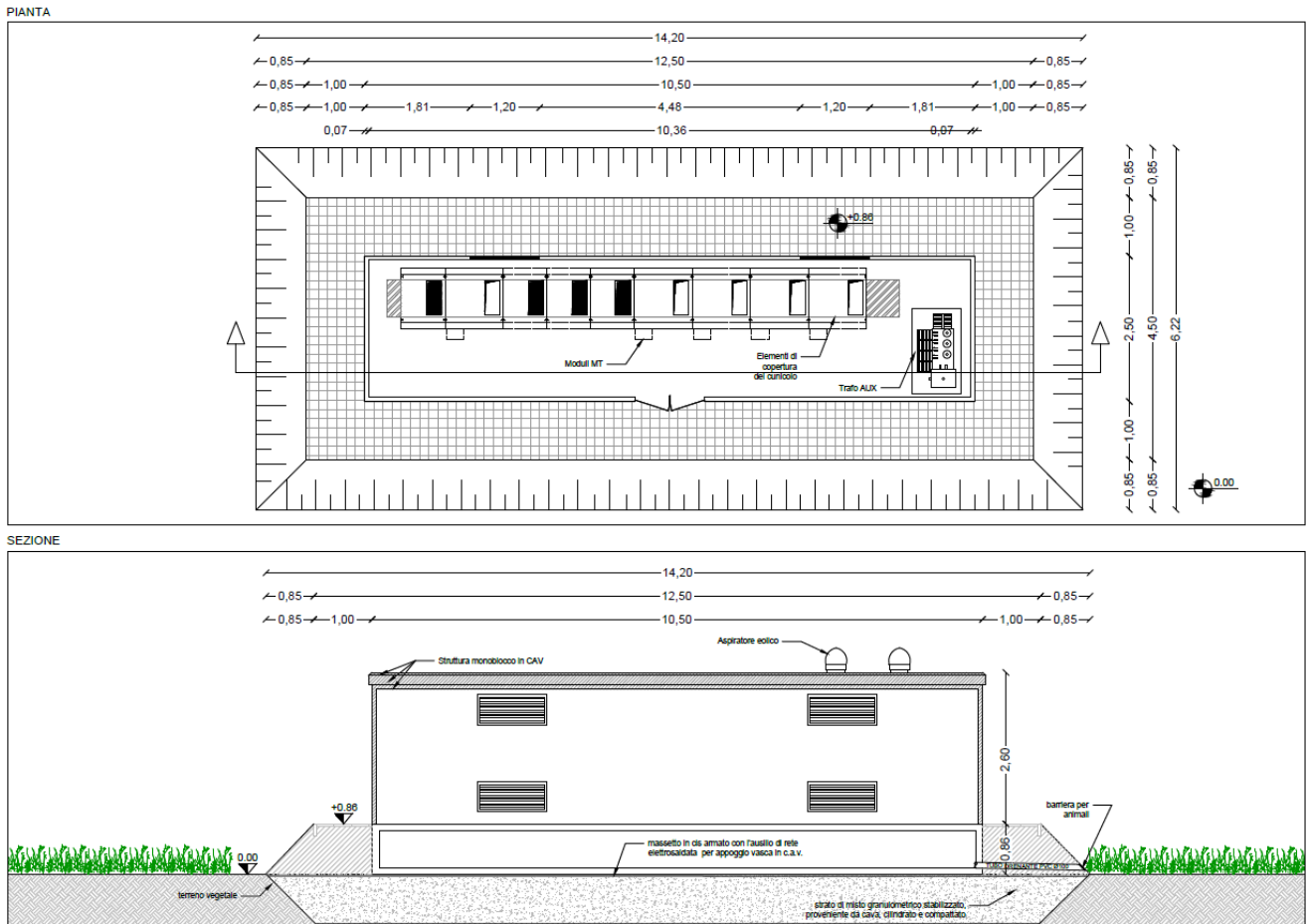
8. STRUTTURE PREFABBRICATE PER ALLOGGIAMENTO E ALLESTIMENTO CABINE ELETTRICHE E SERVIZI AUSILIARI

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.

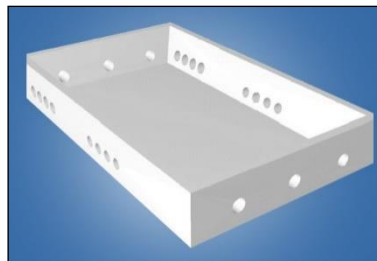
Cabine di campo



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

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

