



COMUNE DI VENOSA (PZ)

Impianto Agrivoltaico "MELILLO"

della potenza di 20,00 MW in immissione e 19,07 MW in DC

PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:

GAMMA ARIETE S.r.l.

Sede legale: via Mercato 3/5, 20121, Milano (MI)

Iscritta presso il Registro delle Imprese di Milano

Numero di iscrizione, C.F. e P.IVA: 11850920965

Capitale Sociale: Euro 10.000,00 i.v.

Soggetta alla Direzione e Coordinamento di

Canadian Solar Inc.

PEC: gammaarietesrl@lamiapec.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

CONSULENTE:



PD

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE PRELIMINARE DEI CALCOLI STRUTTURALI

Tavola:

RE04.2

Filename:

TKA682-PD-RE04.2-R0.docx

Data 1°emissione:

SETTEMBRE 2022

Redatto:

F. SPINELLI

Verificato:

G. PERTUSO

Approvato:

R. PERTUSO

Scala:

/

Protocollo Tekne:

n° revisione

1
2
3
4

TKA682

INDICE

1. INTRODUZIONE	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. ELEMENTI CARATTERIZZANTI L'IMPIANTO	4
3.1. STRUTTURE FOTOVOLTAICHE	4
3.2. RECINZIONE	5
3.3. CABINE ELETTRICHE	7
3.4. SCAVI E RINTERRI	9
3.5. VIABILITÀ INTERNA	10
4. CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO	10
4.1. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO GENERALE	11
4.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO GENERALE	11
4.3. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	13
4.4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	14
5. CARICHI AGENTI	14
5.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	15
5.2. AZIONE DEL VENTO	15
5.3. AZIONE DELLA NEVE	21
5.4. COMBINAZIONI DI CARICO	23
5.5. VERIFICHE GEOTECNICHE	24
5.5.1. EQUAZIONE GENERALE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI	25
5.5.2. VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE	26
5.5.3. VERIFICA A SFILAMENTO DEI PALI	28
5.5.4. VERIFICA AL RIBALTAMENTO DELLE STRUTTURE FOTOVOLTAICHE	28
5.6. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER CANCELLI DI INGRESSO	30
5.7. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER LE RECINZIONI PERIMETRALI	32

 PD PROGETTO DEFINITIVO	DATA		REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	Protocollo TEKNE
	R0	Settembre 2022	F. SPINELLI	G. PERTOSO	R. PERTUSO	TKA682
						Filename: TKA682-PD-RE04.2-R0.doc

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione sono le principali opere civili che dovranno realizzarsi nell'ambito della costruzione dell'impianto agrivoltaico (agricoltura+fotovoltaico) "MELILLO" presso il Comune di Venosa (PZ), proposto dalla società GAMMA ARIETE S.R.L., con sede legale in Via Mercato, 3/5 – 20121 Milano (MI) Indirizzo PEC: gammaarietesrl@lamiappec.it; P.I.: 11850920965.

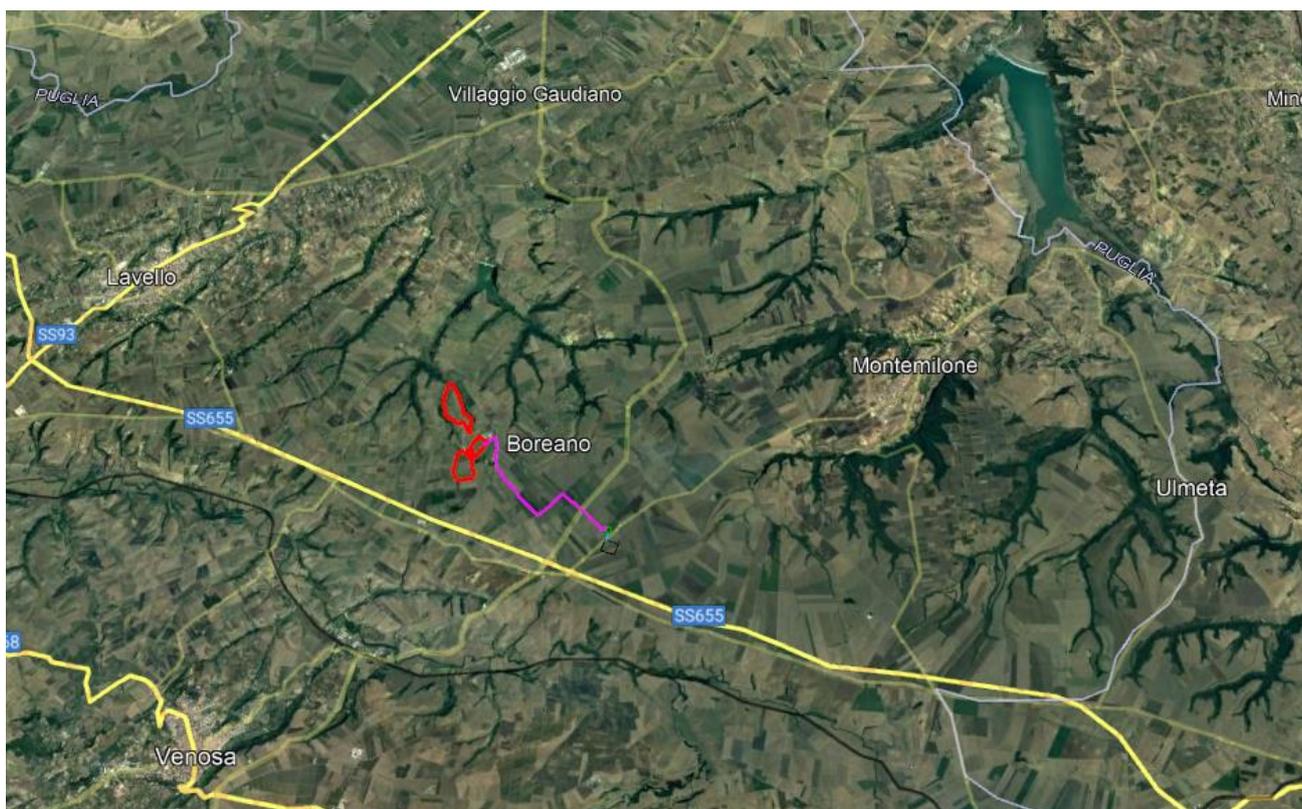
In particolare, saranno oggetto della seguente relazione le opere riguardanti le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici, le recinzioni e le cabine prefabbricate.

Il sito interessato alla realizzazione dell'impianto agrovoltaico si sviluppa nel territorio del Comune di Venosa (PZ), in località "Masseria Melillo" e ricade nel Catasto Terreni al Foglio 14 p.lle 6, 24, 25, 26, 27, 36, 53, 54, 55, 56, 88, 89, 96, 97, 98, 99, 106, 107, 108, 109, 120, 121, 158, 159, 160, 164, 165, 166, 169, 170, 171, 172, 199, 200, 201, 215, 218, 219 e 334 in un'area a Nord-Est rispetto al centro abitato di Venosa (PZ), a Ovest rispetto al centro abitato di Montemilone (PZ) e a Sud-Est rispetto al centro abitato di Lavello (PZ), ad una distanza equa dai tre comuni di circa 7km in linea d'aria.

L'area in oggetto si trova ad un'altitudine media di m 330 s.l.m. e si suddivide in 7 lotti adiacenti tra loro, aventi le seguenti coordinate geografiche:

Lotto A: 41,02222	Nord (41° 01' 20" N);	15,86472	Est (15° 51' 53" E)
Lotto B: 41,02111	Nord (41° 01' 16" N);	15,86583	Est (15° 51' 57" E)
Lotto C: 41,01527	Nord (41° 00' 55" N);	15,87027	Est (15° 52' 13" E)
Lotto D: 41,01388	Nord (41° 00' 50" N);	15,86861	Est (15° 52' 07" E)
Lotto E: 41,01138	Nord (41° 00' 41" N);	15,86752	Est (15° 52' 03" E)
Lotto F: 41,00944	Nord (41° 00' 34" N);	15,86667	Est (15° 52' 00" E)
Lotto G: 41,01055	Nord (41° 00' 38" N);	15,86888	Est (15° 52' 08" E)

L'area di intervento è raggiungibile attraverso una strada comunale censita al Fg.14, p.lla 177 del Comune di Venosa (PZ) che si dirama dal km 3+750 della SP135 "Boreana", che a sua volta è accessibile sia dal km 10+400 della SP18 "Ofantina", sia dal km 9+600 della SP69 "Lavello-Ofantina". La superficie dell'area di intervento sarà pari a 51.47.47 ettari.



