

REGIONE EMILIA-ROMAGNA
PROVINCIA DI FERRARA
Comuni di Codigoro e Fiscaglia (FE)
LOCALITA' "Valle Giralda"

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RTN AVENTE POTENZA NOMINALE PARI A 71 MWp

Sezione 9:
CALCOLI PRELIMINARI STRUTTURE E IMPIANTI

Titolo elaborato:
Relazione di calcolo preliminare delle fondazioni delle strutture

N. Elaborato: 9.1

Scala: -

Proponente

VIRGO ALPHA S.r.l.

Via Piave, 7
CAP 00187 - ROMA (RM)
P.Iva 17296991007

Progettazione



sede legale e operativa
Loc. Chianarile snc Area Industriale - 82010 San Martino Sannita (BN)
sede operativa
Via A.La Cava 114 - 71036 Lucera (FG)

P.IVA 01465940623

Azienda con sistema gestione qualità Certificato N. 50 100 11873



Procuratore

Dott. Ing. SALVATORE FLORENI

Progettista

Dott. Ing. NICOLA FORTE



Rev.	Data	Elaborazione	Approvazione	Emissione	DESCRIZIONE
00	MAGGIO 2024	MMG sigla	MMG sigla	NF sigla	Emissione progetto definitivo
Nome file sorgente	FV.CDG01.PD.9.1.R00.doc	Nome file stampa	FV.CDG01.PD.9.1.R00.pdf	Formato di stampa	A4

INDICE

1	PREMESSA	3
1.1	STRUTTURE METALLICHE DI SOSTEGNO DEI PANNELLI FOTOVOLTAICI	4
1.2	CABINE DI CAMPO PREFABBRICATE	5
1.3	CABINA UTENTE DI SMISTAMENTO E RELATIVA FONDAZIONE IN OPERA	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3	MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	9
4	ANALISI DEI CARICHI	11
5	AZIONI SULLA STRUTTURA	11
5.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI	11
5.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	11
5.3	CARICHI ACCIDENTALI	12
5.4	AZIONE DEL VENTO	12
5.5	AZIONE DELLA NEVE	13
5.6	AZIONE SISMICA	14
6	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	15
7	MODELLO DI CALCOLO E METODO DI ANALISI	16
8	PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	17
8.1	VERIFICHE STRUTTURALI ELEMENTI IN ACCIAIO.	17
8.2	VERIFICHE STRUTTURALI ELEMENTI IN C.A.	18
9	CALCOLO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	19
9.1	CARICO LIMITE	19
10	CALCOLO DELLE FONDAZIONI PROFONDE	21



10.1	ANALISI DEI PALI	21
10.2	CAPACITÀ PORTANTE DI PUNTA	21
10.3	CAPACITÀ PORTANTE PER RESISTENZA LATERALE	22
11	VERIFICHE GEOTECNICHE	23
12	CONCLUSIONI	24

1 PREMESSA

Il progetto riguarda la realizzazione di un impianto agrivoltaico di potenza nominale installata pari a 71 MWp e potenza nominale di connessione pari a 60 MW da installare in provincia di Ferrara, nel comune di Codigoro in località "Valle Giralda", con opere di connessione ricadenti nei comuni di Codigoro e Fiscaglia.

Proponente dell'iniziativa è la società VIRGO ALPHA S.r.l. con sede in Via Piave, 7 - 00187 Roma (RM).

L'impianto agrivoltaico è costituito da 98628 moduli in silicio monocristallino, ognuno di potenza pari a 720 Wp. La configurazione dei pannelli, scelta in via preliminare, è costituita da un blocco di 7 file di tracker monoassiali. Ciascuna di esse consta di 24 moduli, ripartiti in n.12 moduli a valle ed a monte rispetto ad una barra di trasmissione tra le file parallele che traslerà in direzione est-ovest facendo ruotare, contemporaneamente, tutte le file ad esso collegate lungo la medesima direzione. Si precisa che la struttura descritta è la dimensione massima prevedibile, ma la stessa è modulabile per numero di moduli. Il limite di 7 file è dato, infatti, dalla massima trazione trasmissibile dalla barra per far scorrere le strutture ad esso collegate. L'impianto è organizzato in n.6 campi delimitati da una recinzione perimetrale e provvisti di un cancello di accesso. Ogni stringa di moduli fotovoltaici è montata su una struttura metallica in acciaio zincato ancorata al terreno. All'esterno della recinzione, lungo il perimetro visibile dell'impianto, è prevista una fascia a verde di ampiezza pari a 3 m per garantire la mitigazione ambientale e paesaggistica dell'intervento.

