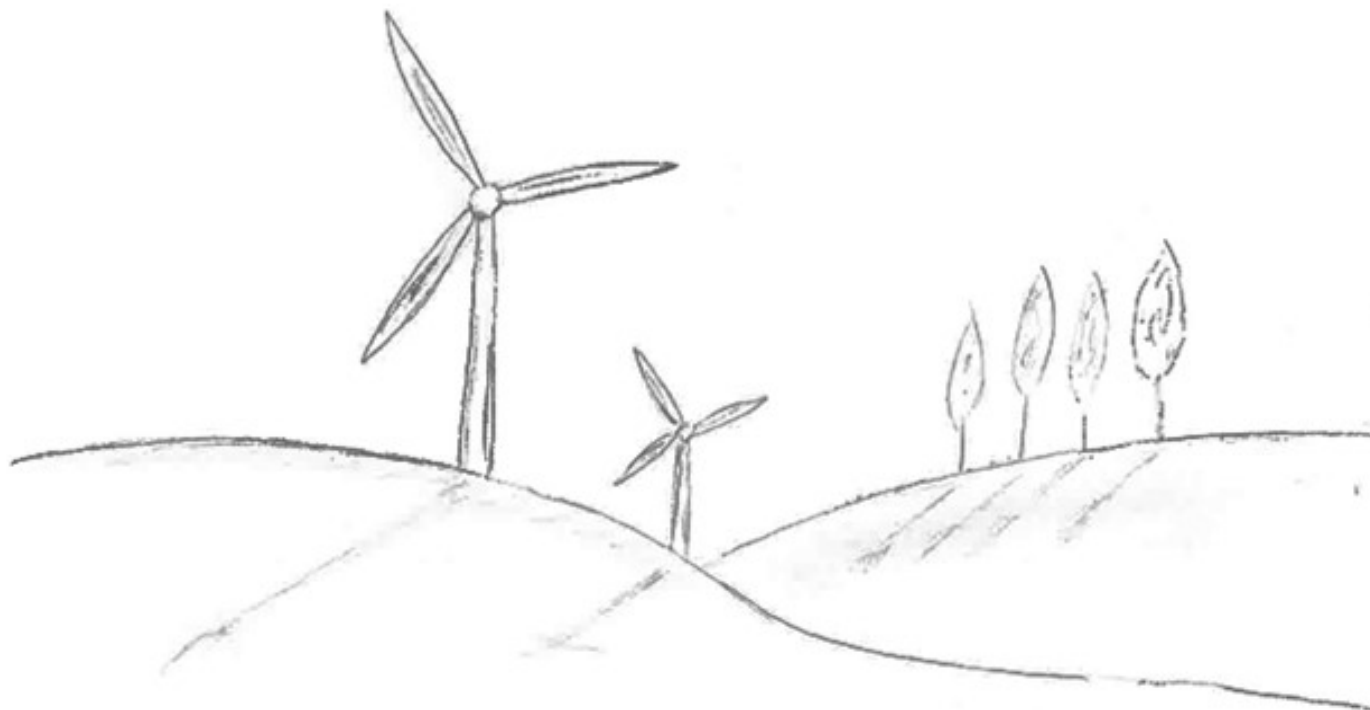


OGGETTO

PARCO EOLICO MANCIANO



PROGETTO

REALIZZAZIONE DI IMPIANTO EOLICO IN AREE TOTALMENTE IDONEE (D.Lgs. n°199/2021 e Allegato 1b del PIT Regione Toscana) COMPOSTO DA 7 AEROGENERATORI CON POTENZA COMPLESSIVA DI 50,4 MW

VALUTAZIONE DI IMPATTO AMBIENTALE

CONSULENZA



SINTECNICA ENGINEERING S.R.L.
Piazza IV Novembre, 4
Milano - 20124
P.I. 10246080963

Progettista:

ING. LUCA TRIPPANERA



Gruppo di Lavoro:

**ANDREA COLUCCI
GIULIO GORINI
MATTEO FARULLI
SAMUELE GIRAFFA**

PROPONENTE



GRUPPO VISCONTI MANSANO S.R.L.