Tale progetto prevede l'installazione di **29.120** moduli fotovoltaici da 655 Wp che produrranno complessivamente una potenza pari a **19.073,60 kW**.

La località in cui saranno ubicati i generatori fotovoltaici è stata individuata in base ad un'indagine preliminare che ha tenuto conto di:

- caratteristiche di irraggiamento;
- vincoli paesaggistici, architettonici, archeologici, storici, naturalistici, ecc.

L'area in cui verrà ubicato l'impianto risulta essere di tipo agricolo con colture a bassa redditività ed esente da vincoli sia di natura amministrativa, sia paesaggistici. Rispetto al centro abitato di Venosa il suddetto impianto dista circa 7,0 Km. I terreni interessati dall'intervento sono privi di alberature e ricadono nella zona denominata "Masseria Melillo".

Il territorio interessato alla realizzazione dell'impianto è classificato come "**Zona di attività primarie di tipo E**", ovvero zone destinate prevalentemente all'agricoltura, secondo il vigente Piano Regolatore del Comune. Dall'esame della normativa di settore si evince la piena coerenza e compatibilità, sotto l'aspetto urbanistico, del futuro impianto fotovoltaico. Infatti, il comma 7 dell'art. 12 del D.lgs. 387/2003 prevede che "gli impianti alimentati da fonti rinnovabili possono essere ubicati

anche in zone classificate agricole dai piani urbanistici”. Le opere civili da realizzare risultano essere compatibili con l’inquadramento urbanistico del territorio; esse, infatti, non comportano una variazione della “destinazione d’uso del territorio” e non necessitano di alcuna “variante allo strumento urbanistico”, come da giurisprudenza consolidata. Come è desumibile dagli elaborati del progetto le aree interessate dalla realizzazione del parco fotovoltaico risultano di proprietà privata.

L’ubicazione del parco fotovoltaico e delle infrastrutture necessarie è stata evidenziata sugli stralci planimetrici degli elaborati progettuali.

Il layout dell’impianto è rappresentato nell’elaborato grafico AR05 che costituisce parte integrante del progetto di realizzazione dell’impianto agrivoltaico. Le soluzioni tecniche adottate per le fondazioni del parco fotovoltaico 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 appoggiate sul terreno e protette da uno strato di geotessuto. Ulteriori informazioni relative a strutture e fondazioni sono consultabili negli elaborati IE04-Cabine di campo e di raccolta, AR06-Strutture di supporto dei pannelli fotovoltaici e recinzione.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica delle strutture di fondazione sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel proseguo della presente relazione:

- ✓ **Legge 5 novembre 1971, n.1086** (G.U. 21 dicembre 1971, n.321) – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- ✓ **Legge 2 febbraio 1974, n.64** (G.U. 21 marzo 1974, n.76) – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- ✓ **D.M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 N.42 – Suppl. Ord. n.8) – “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle norme precedenti, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti normative:

- ✓ **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.
- ✓ **Eurocodice 3** – “Progettazione delle strutture in acciaio” – EN 1993-1-1
- ✓ **Eurocodice 7** – “Progettazione geotecnica” – EN 1997-1

3. ELEMENTI CARATTERIZZANTI L’IMPIANTO

3.1. Strutture fotovoltaiche

L’ancoraggio della struttura di supporto dei pannelli fotovoltaici al terreno sarà affidato ad un sistema di fondazione costituito da pali in acciaio zincato infissi nel terreno tramite battitura, e laddove le condizioni del terreno non lo permettano, si procederà tramite trivellazione. I vantaggi di tale tipologia di fondazione sono molteplici, ovvero:

- ✓ tempi di realizzazione delle fondazioni notevolmente ridotti;
- ✓ totale assenza di scavi e getto di calcestruzzo;
- ✓ ridotto impiego di personale per la posa;
- ✓ reversibilità dell’intervento grazie alla facile rimozione dei pali;
- ✓ possibile riutilizzo e riciclo dei pali;
- ✓ minimo impatto ambientale in riferimento alle componenti del paesaggio e alla contaminazione delle acque del sottosuolo.

Al fine di ottimizzare la produzione annuale, compatibilmente con le aree a disposizione si è scelto di utilizzare il sistema a impianto tracker, il quale prevede una struttura intelaiata in acciaio zincato basculante in direzione EST-OVEST, opportunamente dimensionata per ospitare 26 moduli fotovoltaici disposti su n.2 file di 13 moduli. Tale struttura oscillerà di $\pm 60^\circ$ rispetto al piano orizzontale e poggerà su pali in acciaio zincato infissi nel terreno ed un orientamento pari a 180° N (direzione Sud).

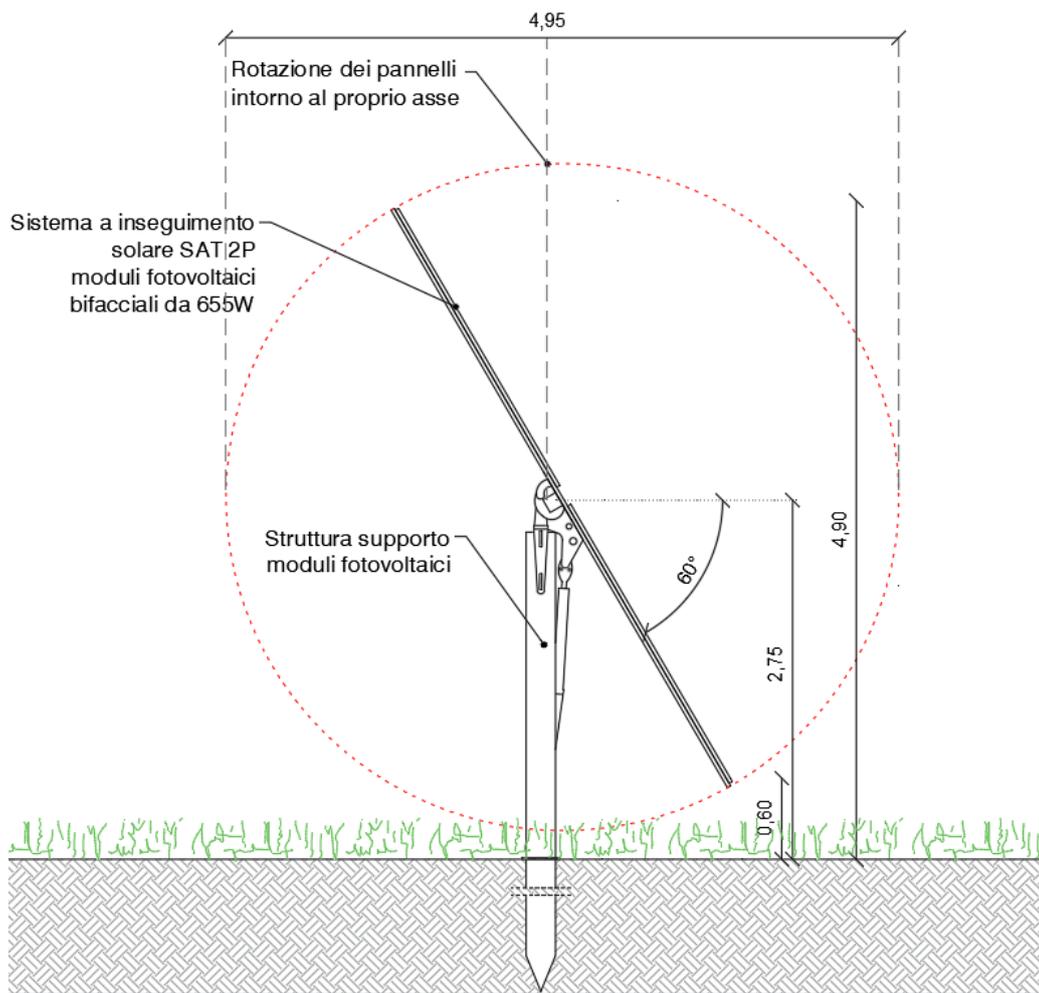


Figura 1 - Particolare delle strutture di supporto dei moduli fotovoltaici

3.2. Recinzione

La recinzione sarà costituita da una rete metallica a maglia sciolta con montanti in acciaio zincato a caldo, posizionati perfettamente in linea tra loro secondo le prescrizioni del produttore e ancorati nel terreno attraverso l'infissione degli stessi ad una profondità di 100 cm.