L'impianto è organizzato in gruppi di stringhe collegati alle cabine di campo attraverso gli inverter di stringa. In particolare, l'energia elettrica viene prodotta da ogni gruppo di stringhe collegate in parallelo tramite quadri di parallelo DC in corrente continua (denominati "string box") e viene trasmessa agli inverter installati in campo e ancorati ai pali di sostegno di una delle strutture, che provvedono alla conversione in corrente alternata. Gli inverter attraverso linee BT vengono collegati ai trasformatori BT/AT ubicati all'interno delle cabine di campo. Le linee AT 36 kV in cavo interrato collegano tra loro le cabine di campo, e quindi proseguono alla cabina di smistamento utente, prevista all'interno del campo 5.

Dalla cabina di smistamento utente si sviluppa una linea 36 kV interrata per il trasferimento dell'energia dell'impianto agrivoltaico alla futura Stazione Elettrica (SE) della RTN a 380/132/36 kV da inserire in entra – esce alla linea RTN 380 kV "Ravenna Canala – Porto Tolle" e alle linee RTN 132 kV afferenti alla Cabina Primaria Codigoro ricollegata in doppia antenna alla suddetta Stazione Elettrica.

La proposta progettuale presentata è stata sviluppata in modo da ottimizzare al massimo il rapporto tra le opere di progetto ed il territorio, limitare al minimo gli impatti ambientali e paesaggistici e garantire la sostenibilità ambientale dell'intervento.

La presente relazione descrive le opere strutturali previste per il progetto in oggetto.

1.1 Strutture metalliche di sostegno dei pannelli fotovoltaici

Per quanto riguarda la sistemazione e l'ancoraggio dei moduli costituenti il generatore fotovoltaico è previsto l'utilizzo di un sistema di supporto modulare, sviluppato al fine di ottenere un'alta integrazione estetica ad elevata facilità di impiego e di montaggio dei moduli fotovoltaici.

Le strutture di sostegno ipotizzate hanno la caratteristica di poter essere infisse nel terreno senza bisogno di alcun tipo di fondazione in calcestruzzo, compatibilmente alle caratteristiche geotecniche del terreno e alle prove penetrometriche che verranno effettuate in fase esecutiva. Come certificato dal costruttore, le strutture sono in grado di supportare il peso dei moduli anche in presenza di raffiche di vento di elevata velocità, di neve e altri carichi accidentali.

Le strutture che sostengono i moduli fotovoltaici sono posizionate in file parallele opportunamente distanziate in modo da evitare l'ombreggiamento reciproco, consentire le operazioni di pulizia e manutenzione dei pannelli, e avere gli spazi necessari per coltivare agevolmente e con i mezzi agricoli i terreni di interfila. L'altezza delle strutture in corrispondenza della barra di trasmissione tra le file parallele è di circa 4 m dal suolo; l'angolo di rotazione del mozzo è di $\pm 30^\circ$ rispetto all'orizzontale.

La struttura portante sarà costituita da colonne verticali infisse nel terreno, un corrente longitudinale e degli arcarecci posti perpendicolarmente al corrente stesso. La configurazione dei pannelli, scelta in via preliminare, è costituita da un blocco di 7 file di tracker monoassiali. Ciascuna di esse consta di 24 moduli, ripartiti in n.12 moduli a valle ed a monte rispetto ad una barra di trasmissione tra le file parallele che traslerà in direzione est-ovest facendo ruotare, contemporaneamente, tutte le file ad esso collegate lungo la medesima direzione. Si precisa che la struttura descritta è la dimensione massima prevedibile, ma la stessa è modulabile per numero di moduli. Il limite di 7 file è dato, infatti, dalla massima trazione trasmissibile dalla barra per far scorrere le strutture ad esso collegate.

Nel dettaglio in questa fase sono stati previsti l'utilizzo per le colonne di profilati IPE220, alle quali sono incernierate dei correnti di sezione scatolare 150x150x5 mm e su quest'ultimi si vincolano le aste di sezione omega 70x50x25x3 che servono da sostegni ai pannelli fotovoltaici. Si specifica che in fase esecutiva saranno effettuate ulteriori verifiche ed ulteriori calcoli volti a confermare o eventualmente modificare le soluzioni adottate in fase preliminare.