Via Giuseppe Ripamonti, 44
Milano - 20141
P.I. 13357780967

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Numero attività
395.GVI.23
Codice Documento
R.CV.395.GVI.23.003.00

Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Verificato	Approvato
00	22.03.2024	Emissione	L.T.	D.M.	L.T.
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

Località
COMUNE DI MANCIANO
Provincia di Grosseto
Regione Toscana

PROGETTO PARCO EOLICO MANCIANO
COMUNE DI MANCIANO
PROVINCIA DI GROSSETO - REGIONE TOSCANA

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE DELLE OPERE DI FONDAZIONE



Sommario

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
	2.1 NORME GENERALI	4
	2.2 NORMATIVE SPECIFICHE PER LE STRUTTURE	4
	2.3 NORMATIVE SPECIFICHE RELATIVE ALLE OPERE GEOTECNICHE	4
	2.4 NORMATIVA SPECIFICA PER TORRI EOLICHE	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
	3.1 ACCIAIO DI ARMATURA ORDINARIA	5
	3.2 ACCIAIO PER MICROPALI	5
	3.3 CALCESTRUZZI	5
	3.4 PRESCRIZIONI PER CALCESTRUZZO PER STRUTTURE DI FONDAZIONE	5
4	PARAMETRI GEOTECNICI.....	7
5	GEOMETRIA	7
	5.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI	7
	5.2 FONDAZIONI PROFONDE	8
6	CARICHI TRASMESSI DALL'AEROGENERATORE.....	11
	6.1 Carichi ultimi alla base della fondazione	11
	6.1.1 Carichi dovuti al vento e al peso della torre e della turbina	11
	6.1.2 Carichi dovuti al peso della fondazione e del terreno considerando i seguenti pesi specifici	11
	6.1.3 Carichi totali	12
7	VERIFICHE FONDAZIONI SUPERFICIALI	13
	7.1 Capacità portante	13
8	VERIFICHE FONDAZIONI PROFONDE.....	18

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha come oggetto il progetto del “Parco Eolico di Manciano”, in provincia di Grosseto, situato nelle località di Montauto, Campigliola e Mulino Santa Maria, con una potenza totale di 50,4 MW e una produzione annua stimata pari a 141.120 MWh/a.

L’impianto si compone di 7 aerogeneratori Vestas V-172, ognuno con una potenza pari a 7,2 MW e distribuiti in modo lineare da Sud-Est a Nord-Ovest lungo una linea di circa 11 km.

L’impianto si divide in due sezioni: in quella Sud-Est sono ubicati gli aerogeneratori WTG-1, WTG-2, WTG-3, WTG-4 e la sottostazione elettrica, tramite la quale avverrà l’immissione dell’energia prodotta, nella RTN; nella sezione Nord-Ovest sono locati gli aerogeneratori WTG-5, WTG-6, WTG-7.

Le turbine eoliche di modello V-172 hanno una lunghezza della pala di 84 m, un’altezza al mozzo pari a 114 m ed un’altezza al top pari a 200 m.

Per le caratteristiche ambientali si rimanda alle relazioni di riferimento.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 NORME GENERALI

- *L. n°1086 5 novembre 1971*: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica.

2.2 NORMATIVE SPECIFICHE PER LE STRUTTURE

- *D.Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018*: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- *Circolare 21/01/2019 n.7*: Istruzioni per l’applicazione dell’”Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- *UNI EN 1992-1-1*: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte a-1: Regole generali e regole per gli edifici.

2.3 NORMATIVE SPECIFICHE RELATIVE ALLE OPERE GEOTECNICHE

- *D.Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018*: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- *Circolare 21/01/2019 n.7*: Istruzioni per l’applicazione dell’”Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- *UNI EN 1998-5*: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- *Associazione Geotecnica Italiana*: Raccomandazioni sui pali di fondazione, 1984.