Tale soluzione tecnica adottata per l'ancoraggio al terreno ha il vantaggio di essere rapida, semplice e reversibile, riducendo al minimo l'impatto ambientale e preservando la condizione naturale del terreno. A completamento della recinzione sarà installato un cancello d'ingresso avente le stesse caratteristiche di quest'ultima e pali laterali realizzati con profili in acciaio zincato a caldo ancorate con appositi tirafondi al plinto prefabbricato di fondazione.

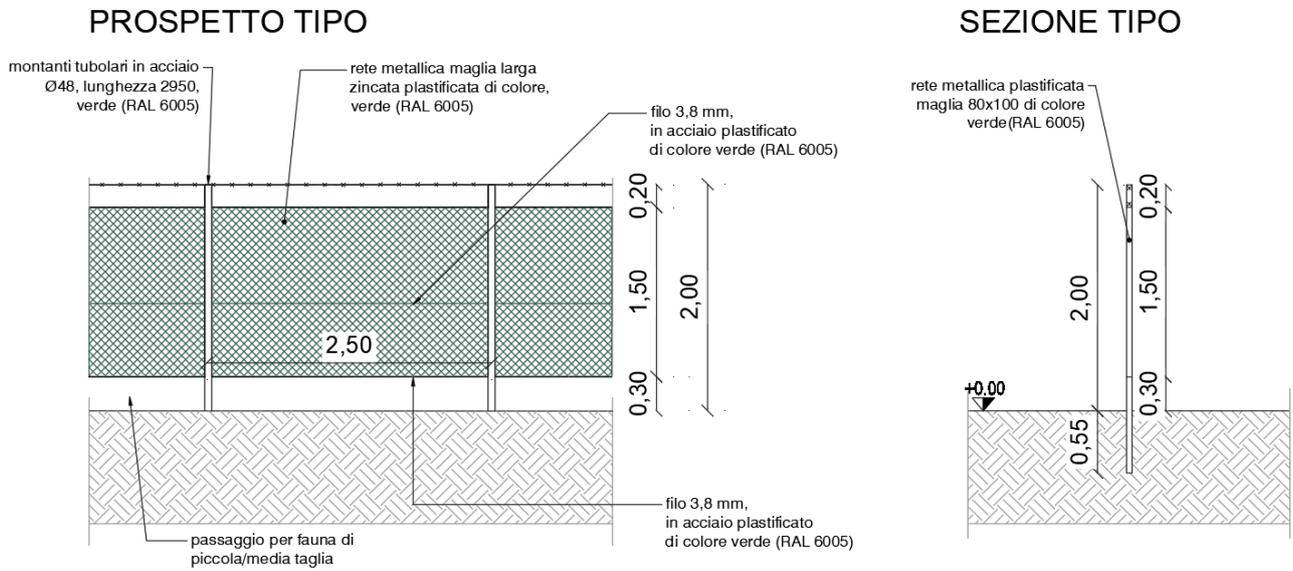


Figura 2 - Particolare delle recinzioni

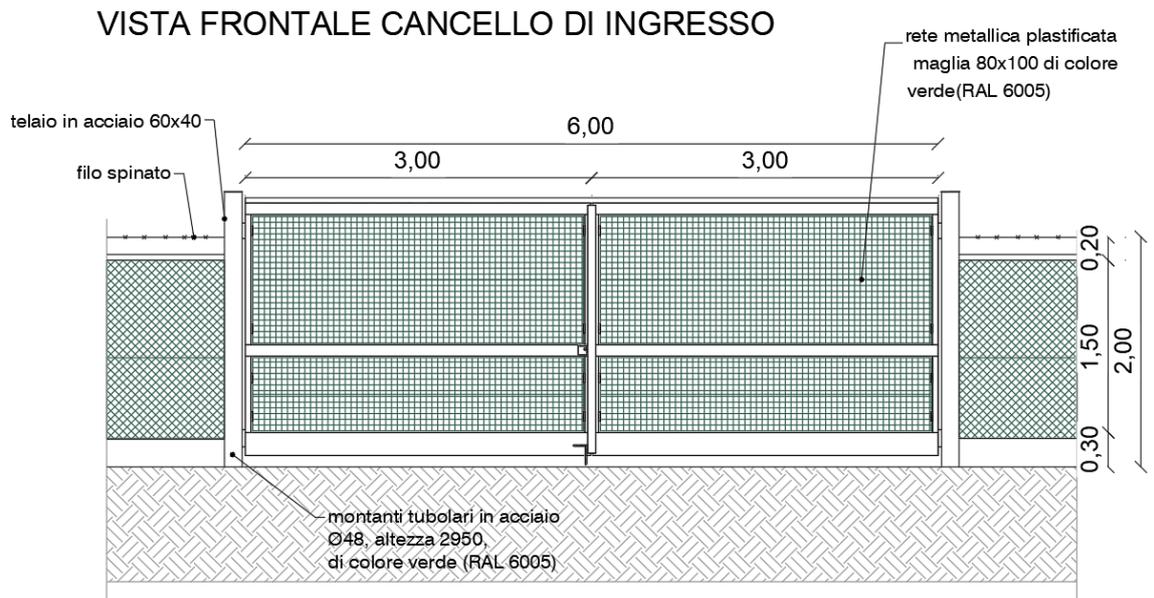


Figura 3 - Particolare del cancello di ingresso all'area di impianto

3.3. Cabine elettriche

All'interno della recinzione dell'impianto troveranno ubicazione le seguenti cabine elettriche: 1 Cabina di Raccolta MT, 2 Cabine dei Servizi Ausiliari, 8 Cabine di campo, 6 Energy Storage.

Le cabine contenenti i trasformatori di campo, dedicate all'alloggiamento delle apparecchiature elettriche, saranno costituite da **monoblocchi prefabbricati** con struttura monolitica autoportante. Le pareti del monoblocco avranno uno spessore minimo di 8 cm. La conformazione del tetto sarà tale da assicurare un normale deflusso delle acque meteoriche, per tale motivo non sono previsti tubi di gronda all'esterno e/o all'interno del monoblocco. Le dimensioni specifiche delle fondazioni di ciascuna cabina sono riportate all'interno della tavola IE04 – Vani Tecnici: cabine di campo, raccolta, storage e servizi.

Si precisa che le cabine elettriche e le Energy Storage saranno trasportati in loco e successivamente posizionati su una vasca di fondazione prefabbricata della tipologia illustrata nelle figure sottostanti senza alcun tipo di getti di calcestruzzo in opera. I prefabbricati saranno alloggiati nel terreno, previo scavo di fondazione di circa 1 metro sul quale verrà steso uno strato di geotessuto e un letto di misto granulare stabilizzato per uno spessore di circa cm 10 che assolverà ad una funzione livellante. Tutte le dimensioni delle cabine sono state progettate in funzione agli ingombri delle apparecchiature previste e dei necessari spazi di manovra e di sicurezza.