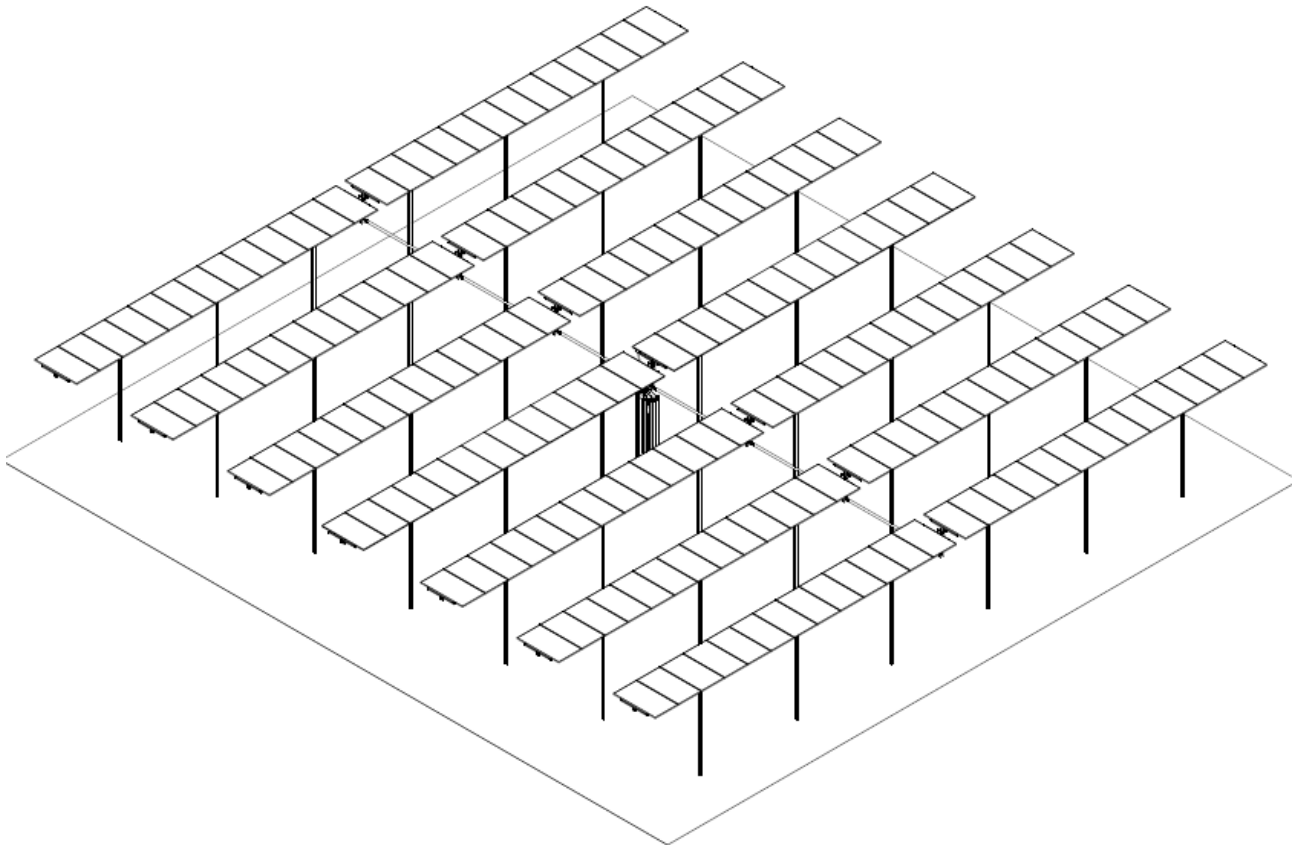


Figura 1 – Vista tridimensionale della struttura di fissaggio

Inoltre, si specifica che in fase di progettazione esecutiva sarà comunque necessario verificare la disponibilità dei profili da parte del fornitore scelto dalla committenza ed eventualmente individuare soluzioni in grado di garantire proprietà meccaniche e inerziali adeguate alle prestazioni richieste.

Perimetralmente all'area del campo agrivoltaico è prevista la realizzazione di una recinzione con lo scopo di proteggere l'impianto stesso. La recinzione perimetrale sarà realizzata con rete in acciaio zincato plastificata verde alta circa 170 m e sormontata da filo spinato, collegata a pali in acciaio tinteggiati verdi alti 2,4 m infissi direttamente nel suolo per una profondità di circa 60 cm. È stata evitata la scelta di recinzioni ancorare a cordoli di fondazione che risulta essere a maggior impatto ambientale. Per consentire l'accesso alle aree d'impianto è previsto per ogni campo un cancello carraio a due ante, con luce netta 5 m ed ante montate su pali in acciaio fissati al suolo con plinti di fondazione in calcestruzzo armato collegati da cordolo.