2.4 NORMATIVA SPECIFICA PER TORRI EOLICHE

- *GL Rule and Guidelines, edition 2003 with supplements 2004*;
- *IEC61400-1 Edition 3*.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 ACCIAIO DI ARMATURA ORDINARIA

Acciaio B450 (secondo NTC 2018 DM 17/01/2018):

- Tensione caratteristica a snervamento f_{yk} 450 MPa
- Tensione caratteristica a rottura f_{tk} 540 MPa

3.2 ACCIAIO PER MICROPALI

Acciaio S275:

- Tensione caratteristica a snervamento f_{yk} 275 MPa
- Tensione caratteristica a rottura f_{tk} 430 MPa

3.3 CALCESTRUZZI

Calcestruzzo per fondazioni - piedistallo (secondo EN206)	C45/55
• Classi di esposizione	XC4/XD1/XS1/XF3/XA1
• Resistenza caratteristica cilindrica minima	45,0 MPa
• Resistenza caratteristica cubica minima	55,0 MPa
• Copriferrini minimi	50 mm contro cassaforma
Calcestruzzo per fondazioni - plinto (secondo EN206)	C35/45
• Classi di esposizione	XC4/XD1/XS1/XF3/XA1
• Resistenza caratteristica cilindrica minima	35,0 MPa
• Resistenza caratteristica cubica minima	45,0 MPa
• Copriferrini minimi	50 mm contro cassaforma
Magrone di Fondazione	C12/15
• Resistenza caratteristica cilindrica minima	12,0 MPa
• Resistenza caratteristica cubica minima	15,0 MPa

3.4 PRESCRIZIONI PER CALCESTRUZZO PER STRUTTURE DI FONDAZIONE

Prescrizioni per gli ingredienti utilizzati per il confezionamento del conglomerato:

A1) Acqua di impasto conforme alla UNI-EN 1008;

A2) Additivo superfluidificante conforme ai prospetti 3.1 e 3.2 o superfluidificante ritardante conforme ai prospetti 11.1 e 11.2 della norma UNI-EN 934-2;

A3) Additivo ritardante (eventuale solo per getti in climi molto caldi) conforme al prospetto 2 della UNI-EN 934-2;

A4) Aggregati provvisti di marcatura CE conformi alle norme UNI-EN 12620 e 8520-2. In particolare:

Assenza di minerali nocivi o potenzialmente reattivi agli alcali (UNI-EN 932-3 e UNI 8520/2) o in alternativa aggregati con espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-22, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2;

A5) Cemento LH a basso sviluppo di calore in accordo al punto 7 della norma UNI-EN 197/1-2006 con calore di idratazione unitario a 7 giorni inferiore a 270 J/g (determinato in accordo alla UNI-EN 196-8);

A6) Ceneri volanti e fumi di silice conformi rispettivamente alla norma UNI-EN 450 e UNI-EN 13263 parte 1 e 2.

Prescrizioni per il calcestruzzo

B1) Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);

- B2) Classi di esposizione ambientale: XC4/XD1/XS1/XF3/XA1
- B3) Rapporto a/c max: 0.50
- B4) Dosaggio minimo di cemento 320 Kg/m³
- B5) Classe di resistenza a compressione minima: C(32/40-45/55)
- B6) Controllo di accettazione: tipo A (tipo B per volumi complessivi di calcestruzzo superiori a 1500 m³)
- B7) Aria intrappolata: max 2,5%
- B8) Diametro massimo dell'aggregato: 32 mm (Per interferri inferiori a 35 mm utilizzare aggregati con pezzatura 20 mm)

- B9) Classe di contenuto di cloruri del calcestruzzo: Cl 0.4
- B10) Classe di consistenza al getto S3
- B11) Volume di acqua di bleeding (UNI 7122): < 0.1% Prescrizioni per la struttura
- C1) Copriferro minimo: 50 mm.
- C2) Controllo dell'esecuzione dell'opera: (Rck minima in opera valutata su carote h/d=1): $C(x/y)_{opera} > 0,85 C(x/y)$
- C3) Maturazione umida da effettuare mediante ricoprimento della superficie non cassetata con geotessile bagnato ogni 24 ore
- C4) Acciaio B450C conforme al D.M. 14/09/2005.

4 PARAMETRI GEOTECNICI

A seguito di una analisi dei risultati delle indagini geologiche pregresse in siti limitrofi, è stato definito in via preliminare il seguente modello geotecnico di sottosuolo:

- Terreno C.1: presente fino alla profondità di 3 m;
- Terreno C.2: fino alla profondità di 5 m;
- Terreno C.3: a profondità maggiore di 5 m.