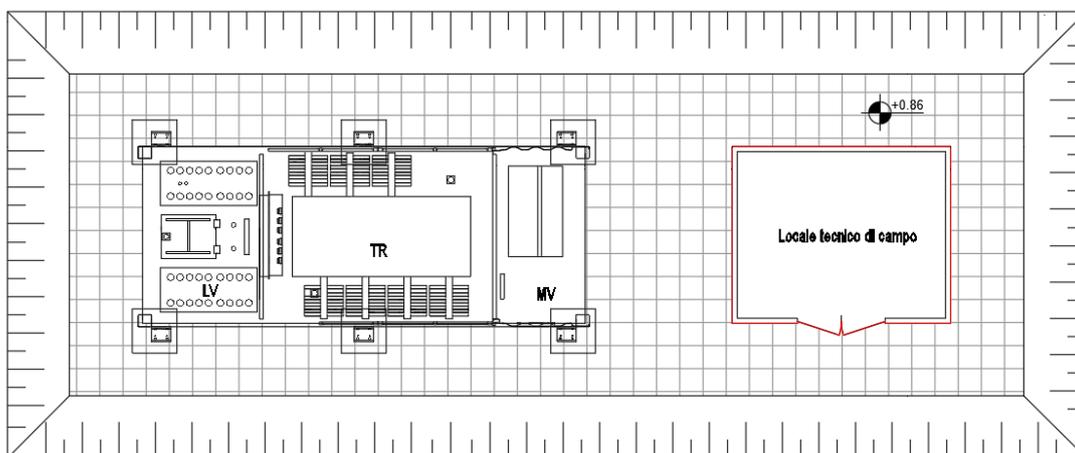


Figura 4 - Planimetria cabina di campo

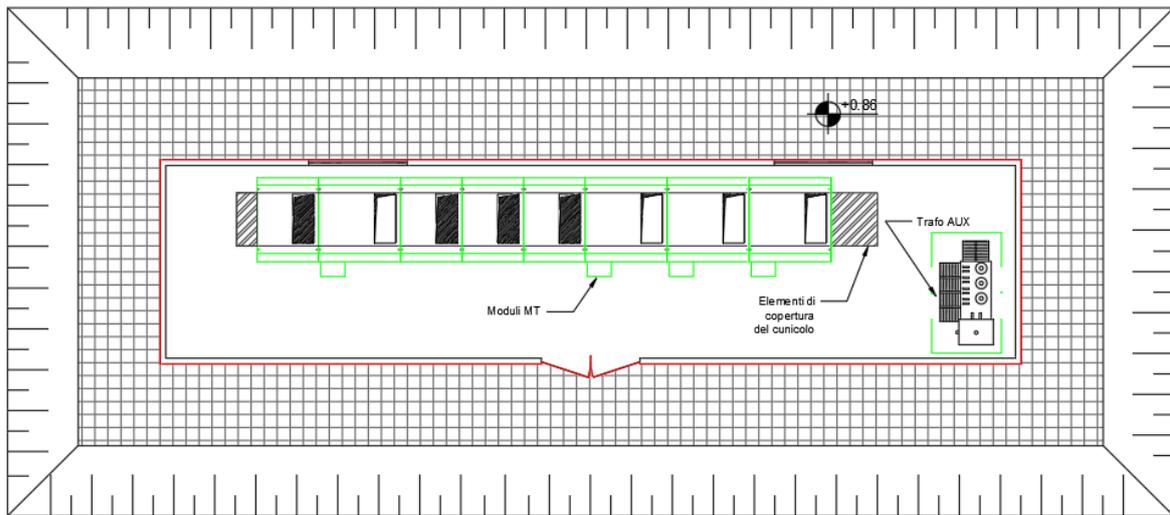


Figura 5 - Planimetria cabina di raccolta

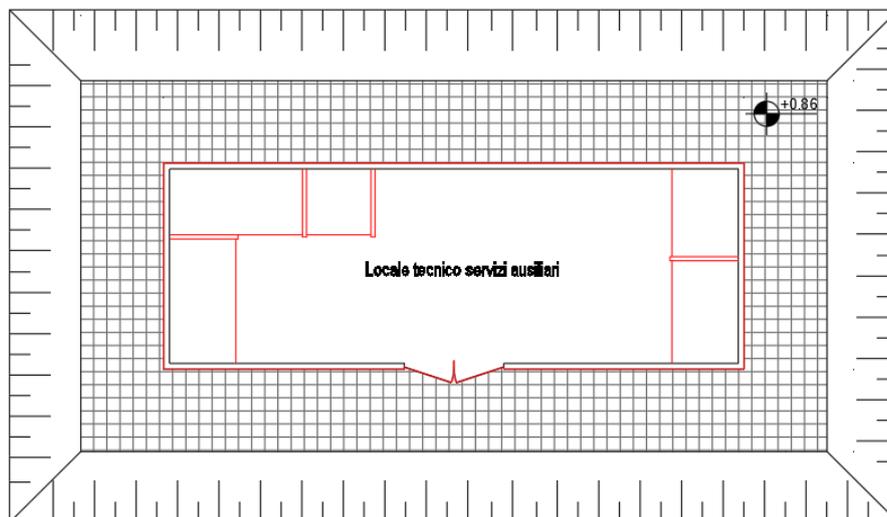


Figura 5 - Planimetria cabina per servizi ausiliari

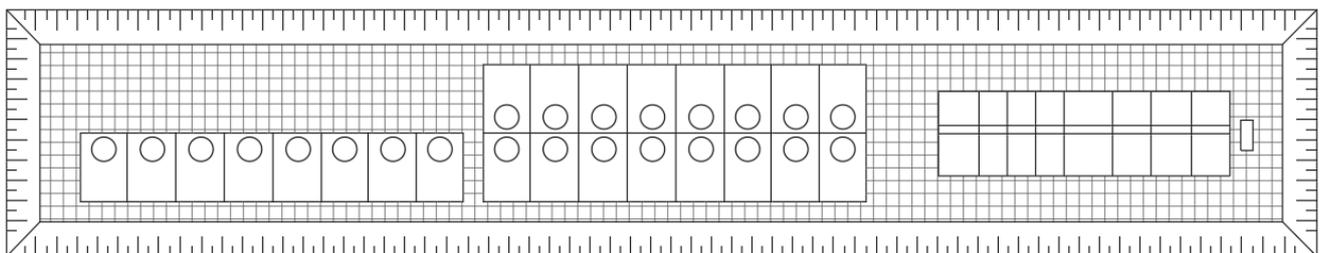


Figura 6 - Planimetria Energy Storage

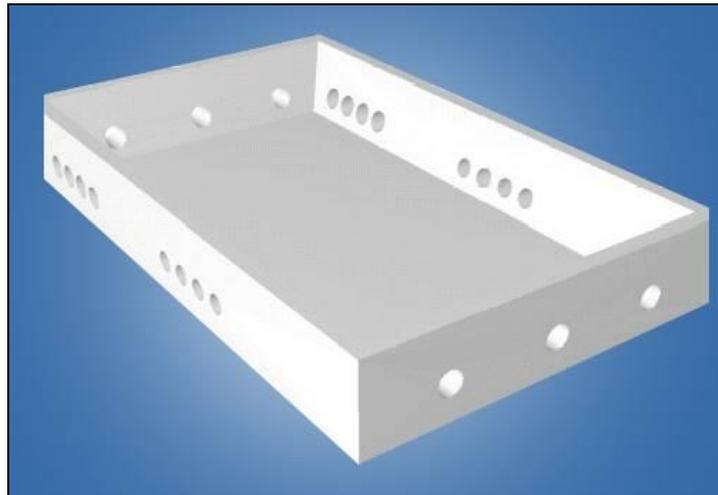


Figura 7 - Vasca di fondazione

3.4. Scavi e rinterri

Il progetto non prevede in generale scavi di fondazione in quanto le strutture da posizionare seguiranno l'andamento morfologico del terreno. Gli unici scavi previsti, che coinvolgono solamente lo strato vegetale del terreno, sino alla profondità massima di 1,00 metro, saranno:

- ✓ Scavi per la posa delle vasche prefabbricate di fondazione delle cabine;
- ✓ Scavi per la posa di condutture di ogni tipo.

Entrambe le tipologie di scavo saranno realizzate a sezione obbligata con l'ausilio di mezzi meccanici e raggiungeranno il piano di posa dei manufatti/cavidotti, superandoli di circa 10 cm. Lungo il percorso dei cavidotti saranno posizionati pozzetti prefabbricati rompitratta in cls prefabbricato. Per i rinterri si utilizzerà una piccola quantità di sabbia e la restante parte dei rinterri sarà realizzata con il materiale di risulta dello scavo. Le tubazioni di scolo e i fossi scoperti pubblici o privati che fossero eventualmente incontrati negli scavi saranno conservati all'uso previ accordi con i singoli enti o proprietari. Per la realizzazione degli scavi saranno adottate tutte le precauzioni necessarie per ottemperare alle normative vigenti sulla sicurezza delle cose e delle persone. Inoltre, saranno adottati tutti gli accorgimenti per evitare di intralciare il traffico veicolare, sia con il cantiere in sé che con i materiali di risulta.