1.2 Cabine di campo prefabbricate

Come descritto precedentemente ad ogni inverter è associata una cabina di campo (power station), in particolare per l'impianto agrivoltaico saranno previste sei cabine di campo (comprehensive di cabine "Spare"); tali cabine saranno collegate tra di loro mediante un cavidotto a 36 kV interrato denominato "cavidotto interno".

Quest'ultimo giungerà ad una cabina di smistamento utente a partire dalla quale si svilupperà un cavidotto a 36 kV interrato, denominato "cavidotto esterno" per il trasferimento dell'energia dell'impianto agrivoltaico alla futura Stazione Elettrica (SE) della RTN a 380/132/36 kV da inserire in entra – esce alla linea RTN 380 kV "Ravenna Canala – Porto Tolle" e alle linee RTN 132 kV afferenti alla Cabina Primaria Codigoro ricollegata in doppia antenna alla suddetta Stazione Elettrica.

Per le cabine di campo si adotterà una soluzione assemblata tipo power station inclusiva di compartimenti AT e BT alloggiati in un container, con porzioni di pannelli laterali aperti e/o tettoie apribili, per favorire la circolazione dell'area.

Nell'elaborato FV.CDG01.PD.4.2.R00 sono riportati i disegni architettonici delle cabine di campo.

1.3 Cabina utente di smistamento e relativa fondazione in opera

La cabina utente di smistamento 36 kV si pone come interfaccia tra l'impianto agrivoltaico e la futura Stazione Elettrica (SE) della RTN a 380/132/36 kV.

La cabina utente di smistamento 36 kV sarà ubicata all'interno del campo 5 e presenta le dimensioni planimetriche di 15 x 4,60 per un'altezza fuori terra del corpo di fabbrica pari a 3,50 m e un piano interrato di 2 m. Essa si compone di quattro ambienti adiacenti, ma non comunicanti con ingresso indipendente:

- Locale TSA;
- Locale quadri AT 36 kV;
- Locale BT;
- Locale SCADA (Power Plant Controller).

Per i riferimenti grafici si rimanda all'elaborato di progetto FV.CDG01.PD.4.4.R00 "Particolari costruttivi della cabina di smistamento – pianta, prospetti e sezioni".

Secondo la soluzione di progetto la cabina utente di smistamento 36 kV è prevista all'interno del campo 5 e verrà sistemata su un'area con finitura in misto granulare.

La soluzione di progetto verrà approfondita durante la fase esecutiva. Allo stato attuale della progettazione si prevede che la struttura della cabina possa essere realizzata nelle seguenti modalità:

- Tipologia prefabbricata con struttura monolitica in calcestruzzo armato vibrato autoportante completa di porte di accesso, infissi e griglie di aerazione;
- Tipologia gettata in opera con struttura a travi e pilastri.

In ogni caso valgono le seguenti specifiche per le opere di completamento, ovvero le pareti esterne di tamponamento dovranno essere costituite da pannellature modulari, di spessore non inferiore ai 20 cm, del tipo orizzontale monolitico in C.A.V., aventi la faccia interna in cemento naturale liscio. Queste dovranno essere appoggiate su apposite travi porta pannelli o sui collari dei plinti; non è ammesso l'appoggio indiretto sulla struttura fondazionale.

Le pareti interne, di separazione tra il locale TSA e il locale quadri, dovranno essere realizzate in C.A.V., adeguatamente armato e di spessore non inferiore a 10 cm, dovranno essere trattate con intonaco murale

plastico. Queste dovranno avere resistenza al fuoco REI 120 e dovranno estendersi per tutta l'altezza interna della cabina di smistamento (fino a sotto copertura).

La copertura dovrà essere costituita da un solaio di tipo alveolare o solaio in polistirene espanso e dovrà essere completata con una impermeabilizzazione, costituita da guaina o pannelli sandwich coibentati.

La pavimentazione nel locale quadri dovrà essere del tipo modulare sopraelevata con piano di appoggio costituito da una soletta in CLS a superficie regolare e perfettamente piana trattata superficialmente antipolvere. Il pavimento dovrà essere dimensionato per sopportare un carico concentrato di 50 kN ed un carico uniformemente distribuito non inferiore a 5 kN/m².

Sul pavimento dovranno essere predisposte apposite finestrate per il passaggio dei cavi in arrivo a 36 kV completo di botola di accesso al vano cavi.