Solo a seguito di una campagna di indagini geognostiche puntuali secondo quanto definito nel piano di indagini, sarà possibile definire più accuratamente il modello geotecnico del sottosuolo.

Data la natura pressoché riconducibile ad un materiale sabbia-limoso con un grado medio-basso di addensamento e un substrato argilloso, è stato scelto di assumere un comportamento prevalentemente granulare, inoltre, non è stata riscontrata la presenza della falda.

Il Terreno C.1 è compost da sabbie e limo poco addensate che va fino a 3 m, il Terreno C.2 è lo strato di argilla sabbiosa che arriva fino a 5 metri di profondità, ed infine il Terreno C.3 è il terreno di argilla azzurra che va oltre i 5 m di profondità.

Il piano di posa del plinto di fondazione è stato posizionato a 3,5 m di profondità dal piano campagna quindi nelle verifiche geotecniche delle fondazioni superficiali sono stati considerati i parametri dello strato di Terreno C.2.

Dal punto di vista sismico il terreno rientra nella categoria di sottosuolo C.

5 GEOMETRIA

5.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Il plinto di fondazione presenta una forma tronco piramidale a base quadrata con piano di posa a 3,5 m di profondità, in particolare la base maggiore ha lato pari a 20 m, mentre quella minore 7,10 m; l'altezza varia invece da 1 m alle estremità a 3 m centralmente.

Di seguito si riassumono le caratteristiche geometriche del plinto:

Tabella 1 – Caratteristiche fondazione superficiale

Lp [m]	20,0
lp [m]	7,10
hp1 [m]	1,0
hp2 [m]	3,0
α [°]	17,0

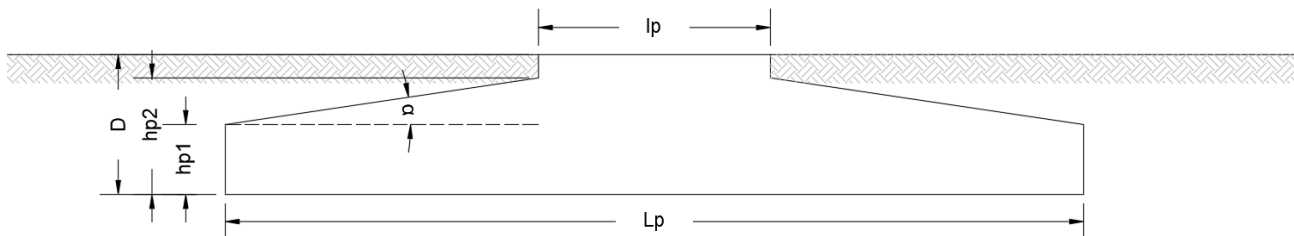


Figure 1 -Caratteristiche fondazione superficiale

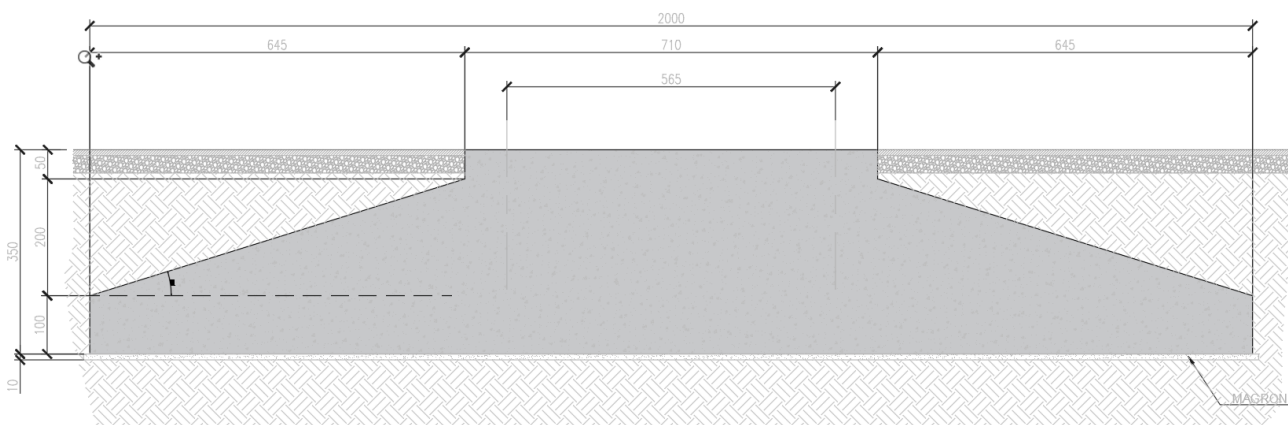


Figure 2 - Fondazione superficiale (misure in cm)