3.5. Viabilità interna

All'interno dell'area interessata dall'impianto verranno realizzati dei percorsi carrabili per consentire una viabilità agevole per gli spostamenti all'interno dell'impianto, per l'accesso ai quadri di parallelo e alle strutture dei moduli fotovoltaici nonché per l'accesso alle cabine e ai vani tecnici. Le infrastrutture viarie saranno realizzate, ai fini di un corretto inserimento ambientale, in massicciata tipo "MacAdam". La rete viaria sarà realizzata rimuovendo lo strato di terreno vegetale, provvedendo alla successiva stesura di geotessuto. Successivamente si provvederà alla posa di materiale arido di riempimento ed uno strato di misto granulare stabilizzato di cava. Di fondamentale importanza è la creazione dello strato di base, che è la parte della sovrastruttura stradale con prevalente resistenza alle azioni flessionali. La sezione stradale della nuova viabilità sarà realizzata prevedendo una larghezza minima di circa 3,5 m. Per quanto concerne le acque meteoriche è prevista una pendenza trasversale della sede stradale del 2% per tutte le tipologie di sezioni tipo definite: questa è rivolta verso i lembi esterni della medesima sede per allontanare le acque meteoriche e farle confluire nel terreno laterale in cui verranno realizzate cunette per lo scorrimento delle acque meteoriche.

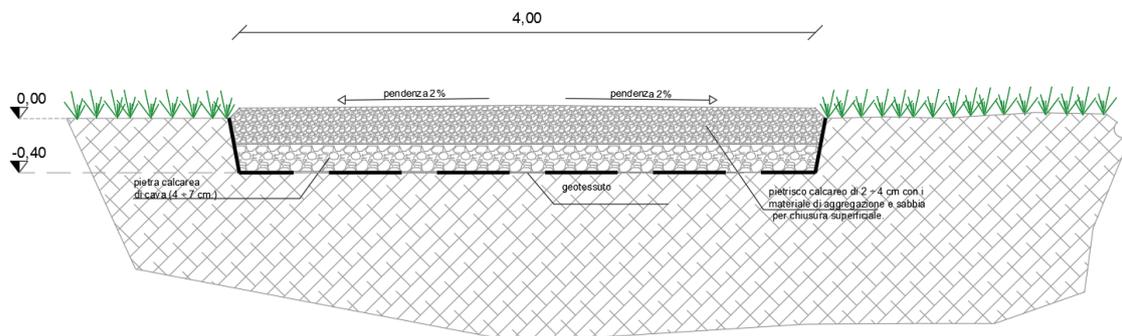


Figura 8 - Sezione tipo viabilità interna

4. CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO

Prima di procedere al predimensionamento dei pali di fondazione che sosterranno le strutture di supporto dei moduli fotovoltaici e all'individuazione dei pesi propri e dei carichi agenti (vento, neve, azioni sismiche) su di essa, è necessario caratterizzare l'area di intervento, al fine di utilizzare correttamente tutti i parametri e i coefficienti previsti dalla normativa.

4.1. Inquadramento topografico generale

Le categorie topografiche individuate dal Decreto Ministeriale 17 gennaio 2019, recante “Norme Tecniche per le costruzioni” sono le seguenti:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le aree di progetto, con pendenze massime (locali) di 12-13°, ricadono nella **categoria T1** di superficie pianeggiante, pendii e rilievi con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

4.2. Inquadramento geologico e geomorfologico generale

L'area indagata ricade nel foglio n.175 – “Cerignola” della “Carta geologica d'Italia” in scala 1:100000. Le aree risultano sub pianeggianti e non sono interessate da particolari elementi morfologici al loro interno. Alcuni impluvi ed elementi idrografici superficiali si trovano, tuttavia, all'esterno del perimetro dell'area di impianto fotovoltaico. Per quanto riguarda la pericolosità idraulica e geomorfologica le aree (impianto fotovoltaico e cabina) sono esentati da tali problematiche, confermate dalla planimetria dell'Autorità di bacino della Regione Puglia (ambito di riferimento per questi territori) di seguito riportata.

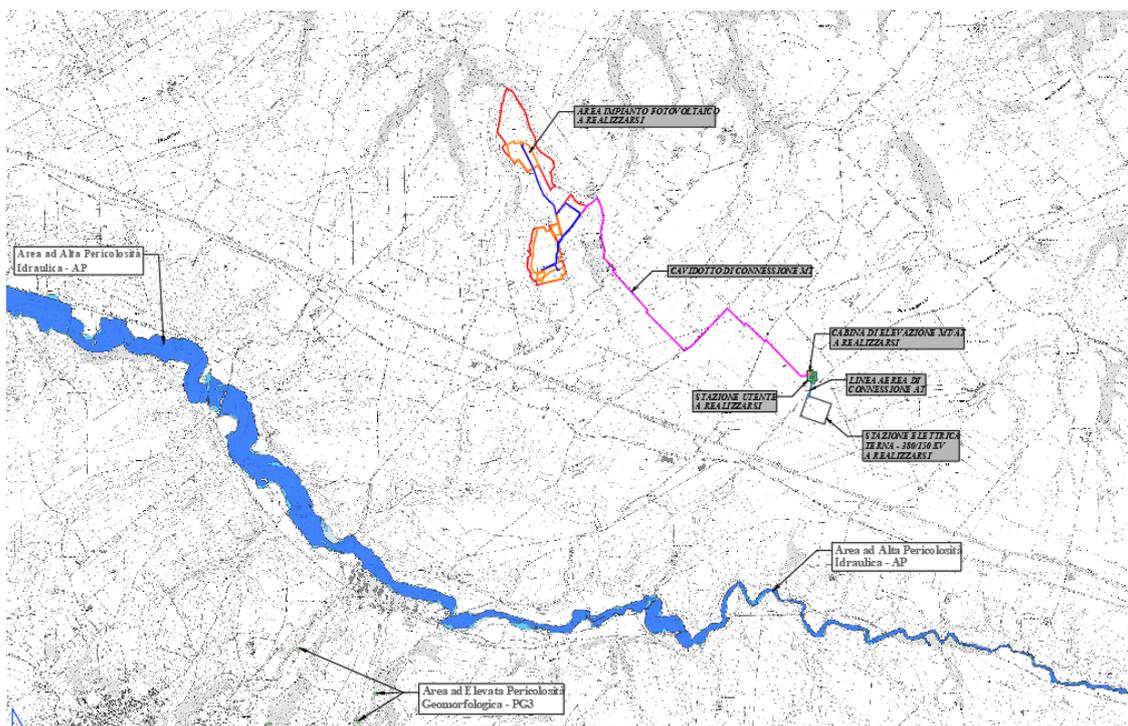


Figura 9 - Autorità di Bacino Regione Puglia

Si evidenzia che i terreni presenti nell'area, possono essere riferiti, in prima approssimazione, a due differenti serie stratigrafiche relative a due fasi diverse di evoluzione geodinamica.

La prima serie è caratterizzata da successioni bacinali sviluppatesi in un contesto che da margine passivo (porzione orientale del Bacino lagonegrese-molisano) è passato a porzione esterna dell'avanfossa miocenica (Bacino irpino). I terreni che costituiscono questa successione sono rappresentati dalle Argille variegata (Cretaceo-Miocene inferiore), dal Flysch Rosso (Cretaceo-Aquitano), dal Flysch Numidico (Burdigaliano) e dalla Formazione di Serra Palazzo.

La seconda serie è definita da litologie che, a ridosso della catena, ricoprono in discordanza le precedenti successioni bacinali, caratterizzate da successioni plioceniche di transizione di mare basso, a prevalente composizione sabbiosa e conglomeratica. Tali depositi affiorano estesamente nell'area esaminata.

L'area è interessata prevalentemente da affioramenti sabbioso ghiaiosi di pleistocenica.

Sul sito dell'area Cabina e Stazione Elettrica e su quelle dell'area d'impianto fv affiorano "Conglomerati poligenici con ciottoli di medie e grandi dimensioni a volte fortemente cementati e con intercalazioni di sabbie e arenarie, talvolta scarsamente cementati" di età Pleistocenica.

