

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 8:  
**RELAZIONI SPECIALISTICHE**

Titolo elaborato:  
**Relazione Geotecnica**

N. Elaborato: **8.12**

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.8.12.R00.doc	Nome file stampa	FV.CDG01.PD.8.12.R00.pdf	Formato di stampa	A4

## **INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>4</b>
<b>3.1</b>	<b>IDROGEOLOGIA</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO</b>	<b>5</b>
<b>4.1</b>	<b>MODELLAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI DIRETTE</b>	<b>5</b>
<b>4.2</b>	<b>MODELLAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI INDIRETTE</b>	<b>6</b>
<b>4.2.1</b>	<b>PORTANZA TRASVERSALE DEI PALI - ANALISI AD ELEMENTI FINITI</b>	<b>6</b>
<b>4.3</b>	<b>PERICOLOSITÀ SISMICA</b>	<b>6</b>
<b>5</b>	<b>SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE</b>	<b>7</b>
<b>6</b>	<b>VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI INDIRETTE</b>	<b>7</b>
<b>6.1</b>	<b>ANALISI DEI PALI</b>	<b>9</b>
<b>6.2</b>	<b>CAPACITÀ PORTANTE DI PUNTA</b>	<b>10</b>
<b>6.3</b>	<b>CAPACITÀ PORTANTE PER RESISTENZA LATERALE</b>	<b>10</b>
<b>6.4</b>	<b>RISULTATI FONDAZIONI INDIRETTE</b>	<b>11</b>
<b>7</b>	<b>VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI DIRETTE</b>	<b>12</b>
<b>7.1</b>	<b>CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE</b>	<b>13</b>
<b>7.1.1</b>	<b>CALCOLO DEI FATTORI <math>N_c</math>, <math>N_q</math>, <math>N_f</math></b>	<b>14</b>
<b>7.1.2</b>	<b>CALCOLO DEI FATTORI DI FORMA <math>s_c</math>, <math>s_q</math>, <math>s_f</math></b>	<b>14</b>
<b>7.1.3</b>	<b>CALCOLO DEI FATTORI DI PROFONDITÀ DEL PIANO DI POSA <math>d_c</math>, <math>d_q</math>, <math>d_f</math></b>	<b>14</b>
<b>7.1.4</b>	<b>CALCOLO DEI FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO <math>i_c</math>, <math>i_q</math>, <math>i_f</math></b>	<b>15</b>
<b>7.1.5</b>	<b>CALCOLO DEI FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI CAMPAGNA <math>b_c</math>, <math>b_q</math>, <math>b_f</math></b>	<b>15</b>
<b>7.1.6</b>	<b>CALCOLO DEI FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA <math>g_c</math>, <math>g_q</math>, <math>g_f</math></b>	<b>16</b>
<b>7.1.7</b>	<b>CALCOLO DEI FATTORI DI RIDUZIONE PER ROTTURA A PUNZONAMENTO <math>\Psi_c</math>, <math>\Psi_q</math>, <math>\Psi_f</math></b>	<b>16</b>
<b>7.1.8</b>	<b>CORREZIONE PER FONDAZIONE TIPO PIASTRA</b>	<b>17</b>
<b>8.</b>	<b>CONCLUSIONI</b>	<b>18</b>

## **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 entrata – uscita 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.

---

## **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 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord.)

*"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018".*

- **Eurocodice 7** - *"Progettazione geotecnica"* - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 *"Norme Tecniche per le Costruzioni"*.

### 3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Come illustrato nella "Relazione geologica e geomorfologica", (rif. elab. FV.CDG01.PD.03.R00), per una prima caratterizzazione stratigrafica e litologica dell'area di progetto è stato fatto riferimento alle numerose indagini, dirette ed indirette, effettuate nell'area e contenute nel PSC del comune di Codigoro, integrate con le risultanze di una campagna di indagini geofisiche sismiche, eseguite specificatamente per il progetto in esame e consistenti nella realizzazione di n. 4 indagini in sismica passiva di tipo ESAC.

Le indagini hanno indicato una buona omogeneità dei terreni di substrato, dal punto di vista sismico, con valori del VSeq compresi tra 177 e 190 m/s che, unitamente a valutazioni circa il sostanziale graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, indicano un sottosuolo ricadente in categoria C e D.