5.2 FONDAZIONI PROFONDE

Il plinto di fondazione presenta una forma tronco piramidale a base quadrata con piano di posa a 3,5 m di profondità, in particolare la base maggiore ha lato pari a 20 m, mentre quella minore 7,10 m; l'altezza varia invece da 1 m alle estremità a 3 m centralmente..

Al di sotto del plinto sono presenti 80 micropali di diametro 250 mm, tubolare interno di 168,3 mm e lunghezza 12 m e spessore 6,3 mm.

Di seguito si riassumono le caratteristiche geometriche della fondazione:

Tabella 2 - Caratteristiche fondazione profonda

PLINTO		
Lato inferiore	Lp [m]	20,0
Lato superiore	lp [m]	7,10
Altezza minima mensola	hp1 [m]	1,0
Altezza massima mensola	hp2 [m]	3,0
Angolo inclinazione mensola	α [°]	17,0
MICROPALI		
Numero	n	80
Diametro micropalo	D [mm]	250,0

Diametro esterno camicia	de [mm]	168,3
Spessore camicia	s [mm]	6,3
Lunghezza micropalo	L [m]	12,0
Tipo acciaio	S	355

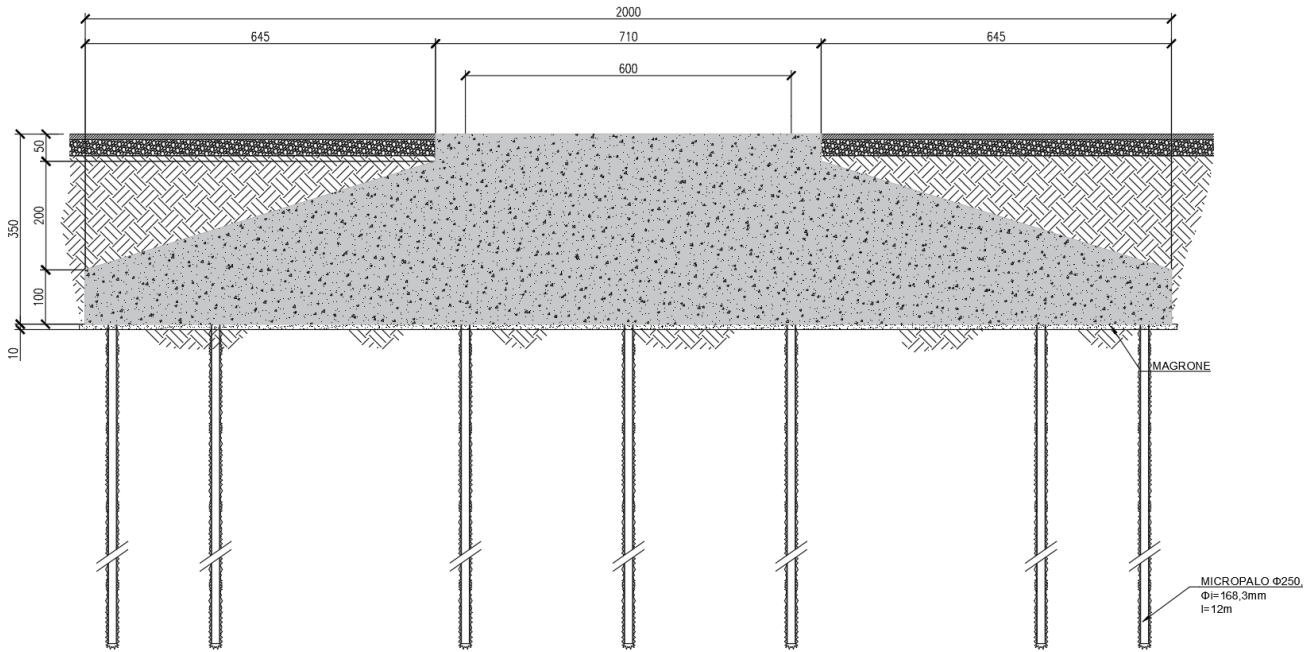


Figure 3 - Fondazione profonda (misure in cm)