Si tratta di un deposito in generale poco compatto solo localmente cementato. Lo spessore è variabile e specificamente per l'area indagata è costituito da Sabbie ghiaiose.

4.3. Modellazione geologica del sito

I rilievi e le indagini condotte hanno permesso di ricostruire il modello geologico-stratigrafico e litotecnico dell'area oggetto di intervento.

Di seguito (Figura 9) sono riportate le caratteristiche geotecniche del materiale del substrato:

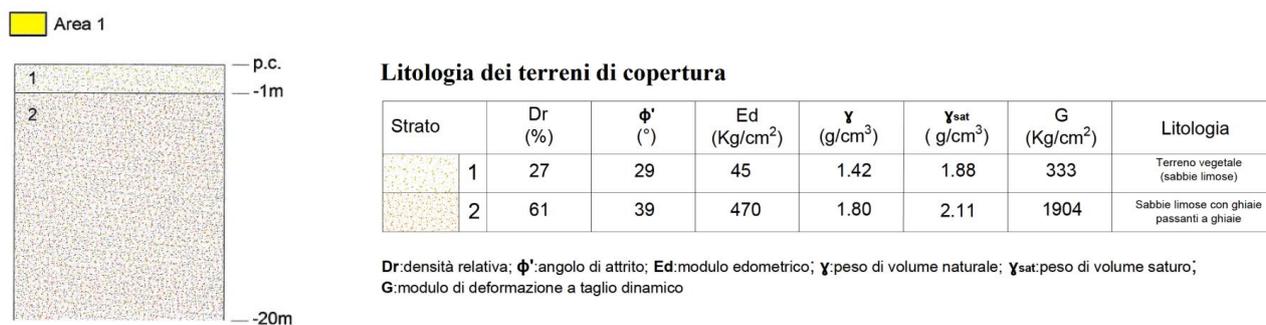


Figura 10 - Parametri geotecnici dell'area in esame

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.

Inoltre, si esclude la presenza di una falda superficiale nei primi 6.0/8.0 metri, profondità alla quale sono state spinte le prove penetrometriche. Qui gli accumuli d'acqua nel sottosuolo risultano poco profondi, per lo più esigui, di carattere stagionale e concentrati in locali aree morfologicamente più depresse ove le soggiacenze delle acque superficiali hanno il tempo di permeare nelle porzioni sottostanti di sottosuolo.

4.4. **Caratterizzazione sismica del sito**

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

Si riporta di seguito la **zona sismica** del territorio di Venosa (PZ), indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n.3274/2003, aggiornata con la Deliberazione del Consiglio Regionale della Basilicata n.731 del 19.11.2003:

Zona sismica 2 – Zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti.

Attraverso il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), una tecnica di indagine non invasiva, è stato possibile attribuire il suolo su cui ricadrà l'opera in progetto alla **CATEGORIA B**, così come definita dalla Tabella 3.2. Il di cui al D.M. del 17 gennaio 2018:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
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.
B	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.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per maggiori dettagli, si rimanda allo studio geologico e geomorfologico.

5. 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.

Di seguito sono dettagliate le azioni del vento e della neve. Le sollecitazioni indotte dal sisma risultano inferiori a quelle dovute al vento; pertanto, l'azione sismica può essere trascurata.

5.1. Peso proprio della struttura

La struttura considerata ai fini della generazione del modello strutturale è costituita da un sistema TRACKER di dimensioni in pianta pari a 4,918 x 17,059 metri, composto da 26 moduli fotovoltaici ancorati ad un unico telaio in acciaio a sezione scatolare 50x70mm mediante staffaggi in alluminio. Il telaio, a sviluppo rettangolare di sezione 110x110mm, sarà a sua volta collegato al sistema basculante I pali di fondazione battuti, in acciaio, costituiranno l'ancoraggio e la fondazione al suolo delle vele. La superficie occupata dalla singola struttura è pari a 83,89 mq.

Il peso proprio del modello, espresso in termini di incidenza a metro quadro, risulta essere pari a **33,29 Kg/mq (0,33 KN/mq)**, e si articola nel seguente modo:

- ✓ 26 moduli fotovoltaici da 655W, dimensioni 2384x1303x35 mm, peso singolo modulo 39,40 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 12,21 Kg/mq;*
- ✓ *Accessori vari di montaggio, incidenza a metro quadro pari a 0,29 Kg/mq*
- ✓ Traversi in alluminio sezione 40x40x2mm con funzione di supporto per ancoraggio moduli fotovoltaici alla sottostruttura. *Incidenza a metro quadro pari a 0,32 Kg/mq;*
- ✓ 1 telaio piano realizzato con profili scatolari in acciaio 50x50 mm, peso specifico 7,00 kg/m. *Incidenza a metro quadro pari a 6,09 Kg/mq;*
- ✓ 1 trave basculante realizzata con profili scatolari in acciaio 100x100 mm, peso specifico 9,00 kg/m. *Incidenza a metro quadro pari a 1,93 Kg/mq;*
- ✓ 6 pali di fondazione pre-dimensionati nelle dimensioni di 3000x200x200mm, spessore 4,00 mm. Peso singolo palo 90 kg. *Incidenza a metro quadro pari a 12,44 Kg/mq;*

5.2. Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

La **velocità base di riferimento** v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $TR = 50$ anni. In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a$$

Dove

$V_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare;

c_a è il coefficiente di altitudine

Dall'analisi del posizionamento geografico è possibile stabilire che il sito è posizionato in **Zona 3**, a cui corrispondono i parametri di velocità ed altezza di riferimento riportati di seguito:

Tab. 3.3.I -Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Figura 11 - parametri di macrozonazione eolica

Pertanto, la velocità base di riferimento risulta essere pari a $V_b = 27 \text{ m/s}$.

La velocità di riferimento V_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_R .

Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_r = V_b \cdot C_r$$

Dove

v_b è la velocità base di riferimento;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla seguente relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Considerando un $T_R = 50$ anni, cui corrisponde $c_r = 1$, la velocità di riferimento è uguale alla velocità base di riferimento:

$$V_r = V_b = 27 \text{ m/s.}$$

▪ **Azioni statiche equivalenti**

Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione va determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulle due facce di ogni elemento.

Nel caso di costruzioni di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione.

La **pressione del vento** è data dall'espressione:

$$P = q_r c_e c_p c_d$$

Dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di pressione;

c_d è il coefficiente dinamico.

La **pressione cinetica di riferimento** q_r è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

Dove

V_r è la velocità di riferimento del vento;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Per un tempo di ritorno pari a $T_R = 50$ anni e per un'altitudine s.l.m. del sito pari a 330 m, la velocità di riferimento V_r è pari alla velocità base di riferimento, ovvero pari a 27 m/s; pertanto, la pressione cinetica di riferimento $q_r = 455,60 \text{ N/m}^2$.

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 dove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche esso è dato dalla formula:

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

Considerando un'altezza s.l.m. di 330m, l'area d'interesse appartiene alla **classe di rugosità D** e **categoria di esposizione II**:

Tab. 3.3.III - *Classi di rugosità del terreno*

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Figura 12 - Classi di rugosità del terreno

Tab. 3.3.II - *Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione*

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 13 - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Con la struttura in condizioni di riposo (moduli in posizione orizzontale) i pannelli fotovoltaici avranno un'altezza dal piano campagna pari a $z = 2,75$ m (struttura in condizioni di riposo); pertanto, il coefficiente di esposizione è pari a $c_e = 1,80$.