**NB:** Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite ( $q_{lim}$ ) viene fatto su un terreno "equivalente" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "significativa" (stabilita come "Multiplo della dimensione Significativa della fondazione").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_i^n [\text{Parametro "J"} (\text{strato}, i) \cdot \text{Spessore} (\text{strato}, i)]}{\text{Profondità significat iva}}$$

con  $i = 1, \dots, n$  (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

Come specificato nella "Relazione geologica e geomorfologica" in fase esecutiva verrà effettuato un dettagliato e puntuale piano di indagini in campo e di laboratorio che permetterà una caratterizzazione di ancora maggior dettaglio sui parametri geotecnici e quindi un'ottimizzazione sulla progettazione delle opere fondali.

#### 3.1 Idrogeologia

Le indicazioni riportate nella "Relazione geologica e geomorfologica" evidenzia che, dal punto di vista idrografico generale, tutti i manufatti in progetto, ovvero le opere dell'area di impianto e la linea di connessione, ricadono all'interno del bacino idrografico del *Fiume Po* il quale scorre circa 9 km a nord dell'area di impianto, mentre l'elemento idrografico secondario più prossimo è rappresentato dal corso d'acqua denominato *Po di Volano*, il quale scorre poco più di 1 km a sud.

Più nel dettaglio, l'area risulta interessata da numerosi canali ma tutti di origine antropica, legata a canali irrigui o di scolo e bonifica idraulica, (rif. elab. FV.CDG01.PD.03.R00, Tav.04 e Fig. 5-3).

Relativamente agli aspetti idrologici, sia con riferimento ad indagini geognostiche realizzate in adiacenza all'area di impianto che alla carta delle isobate del PSC del comune di Codigoro è segnalata la presenza di una falda acquifera a circa - 1,5 metri dal piano campagna.

## 4 MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Per una prima caratterizzazione stratigrafica e litologica dell'area di progetto è stato fatto riferimento alle numerose indagini, dirette ed indirette, effettuate nell'area e contenute nel PSC del comune di Codigoro, integrate con le risultanze di una campagna di indagini geofisiche sismiche, eseguite specificatamente per il progetto in esame e consistenti nella realizzazione di n. 4 indagini in sismica passiva di tipo ESAC (rif. elab. FV.CDG01.PD.03.R00).

Sulla base dei risultati ottenuti e delle correlazioni con le indagini di riferimento è stato possibile effettuare una ricostruzione del modello litostratigrafico del terreno, per come di seguito rappresentato:

- **Livello 1: Terreno di Copertura:** Livello di copertura, geotecnicamente non significativo, per uno spessore valutabile fino a circa 0,5 metri. L'orizzonte è costituito da depositi colluviali e da terreni di natura agrario-eluviale a prevalente matrice sabbiosa fine e limo-sabbiosa di colore marrone chiaro;
- **Livello 2: Substrato:** Orizzonte costituito da un'alternanza di livelli decimetrici sabbiosi a grana fine, sabbio-limosi e limosabbiosi di colore grigio chiaro per uno spessore di circa 6.0 metri;
- **Livello 3: Substrato:** Limi debolmente sabbiosi a tratti sabbiosi a grana medio-fine di colore grigiastro.

Nella "Carta delle Qualità Geotecniche" definita nel PSC del comune di Codigoro e relativa alle caratteristiche medie del terreno nei prime 3,0 e 7,0 metri, l'area di progetto viene classificata con caratteristiche geotecniche medie.

Relativamente alle condizioni topografiche di sito, essendo la totalità delle aree di progetto perfettamente pianeggiante il sito è inquadrabile nella categoria topografica T1.

### 4.1 Modellazione geotecnica fondazioni dirette

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidità offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

La modellazione del suolo come letto di molle alla Winkler prevede la definizione delle costanti di sottofondo del terreno che vengono definite tramite la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

$K_1$  = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato  $b = 30$  cm (i valori assunti sono definiti sulla base di letteratura ufficiale (Rif. *Fondazioni C. Viggiani, 2003*);

$c$  = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni (Rif. *Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315*):

$$c = \left[ \frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2 \quad \text{per terreni incoerenti}$$

$$c = \left( \frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B} \quad \text{per terreni coerenti}$$

Essendo:

$b = 0,30$  m, dimensione della piastra standard;

$L$  = lato maggiore della fondazione;

$B$  = lato minore della fondazione.

## 4.2 Modellazione geotecnica fondazioni indirette

### 4.2.1 Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica  $K$  espressa in  $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$  che rappresenta la pressione (in  $\text{Kg/cm}^2$ ) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm.

Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite,  $X_{\max}$  oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. È evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo.