Le porte esterne dovranno essere costituite da uno o più battenti mobili e avere dimensioni 1600x2650 (H) mm; dovranno essere dotate di serratura di sicurezza a tre punti di chiusura, anche con maniglioni antipanico e le griglie di aerazione saranno il tipo standard di dimensioni 1200x500 (H) mm. I materiali da utilizzare sono o vetroresina stampata, o lamiera, ignifughe ed autoestinguenti.

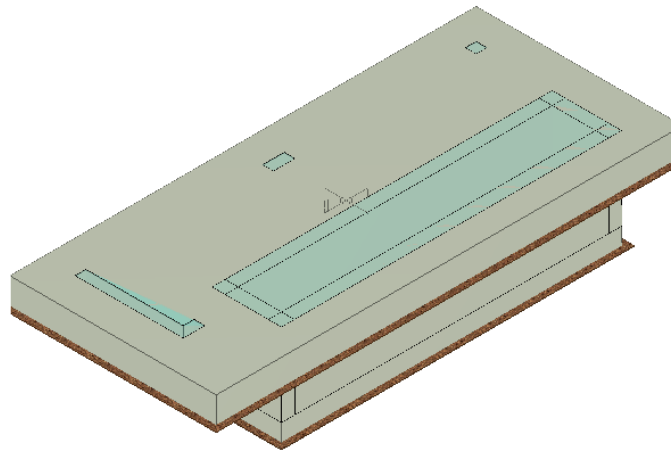


Figura 7 – Vista

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

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".

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica
- Roma 1981.

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 della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 3 - *"Progettazione delle strutture in acciaio"* - EN 1993-1-1.

CEI 82-74 – *"Metodi di calcolo delle azioni del vento e criteri di dimensionamento di strutture di supporto di moduli fotovoltaici o di collettori solari"* – 2018-02.

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

3 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente, particolare attenzione è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera.

Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

Tabella 1 - Caratteristiche calcestruzzo armato

N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}	n	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Cls C32/40															
002	25,000	0,000010	33,346	13,894	60	P	40,00	-	0,85	1,50	18,81	1,41	3,63	15	003

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
α_{T,i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E · C _{Erid}].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R_{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R_{cm}	Resistenza media cubica.
%R_{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck}
γ_c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f_{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f_{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f_{ctm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

Tabella 2 - Caratteristiche acciaio

N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	Stz	f _{yk,1} / f _{yk,2}	f _{tk,1} / f _{tk,2}	f _{yd,1} / f _{yd,2}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7} NCnt	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
S275																
003	78 500	0,000012	210,00	80 769	P	275,00 255,00	430 410	261,90 242,86	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
S355																
004	78 500	0,000012	210,00	80 769	P	355,00 335,00	510 470	338,10 319,05	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
Acciaio B450C - (B450C)																
005	78 500	0,000010	210,00	80 769	P	450,00 -	-	391,30 -	-	1,15	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
α_{T,i}	Coefficiente di dilatazione termica.



E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
f_{tk,1}	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con $t \leq 40$ mm).
f_{tk,2}	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
f_{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ_{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ_{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
$\gamma_{M3,SLV}$	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
$\gamma_{M3,SLE}$	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ_{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
f_{yk,1}	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $t \leq 40$ mm).
f_{yk,2}	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
f_{yd,1}	Resistenza di calcolo (per profili con $t \leq 40$ mm).
f_{yd,2}	Resistenza di calcolo (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

4 ANALISI DEI CARICHI

La valutazione dei carichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del D.M. 2018. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

5 AZIONI SULLA STRUTTURA

Le azioni sulla struttura in esame sono valute in accordo al capitolo 3 del D.M. 2018. In particolare, sono presenti:

- Carichi permanenti strutturali e non strutturali;
- Carichi accidentali;
- Azione del vento;
- Azione da neve;
- Azione sismica.

Le azioni così ottenute sono opportunamente combinate tra loro in base alle combinazioni di carico indicate dalla norma di riferimento e riportate in dettaglio al §6 della presente. Da queste si ottengono i valori di progetto delle sollecitazioni da impiegare successivamente nelle verifiche. I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018.

5.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali in acciaio e in c.a. è stato portato in considerazione automaticamente dal programma di calcolo nella modellazione geometrica della struttura, le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione.

Per le fondazioni delle cabine si è tenuto in conto il peso delle opere sovrastanti che, a vantaggio di sicurezza, è stato considerato analogo per tutte le opere fondali e pari a **25000 N/m²**.

5.2 Carichi permanenti non strutturali

Peso proprio dei pannelli fotovoltaici, ognuno dei quali avente peso di **376 N**.