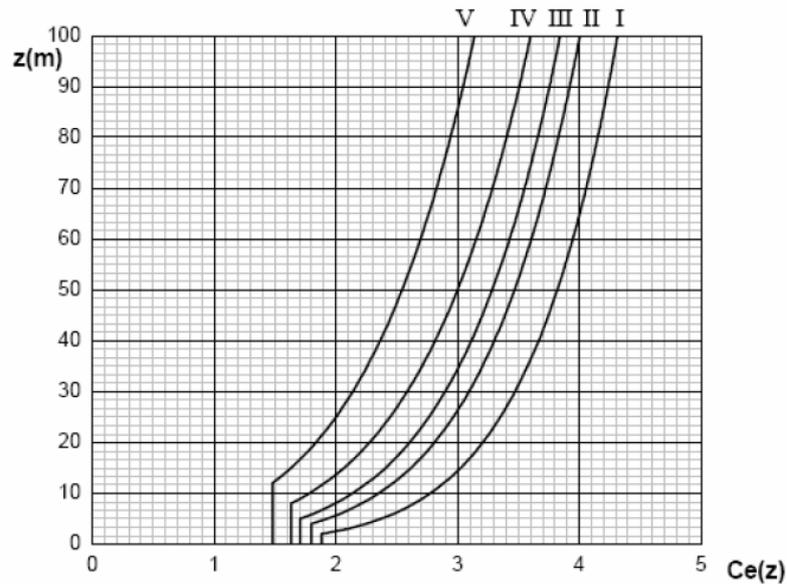


Figura 14 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza sul suolo

Il **coefficiente di pressione c_p** dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione 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 **$c_p = \pm 1,6$** .

Il **coefficiente dinamico c_d** tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Da quanto sopra esposto, scaturiscono i seguenti parametri utili al calcolo della pressione del vento e dell'azione statica equivalente:

k_r	-	0,19
z₀	[m]	0,05
z_{min}	[m]	4
q_r	[N/m ²]	455,6
c_e	-	1,8
c_t	-	1
C_p	-	1,6
c_d	-	1
p	[kN/m ²]	1,312

5.3. Azione della neve

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

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

Dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

In accordo con le NTC 2018, considerando un'altitudine sul livello del mare pari a **a_s = 330 m**, il valore di riferimento del carico della neve al suolo è dato dalla seguente relazione:

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, **Potenza**, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.5]$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Figura 15 - Valore di riferimento del carico della neve al suolo

Pertanto, q_{sk} è pari a $0,75 \text{ kN/m}^2$.

Considerando un'inclinazione del pannello da 0° a 60° , il coefficiente di forma μ_1 è assunto pari a $0,80$ (condizione più gravosa):

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Figura 16 - Valori del coefficiente di forma

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera ed è stato assunto pari a $1,00$:

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Figura 17 - Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto $C_t = 1$.

Da quanto sopra esposto, scaturiscono i seguenti parametri utili al calcolo del carico neve:

q_{sk}	kN/m^2	0,75
μ_i	-	0,80
C_E	-	1
C_t	-	1
q_s	$[kN/m^2]$	0,60

5.4. Combinazioni di carico

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni sono state effettuate con l'Approccio 2, come definito al §2.6.1 del DM 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.1 del D.M. 2018.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 18 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del DM 2018.

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

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

Figura 19 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

I valori di riferimento del terreno sono stati verificati tramite i coefficienti della colonna R3 pali infissi definiti nella Tab.6.4.II del DM 2018:

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Figura 20 - Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

5.5. Verifiche geotecniche

Le fondazioni delle strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici saranno costituite da pali in acciaio di profilo UPN 160.

L'avanzamento del terreno alla profondità desiderata avviene attraverso un processo di battitura del palo. In accordo con le NTC 2018, le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3); sono state considerate le caratteristiche meccaniche dei terreni riportate nella Relazione Geologica.

5.5.1. Equazione generale della capacità portante dei pali

Il calcolo della capacità portante dei pali segue la trattazione teorica del carico limite di una fondazione superficiale. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote: la resistenza alla punta P_{lim} e la resistenza laterale S_{lim} :

$$Q_{lim} = P_{lim} + S_{lim}$$

Dove:

P_{lim} è la resistenza alla punta che nel caso in esame è stata posta pari a zero in quanto la superficie alla punta del palo è approssimabile a zero;

- $S_{lim} = s * \text{perimetro} * L$
- $s = \mu * k * \sigma'_{v_0}$

I coefficienti μ e k sono stati definiti dalla tabella seguente:

Tipo di palo	k (S)	k (D)	μ
Batt. profilato	0.7	1.0	0.36
Batt. tubo acc. chiuso	1.0	2.0	0.36
Batt. Cls prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\varphi')$
Batt. Cls gettato	1.0	3.0	$\tan(\varphi')$
Trivellato	0.5	0.4	$\tan(\varphi')$
Elica continua	0.7	0.9	$\tan(\varphi')$

Figura 21 - Valori di k e μ in funzione del tipo di palo e del terreno

Da quanto sopra esposto, scaturiscono i seguenti parametri utili al calcolo del carico limite Q_{lim} :

σ' ($\gamma \cdot z$)	kN/m^3	62.07
γ	kN/m^3	20.69
z (L)	m	3.00
Perimetro UPN160 (160+65+65) · 2	m	0.58
s	$[kN/m^2]$	15.65
S_{lim}	kN	27.22

Pertanto, il carico limite del palo Q_{lim} è pari a:

$$Q_{lim} = S_{lim} = 27,22 \text{ kN}$$

5.5.2. Verifica a carico limite verticale

Le forze agenti sulla struttura di fondazione sono di seguito riportate.

L'area su cui agiscono le sollecitazioni è pari all'area del singolo pannello fotovoltaico (A_P), circa $3.11m^2$.

ANALISI DEI CARICHI			
P.P_{UPN160}	Peso proprio UPN 160	kN	0.28
P.P_{pan}	Peso proprio pannello	kN	0.39
P_{neve}	Neve ($q_s \cdot A_P$)	kN	1.87
P_{vento}	Vento ($p \cdot A_P$)	kN	4.08

Le varie forze agenti sono state combinate tra di loro utilizzando i coefficienti parziali per le azioni ed i coefficienti di combinazione riportati nelle NTC 2018.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 22 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

$$Q_{es} = (\gamma_{G1} * P \cdot P_{UPN160}) + (\gamma_{G2} * P \cdot P_{pan}) + (\gamma_{Qi} * P_{neve}) + (\gamma_{Qi} * P_{vento})$$

Dove:

- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Quindi il carico di esercizio è risultato pari a:

$$Q_{es} = 10,94 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il rapporto tra $\frac{Q_{lim}}{Q_{es}} \geq \gamma_S$

Dove:

$\gamma_S = 1.15$ è il coefficiente laterale in compressione funzione del tipo di palo;

$$\frac{Q_{lim}}{Q_{es}} = 2.49 \geq 1.15$$

5.5.3. Verifica a sfilamento dei pali

Per la verifica a sfilamento del palo di fondazione è stata considerata l'azione del vento pari a **1.312kN/m²** che agisce sulla parte della struttura sottovento, in quanto risulta essere la più elevata. A vantaggio di sicurezza è stata considerata la risultante verticale agente alla superficie di azione del vento.

La combinazione di carico utilizzata è la seguente:

$$Q_{es} = (P \cdot P_{UPN160} + P \cdot P_{pan}) + (\gamma_{Qi} * P_{vento})$$

Pertanto, la **Q_{es}** risulta pari a **- 5.45 kN**.

A vantaggio di sicurezza viene amplificato solo il carico vento.

Essendo $S_{lim} = 27.22 \text{ kN}$ si ha un rapporto pari a $S_{lim}/Q_{es} = |4,99|$

Il rapporto tra S_{lim} e Q_{es} risulta maggiore di $\gamma_{st} = 1.25$, ovvero il coefficiente laterale di trazione.

Pertanto, la verifica a sfilamento risulta soddisfatta.

5.5.4. Verifica al ribaltamento delle strutture fotovoltaiche

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

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

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

VERIFICA AL RIBALTAMENTO STRUTTURE FOTOVOLTAICHE

Peso complessivo struttura

Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario [kg]	Peso complessivo [kg]
Moduli CanadianSolar 655	cad.	52,00	28,10	1461,20
Accessori vari	mq	145,00	0,30	43,50
Traversi in alluminio	ml	88,48	4,45	393,74
Trave basculante	ml	34,91	18,70	652,82
Pali di fondazione	cad.	11,00	306,50	3371,50

Peso totale struttura [kg]				5922,75
Peso totale struttura [KN]				58,04
Superficie complessiva della struttura [mq]				170,2
Superficie di competenza sul singolo pilastro [mq]				15,47
Incidenza a mq peso struttura [KN/mq]				0,34
Peso sul singolo pilastro [KN]				5,28
Braccio della forza [m]				0,1
Momento favorevole [KN m]				0,53
Coefficiente				0,90
Momento risultante [KN m]				0,47

Azione terreno su palo

Lunghezza inserimento palo	Larghezza palo	Sup. laterale palo	Y terreno [KN/mc]	Forza risultante [KN]
3	0,2	0,6	17,65	47,655
Braccio della forza				2
Momento favorevole [KN m]				95,31
Coefficiente				0,9
Momento risultante [KN m]				85,779
Momento stabilizzante totale [KN m]				86,25

Azione del vento

Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]	Pressione totale	Sup. competenza telaio [mq]	Pressione telaio [KN]
1,312	170,20	223,30	15,47	20,30
Braccio della forza sfavorevole [m]				2,40
Momento sfavorevole [KN m]				48,72
Coefficiente				1,50
Momento ribaltante [KN m]				73,08

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 $M_{stab} (86,25 \text{ kNm}) > M_{rib} (73,08 \text{ kNm})$.