## 4.3 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe delle opere e la vita nominale, in particolare è stata considerata una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **2**.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come 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)
<b>SLO</b>	30	0,029	2,508	0,221
<b>SLD</b>	35	0,031	2,520	0,234
<b>SLV</b>	332	0,063	2,691	0,335
<b>SLC</b>	682	0,079	2,692	0,348

$T_r$  Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.

$a_g/g$  Coefficiente di accelerazione al suolo.

$F_o$  Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

$T^*_c$  Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

## 5 SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

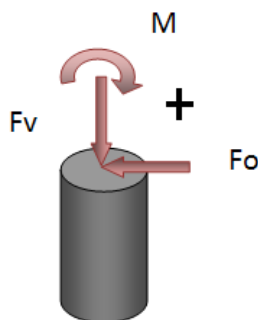
La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno ed alle azioni agenti sulle strutture. Per il progetto in esame sono previste **fondazioni indirette** per le strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici e **fondazioni dirette** per le cabine e le opere di stazione.

## 6 VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI INDIRETTE

Le verifiche sono state sviluppate considerando solo gli SLU di tipo geotecnico che si attingono in seguito al raggiungimento del carico limite del palo. Al riguardo si deve osservare che per la geometria e le caratteristiche strutturali della fondazione e per la posizione dei pali si esclude la verifica a stabilità globale.



Per quanto riguarda il segno dei carichi esso adotta la seguente convenzione:



**Convenzione positiva dei carichi**

Nel dettaglio le verifiche agli SLU sono state sviluppate secondo gli approcci indicati dalla normativa **Ai+Mi+Ri** dove con  $A_i$  sono indicati i fattori di combinazione dei carichi, con  $M_i$  quelli riduttivi dei parametri caratteristici del terreno e  $R_i$  quelli di riduzione della resistenza caratteristica. I coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni sono riportati nella tabella 6.2.I del cap.6 (progettazione geotecnica) della norma, i coefficienti di sicurezza da applicare ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nella tabella 6.2.II e sono unitari. I coefficienti di sicurezza da applicare alle resistenze sono maggiori dell'unità e sono riportati nella tabella 6.4.II.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere dedotta da metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito; il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati di seguito (Tab. 6.4.IV NTC 18) in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \eta$$

$$R_{t,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \eta$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti  $\xi$  deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II della norma riportata di seguito.

**Tabella 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

Per i carichi trasversali si adottano i seguenti coefficienti:

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T=1,0$	$\gamma_T=1,6$	$\gamma_T=1,3$

## 6.1 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  $\phi$  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

e 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  $\eta_p$  ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale  $\eta_l$ .

Palo compresso:

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

Palo teso:

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

## 6.2 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,  $\gamma$  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  $\eta$  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:  $K_0 = 1 - \sin\phi$ .

## 6.3 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  $\tau_a$  è dato dalla relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove  $c_a$  è l'adesione palo-terreno,  $\delta$  è l'angolo di attrito palo-terreno,  $\gamma$  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.

## 6.4 Risultati fondazioni indirette

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 1 - 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	-42,60	1,19	9,61

Tabella 2 - 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.**

## 7 VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI DIRETTE

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni sono state effettuate 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 3 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - Tabella 6.2.I del D.M. 2018**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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 4 - 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 $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	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 5 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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.

## 7.1 Carico limite fondazioni dirette

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;

$\gamma$  = 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 (vedi **NB**);

$L$  = lunghezza della fondazione;

$\gamma_f$  = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;

$s, d, i, g, b, \psi, r$  = coefficienti correttivi.

**NB:** 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  $B' \leq L'$ .

dove:

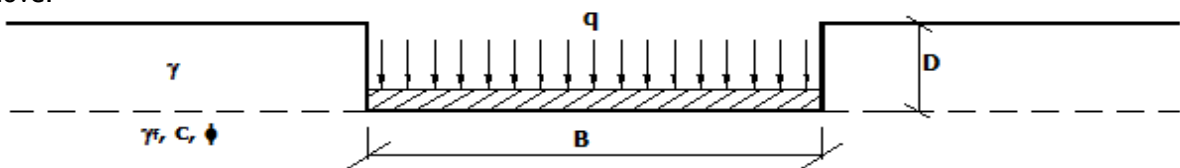


Figura 1 - schematizzazione impostazione di calcolo del carico limite

### 7.1.1 Calcolo dei fattori $N_c$ , $N_q$ , $N_\gamma$

Tabella 6 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, \phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$
$N_\gamma = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$
se $\omega = 0$ se $\omega \neq 0$	

dove:

$k_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$  è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

$\phi$  = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$\omega$  = angolo di inclinazione del piano campagna.