I pesi delle apparecchiature sovrastante i supporti delle opere di stazione, è stato fornito in base alla tipologia. Tali carichi sono stati modellati come azioni concentrate e applicate in sommità alla struttura di sostegno.

5.3 Carichi Accidentali

Per le opere fondali si è assunto un carico accidentale pari a **6000 N/m²** (cat. E – aree ad uso industriale, tab. 3.1.II del D.M. 2018).

5.4 Azione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d \quad (\text{relazione 3.3.4 - D.M. 2018});$$

dove

- q_r : la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\text{relazione 3.3.6 - D.M. 2018});$$

con:

- ρ : densità dell'aria (assunta pari a 1,25 kg/m³);
- v_r : velocità di riferimento del vento (in m/s), data da (Eq. 3.3.2 - D.M. 2018):
- $v_r = v_b \cdot C_r$, con:
- α_R : coefficiente dato dalla seguente relazione:

$$c_r = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad (\text{relazione 3.3.3 - D.M. 2018});$$

- v_b : velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni, data da: $v_b = v_{b,0} \cdot C_a$

dove:

- C_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:
- $C_a = 1$ per $a_s \leq a_{0a} = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m
- $v_{b,0}$, a_0 , k_a : parametri forniti dalla Tab. 3.3.I del §3.3.2 D.M. 2018 a_s : altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;
- T_R : periodo di ritorno espresso in anni.
- C_e : coefficiente di esposizione, che per altezza sul suolo (z) non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} C_e(z) &= k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)] & \text{per } z \geq Z_{\min} \\ C_e(z) &= C_e(Z_{\min}) & \text{per } z < Z_{\min} \end{aligned} \quad (\text{relazione 3.3.7 - D.M. 2018});$$

dove:

- k_r , Z_0 , Z_{\min} : parametri forniti dalla Tab. 3.3.II del par. 3.3.7 D.M. 2018 (*funzione della categoria di esposizione del sito e della classe di rugosità del terreno*);
- C_t : coefficiente di topografia (assunto pari ad 1).
- C_p : coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento (cfr. § 3.3.8 - D.M. 2018).
- C_d : coefficiente dinamico (assunto pari ad 1; par. 3.3.9 - D.M. 2018).

Per la valutazione del coefficiente di forma (o pressione) si è fatto riferimento alle indicazioni della norma CEI 82-74, che prende in esame l'inclinazione dei pannelli, le dimensioni complessive della struttura, e le disposizioni geometriche nelle varie configurazioni.

5.5 Azione della neve

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

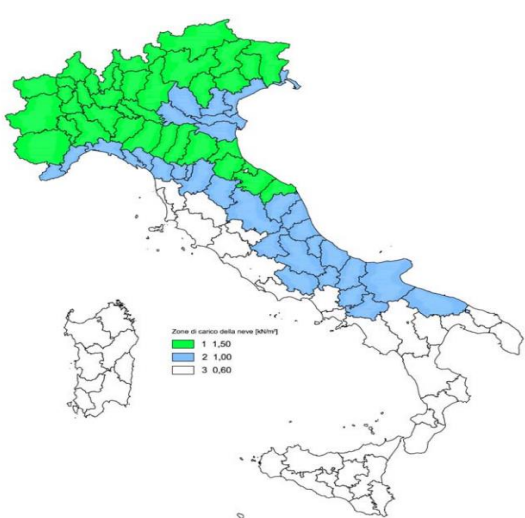
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in $[kN/m^2]$. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Tabella 3 - Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/m ²
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/m ²
II	$q_{sk} = 1,00$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²
III	$q_{sk} = 0,60$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²

Zone di carico della neve	
 <p>Mappe delle zone di carico della neve [cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].</p>	<p>I - Alpina: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza</p> <p>I - Mediterranea: Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese</p> <p>II: Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona</p> <p>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</p>

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia

Tabella 4 - Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Tabella 5 - Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0.2 + 10 h / b \leq 2.0$

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

Tabella 6 - Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

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

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

Il carico neve è funzione dell'inclinazione della superficie su cui si deposita, ovvero dell'inclinazione dei pannelli fotovoltaici.

5.6 Azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

Le opere in oggetto sono state progettate per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **2**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria **C** per l'area parco e stazione.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.00**.