5.6. 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 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.

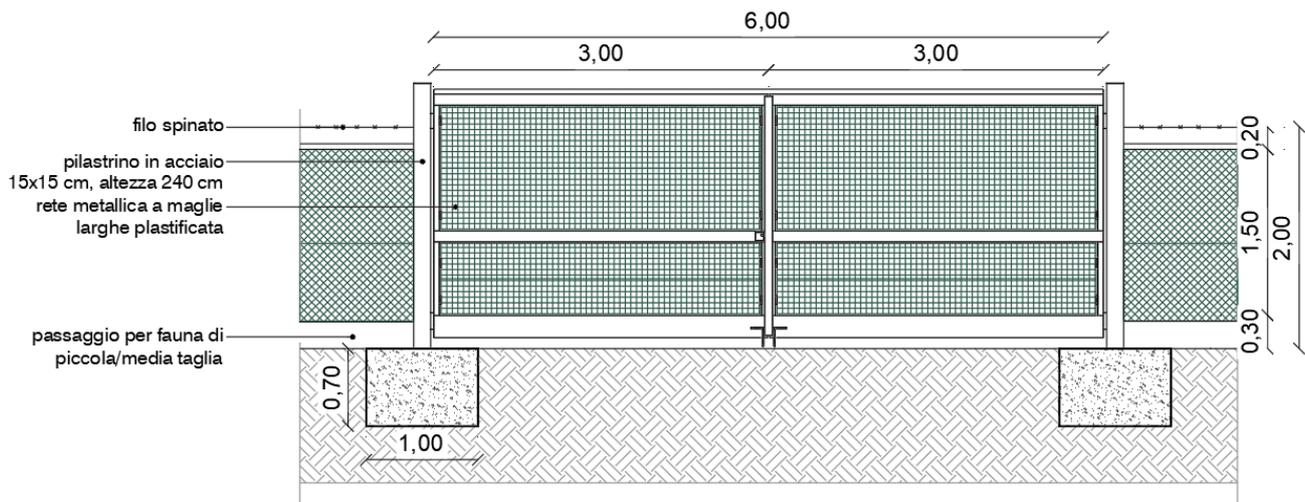


Figura 23 - Particolare cancello di ingresso all'area di impianto

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 all'impianto.

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 delle componenti della struttura metallica ivi compreso il plinto di fondazione, mentre è stata considerata sfavorevole l'azione del vento applicata alla superficie di competenza del pilastro in acciaio.

VERIFICA AL RIBALTAMENTO CANCELLI DI INGRESSO

Peso complessivo struttura

Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario [kg]	Peso complessivo [kg]
Cancello	m	6,00	60,00	360,00
Accessori vari	mq	6,00	0,20	1,20
Pilastro in acciaio	cad.	2,00	47,50	95,00
Fondazione	cad.	2,00	1750,00	3500,00

Peso totale struttura [kg] 3956,20

Peso totale struttura [KN] 38,77

Braccio della forza [m] 0,5

Momento favorevole [KN m] 19,39

Coefficiente di riduzione 0,9

Momento risultante [KN m] 17,45

Azione terreno su palo

Altezza plinto	Larghezza plinto	Sup. laterale plinto	Y terreno [KN/mc]	Forza risultante [KN]
0,7	1	0,7	13,93	6,8257

Braccio della forza 0,23

Momento favorevole [KN m] 1,569911

Coefficiente di riduzione 0,9

Momento risultante [KN m] 1,4129199

Momento stabilizzante totale [KN m] 18,86

Azione del vento

Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]	Pressione telaio [KN]
1,312	2	2,62

Braccio della forza sfavorevole [m] 2,00

Momento sfavorevole [KN m] 5,248

coefficiente 1,5

Momento ribaltante [KN m] 7,872

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 $M_{stab} (18,86 \text{ kNm}) > M_{Rib} (7,872 \text{ kNm})$

5.7. 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, ammortata con trefoli in acciaio alla palificata perimetrale costituita da tubolari in acciaio zincato del diametro di 8,00 cm, il tutto senza alcun getto di calcestruzzo, in piena ottemperanza alle prescrizioni in materia di salvaguardia dell'ambiente.

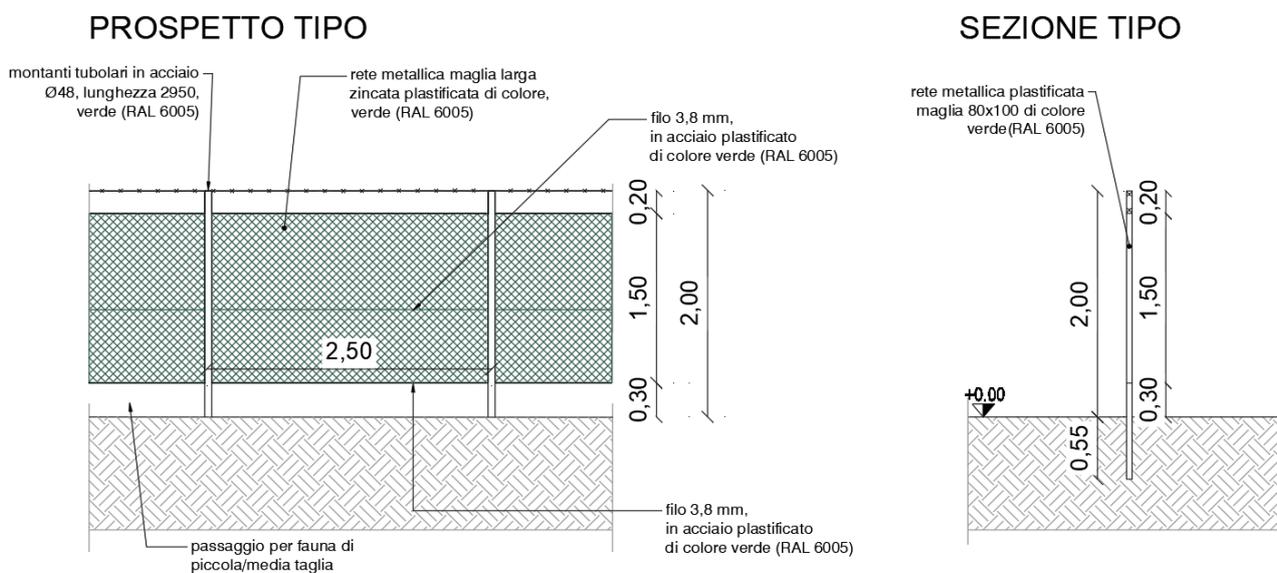


Figura 24 - Particolare delle recinzioni

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]				30,40
Peso totale struttura [KN]				0,3
Braccio della forza [m]				0,04
Momento favorevole [KN m]				0,012
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]
1	0,08	0,08	13,93	1,1144
Braccio della forza				0,66
Momento favorevole [KN m]				0,735504
Coefficiente di riduzione				0,9
Momento risultante [KN m]				0,66
Momento stabilizzante totale [KN m]				0,67

Azione del vento

Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]	Pressione telaio [KN]
1,312	0,3	0,3936
Braccio della forza sfavorevole [m]		1,05
Momento sfavorevole [KN m]		0,41328
coefficiente		1,5
Momento ribaltante [KN m]		0,62

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 $M_{stab} (0,67 KNm) > M_{Rib} (0,62 KNm)$.