### 7.1.2 Calcolo dei fattori di forma $s_c$ , $s_q$ , $s_\gamma$

Tabella 7 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, \phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con  $B'/L' < 1$ .

### 7.1.3 Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa $d_c$ , $d_q$ , $d_\gamma$

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg \left( \frac{D}{B'} \right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Tabella 8 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, \phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$d_c = 1 + 0,4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

### 7.1.4 Calcolo dei fattori di inclinazione del carico $i_c$ , $i_q$ , $i_y$

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione}$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione}$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2\theta + m_B \cdot \sin^2\theta \quad \text{se la forza H forma un angolo } \theta \text{ con la direzione longitudinale della fondazione}$$

Tabella 9 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni coesivi ( $c \neq 0, \phi = 0$ )	Terreni incoerenti ( $c = 0, \phi \neq 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_y = 0$	$i_y = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_y = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

### 7.1.5 Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna $b_c$ , $b_q$ , $b_y$

Indicando con  $\omega$  la pendenza del piano campagna, si ha:

Tabella 10 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, \phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$
$b_y = b_q / \cos \omega$	$b_y = b_q / \cos \omega$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi; \quad \omega < 45^\circ.$$

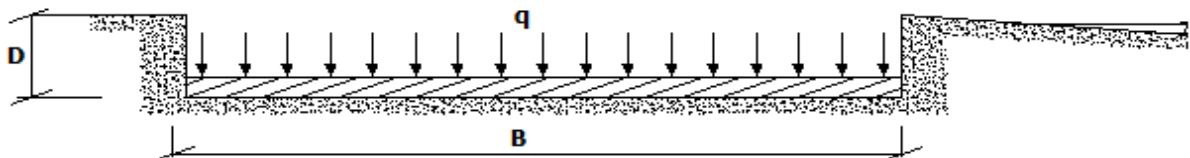


Figura 2 - schematizzazione impostazione di calcolo del carico limite



### 7.1.6 Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa $g_c$ , $g_q$ , $g_\gamma$

Indicando con  $\varepsilon$  la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Tabella 11 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, \phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45^\circ$$

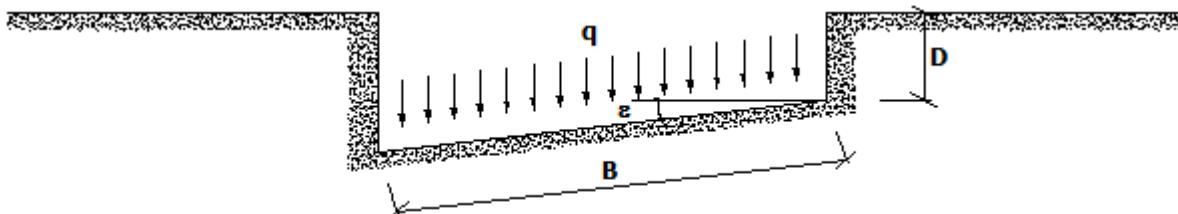


Figura 3 - schematizzazione impostazione di calcolo del carico limite

### 7.1.7 Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento $\Psi_c$ , $\Psi_q$ , $\Psi_\gamma$

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

= modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

$\nu$  = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

$\sigma$  = tensione litostatica alla profondità  $D+B/2$ .

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento  $\Psi_c$ ,  $\Psi_q$ ,  $\Psi_\gamma$  sono inferiori all'unità;

ciò accade quando l'indice di rigidità  $I_r$  si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[ \left( 3,3 - 0,45 \frac{B}{L} \right) \cot \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Tabella 12 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, \phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$\Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\Psi_q = 1$	$\Psi_q = e^{\left\{ \left( 0.6 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \sin \phi \text{Log}(2I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

### 7.1.8 Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "B·N<sub>γ</sub>", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione **r<sub>γ</sub>**:

$$r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente  $r_\gamma$  al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

Tabella 13 - fattori correttivi formula del carico limite

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
r <sub>γ</sub>	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine "B·N<sub>γ</sub>" è predominante. Grafici sintetici fondazioni superficiali.

---

## **8. Conclusioni**

Per le varie tipologie di fondazioni i coefficienti di sicurezza sono espressi in termini di rapporto capacità/domanda.

La verifica delle opere in progetto è soddisfatta poiché risulta rispettata la condizione  $CS > 1$ .