Si riportano, di seguito, le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum WGS84 ed i dati di pericolosità come definiti da normativa:

Area di Impianto				
Lat: 44.836553° (WGS 84)		Long: 12.192903° (WGS 84)		
Lat: 44.837476° (ED50)		Long: 12.193882° (ED50)		
STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c (s)
SLO	30	0,029	2,508	0,221
SLD	35	0,031	2,520	0,234
SLV	332	0,063	2,691	0,335
SLC	682	0,079	2,692	0,348

6 DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Le azioni sulla costruzione sono state combinate secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_{1k} + G_{2k} + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_{1k} + G_{2k} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_{1k} + G_{2k} + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_{1k} + G_{2k} + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Le verifiche strutturali e geotecniche sono state effettuate in conformità agli approcci previsti dal D.M.2018 applicando gli opportuni coefficienti richiesti dalle specifiche verifiche.

7 MODELLO DI CALCOLO E METODO DI ANALISI

Le verifiche strutturali preliminari sono state condotte utilizzando un modello di calcolo composto da elementi beam, simulanti il comportamento delle membrature componenti.

Nel dettaglio per le strutture di sostegno dei pannelli, il modello di calcolo impiegato prevede dei vincoli di incastro alla base delle colonne verticali, i correnti orizzontali collegati alla testa delle colonne verticali, sono state muniti, alle estremità degli stessi di vincolo a cerniera, mentre gli arcarecci si sono considerati incastrati al corrente orizzontale.

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Si precisa che, per ogni tracker, si sono impiegati due modelli di calcolo strutturale che esaminano delle condizioni di inclinazione estreme:

- Angolo di inclinazione dei pannelli fotovoltaici $\alpha=0^\circ$ (pannello orizzontale);
- Angolo di inclinazione $\alpha=60^\circ$ (inclinazione massima).

Per le strutture di stazione, il modello di calcolo prevede degli elementi beam per simulare il comportamento della carpenteria metallica, alla quale è collegata la fondazione, modellata a seconda dei casi, con elementi plinto o platea su di un letto di molle alla Winkler.

Le fondazioni delle cabine sono state modellate come platee su di un letto di molle alla Winkler, sulle quali sono stati applicati i carichi mediante azioni distribuite.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a. segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli elementi di fondazione sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

Per le strutture oggetto di progettazione è stata eseguita un'analisi dinamica lineare tenendo conto delle azioni gravitazionali e sismiche.

8 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU – SLV avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si costruiscono le combinazioni sismiche in base al D.M. 2018 secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018, ottenendo un ulteriore insieme di sollecitazioni;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo, tra tutte le combinazioni, con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

8.1 Verifiche strutturali elementi in acciaio.

La progettazione delle strutture è avvenuta in modo da soddisfare le verifiche richieste per gli SLU (statici e sismici) e per gli SLE (statici e sismici) mediante l'ausilio del codice di calcolo. Le verifiche condotte sulle sezioni sono sotto riportate:

Verifiche SLU – SLV

- Flessione: in accordo con § 4.2.4.1.2 del D.M. 17/01/2018;
- Taglio: in accordo con § 4.2.4.1.2 del D.M. 17/01/2018;
- Instabilità: in accordo con § 4.2.4.1.2 del D.M. 17/01/2018.

Di seguito una rappresentazione grafica tipologica dei risultati maggiormente significativi ottenuti per l'analisi di una singola fila di moduli. I coefficienti di sicurezza sono espressi in termini di rapporto domanda/capacità; pertanto, la verifica è soddisfatta se si verifica la condizione $CS < 1$.

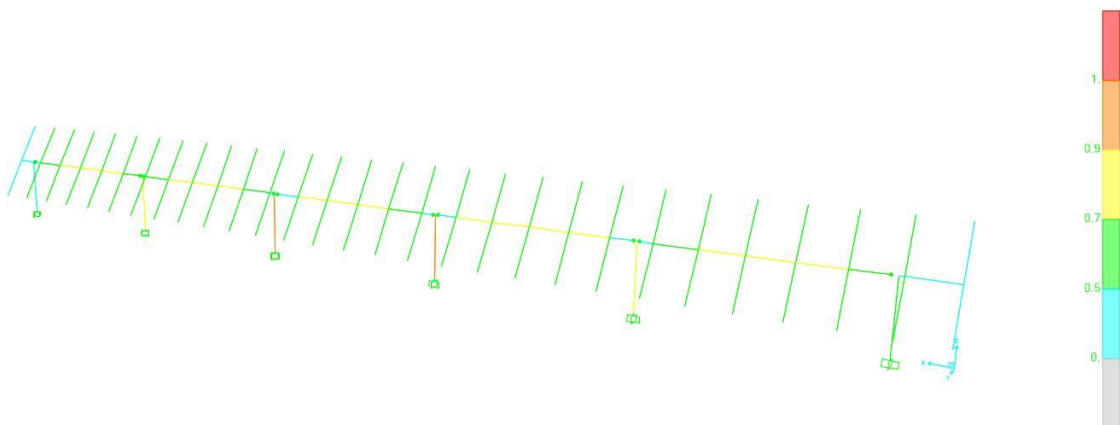


Figura 22 - Coefficienti di sicurezza verifica di instabilità

8.2 Verifiche strutturali elementi in C.A.

La progettazione delle armature è avvenuta in modo da soddisfare le verifiche richieste per gli SLU (statici e sismici) e per gli SLE (statici e sismici) mediante l'ausilio del codice di calcolo. Le verifiche condotte sulle sezioni sono sotto riportate:

Verifiche SLU – SLV

- Flessione: in accordo con § 4.1.2.3.4.2 del D.M. 17/01/2018.

Verifiche SLE – SLD

- Fessurazione: in accordo con §4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018;
- Limitazione delle tensioni: in accordo con §4.1.2.2.5 del D.M. 17/01/2018.

Verifiche SLE – SLD

- Fessurazione: in accordo con §4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018;
- Limitazione delle tensioni: in accordo con §4.1.2.2.5 del D.M. 17/01/2018.

9 CALCOLO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le verifiche geotecniche delle fondazioni delle cabine, sono state sviluppate con l'Approccio 2 come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 7 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - Tabella 6.2.I del D.M. 2018

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

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

Tabella 8 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno - Tabella 6.2.II del D.M. 2018

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \varphi_k$	γ_{φ}	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Tabella 9 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali - Tabella 6.4.I del D.M. 2018

Verifica	Coefficiente Parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

9.1 Carico limite

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

- c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- $q = \gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;
- γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;
- D = profondità del piano di posa della fondazione;



-
- B' = larghezza ridotta della suola di fondazione;
 - L = lunghezza della fondazione;
 - γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
 - N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;
 - s, d, i, g, b, ψ, r = coefficienti correttivi.

Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.

10 CALCOLO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

10.1 Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare, bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- Q_T portanza totale del palo;
- Q_P portanza di base del palo;
- Q_L portanza per attrito laterale del palo;
- W_P peso proprio del palo;
- le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_P$$

10.2 Capacità portante di punta

In generale, la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso di volume del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c N'_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Sono stati utilizzati i coefficienti di Hansen con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

10.3 Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \operatorname{tg} \delta$$

Dove:

- c_a è l'adesione palo-terreno;
- δ è l'angolo di attrito palo-terreno;
- γ è il peso di volume del terreno;
- z è la generica quota a partire dalla testa del palo;
- L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo;
- K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

11 VERIFICHE GEOTECNICHE

Per le varie tipologie di fondazioni, i coefficienti di sicurezza sono espressi in termini di rapporto capacità/domanda. La verifica è soddisfatta essendo confermata la condizione $CS > 1$.

Per quanto concerne il sistema terreno-fondazione, le strutture dei pannelli fotovoltaici sono previste essere infisse nel terreno, pertanto, le verifiche sono condotte in accordo a quanto specificato dal § 6.4.3.1 del D.M. 17/01/2018 per gli SLU per le fondazioni profonde.

Al fine di poter utilizzare le classiche formule statiche per i pali infissi, la sezione dei profili impiegati per le colonne verticali viene ricondotta ad un palo equivalente il cui perimetro della sezione è uguale al perimetro della sezione della colonna verticale.

Dai risultati dell'analisi si ottengono i seguenti risultati per verifiche a carichi verticali e trasversali:

Tabella 10 - carico limite verticale

$N_{d,comp}$ [kN]	$N_{d,traz}$ [kN]	$R_{d,tot}$ [kN]	$R_{lat,traz}$ [kN]	CS_{totale}	$CS_{trazione}$
51,76	-4,43	61,57	-42,6	1,19	9,61

Tabella 11 - carico limite orizzontale

infissione [m]	F_e [kN]	F_d [kN]	CS
4	22,72	37,96	1,67

La profondità di infissione che soddisfa le verifiche è pari a **400 cm**.

In fase di progettazione esecutiva, la lunghezza di infissione delle colonne verticali potrà essere ottimizzata prescrivendo delle prove di carico su pali pilota. Qualora la profondità di infissione desunta anche dalle prove fosse "significativa" si valuterà l'adozione di un altro tipo di fondazione.

12 CONCLUSIONI

L'opera sopra descritta è conforme ai requisiti prestazionali richiesti dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. del 17/01/2018. **Ulteriori indicazioni e aspetti saranno analizzati nella fase esecutiva del progetto.**