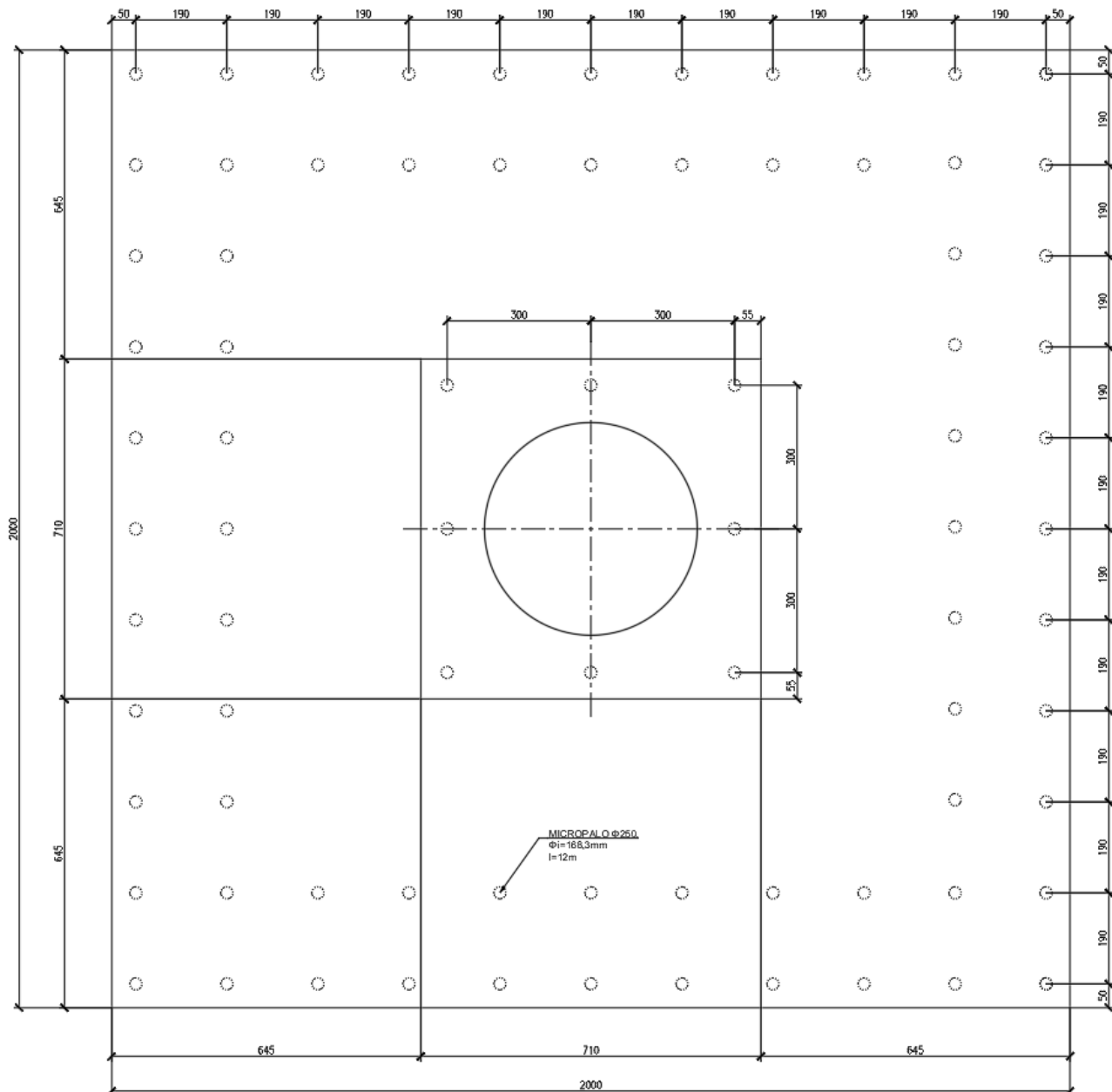


Figure 4 - Planimetria fondazioni profonde

6 CARICHI TRASMESSI DALL'AEROGENERATORE

6.1 Carichi ultimi alla base della fondazione

6.1.1 CARICHI DOVUTI AL VENTO E AL PESO DELLA TORRE E DELLA TURBINA

Poiché il fornitore degli aerogeneratori di progetto non è in grado ad oggi di fornire con esattezza gli scarichi alla base, sono stati considerati i seguenti carichi estratti dalla scheda tecnica "Combine Foundation Loads V150" di Vestas, con torre di altezza pari a 125m, calcolati per una quota dal suolo di 0,20 m con il seguente sistema di riferimento:

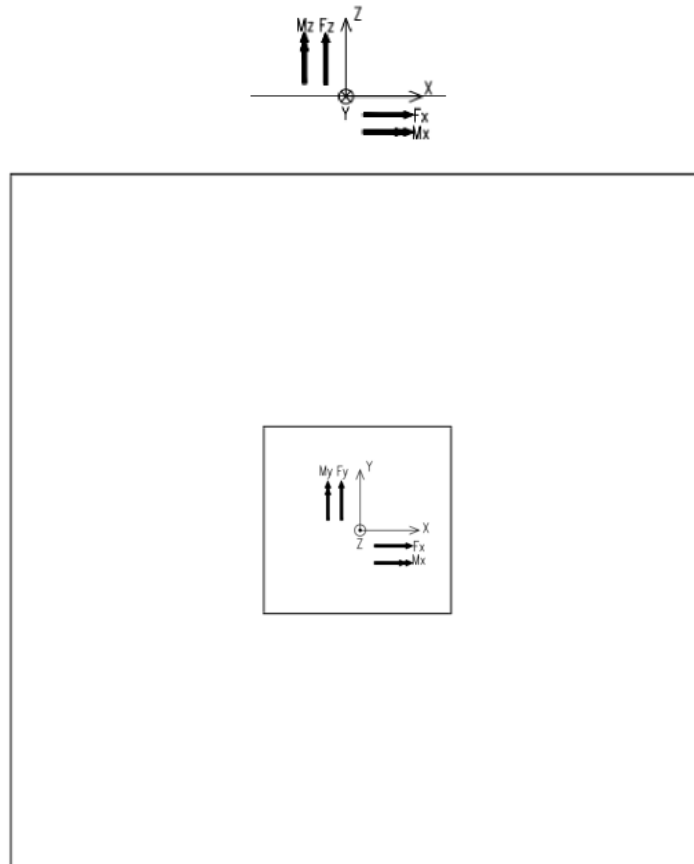


Figure 5 - Sistema di riferimento per i carichi

Tabella 3 - Carichi dovuti al vento e al peso della torre e della turbina

γ_{aerog} [-]	γ_{masse} [-]	F_x [kN]	F_y [kN]	F_{xy} [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_{xy} [kNm]	M_z [kNm]
1,35	1,35	0	0	1449	-7787	0	0	162690	-18201

6.1.2 CARICHI DOVUTI AL PESO DELLA FONDAZIONE E DEL TERRENO CONSIDERANDO I SEGUENTI PESI SPECIFICI

Nei seguenti calcoli sono stati utilizzati i pesi specifici descritti nella tabella di seguito:

Tabella 4 -Pesi specifici calcestruzzo e terreno

Load	[kN/m ³]
Peso specifico del calcestruzzo, γ_c	25,0
Peso specifico del terreno STRATO C.2, γ_{s2}	18,5

Nel caso di fondazioni superficiali si hanno i seguenti carichi:

Tabella 5 – carichi dovuti ai pesi propri del calcestruzzo e del terreno nel caso di fondazioni superficiali

Load	Fx [kN]	Fy [kN]	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]
Peso del calcestruzzo, Wc	0	0	0	-20503,62	0	0	0	0
Peso del terreno (strato C.2), Ws	0	0	0	-10147,46	0	0	0	0

Nel caso di fondazioni profonde si hanno i seguenti carichi:

Tabella 6 - carichi dovuti ai pesi propri del calcestruzzo e del terreno nel caso di fondazioni profonde

Load	Fx [kN]	Fy [kN]	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]
Peso del calcestruzzo, Wc	0	0	0	-20503,62	0	0	0	0
Peso del terreno (strato C.2), Ws	0	0	0	-10147,46	0	0	0	0

6.1.3 CARICHI TOTALI

I carichi totali alla base della fondazione sono i seguenti:

- Per fondazioni superficiali

Tabella 7 – carichi ultimi totali per fondazioni superficiali

γ_{aerog} [-]	γ_{masse} [-]	Fx [kN]	Fy [kN]	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]
1,35	1,35	0	0	1956,15	-48339,81	0	0	163000	-18201

- Per fondazioni profonde

Tabella 8 - carichi ultimi totali per fondazioni profonde

γ_{aerog} [-]	γ_{masse} [-]	Fx [kN]	Fy [kN]	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]
1,35	1,35	0	0	1956,15	-48339,81	0	0	163000	-18201

7 VERIFICHE FONDAZIONI SUPERFICIALI

7.1 Capacità portante

Dati geometrici

Per quanto riguarda la capacità portante della fondazione si è fatto riferimento a dei valori medi di parametri geotecnici essendo che il meccanismo di rottura coinvolge anche lo strato sotto il piano di posa della fondazione. Per questa valutazione si è valutata una profondità $H = D + 2B$.

Dati geometrici:

$\phi := 25^\circ$ angolo d'attrito medio dei terreni C.2 e C.3-

$c' := 19,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ coesione medi dei terreni C.2 e C.3

$c_{u_media} := 145,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ coesione media dei terreni C.2 e C.3 in condizioni non drenate

$\gamma_media := 19,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ peso medio dei terreni C.2 e C.3

$B := L_p = 20 \text{ m}$ lato fondazione quadrata

$L := B = 20 \text{ m}$

$q := \gamma \cdot D = 61,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ sovraccarico

$e_p := \frac{M_{XY}}{F_z} = 3,37 \text{ m}$

$B' := B - 2 \cdot e_p = 13,27 \text{ m}$ base ridotta per tener conto dell'eccentricità del carico

$L' := L - 2 \cdot e_p = 13,27 \text{ m}$ larghezza ridotta per tener conto dell'eccentricità del carico

Secondo quanto stabilito dal DM 17/01/2018 NTC le verifiche sulle fondazioni possono essere eseguite utilizzando il seguente approccio:

-(A1 + M1 + R3)

dove A1 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle azioni, M1 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle resistenze del terreno ed R3 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle diverse aliquote della capacità portante.

- Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

- 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	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

- Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limiti ultimi di fondazioni superficiali

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

VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE A1 + M1 + R3

Fattori di capacità portante:

$$N_q := \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} = 10,66$$

$$N_c := (N_q - 1) \cdot \cot(\phi) = 20,72$$

$$N_\gamma := 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi) = 10,88$$

Fattori che tengono conto della forma della fondazione:

$$s_q := 1 + \tan(\phi) = 1,47$$

$$s_c := 1 + \frac{N_q}{N_c} = 1,51$$

$$s_\gamma := 0,60$$

Fattori che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna:

$$m' := \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = 1,5$$

$$i_q := \left(1 - \frac{F_{xy}}{F_z + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot(\phi)} \right)^{m'} = 0,95$$

$$i_c := i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\phi)} = 0,9424$$

$$i_V := \left(1 - \frac{F_{xy}}{F_z + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot(\phi)} \right)^{m' + 1} = 0,91$$

Fattori che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna:

$$\omega := 0^\circ \quad \text{angolo d'inclinazione del piano campagna}$$

$$\beta_q := (1 - \tan(\omega))^2 \cdot \cos(\omega) = 1$$

$$\beta_c := \beta_q - \frac{1 - \beta_q}{N_c \cdot \tan(\phi)} = 1$$

$$\beta_V := \frac{\beta_q}{\cos(\omega)} = 1$$

Carico limite in condizioni drenate

$$q_{lim,A,k} := N_q \cdot q \cdot s_q \cdot i_q \cdot \beta_q + N_c \cdot c' \cdot s_c \cdot i_c \cdot \beta_c + \frac{1}{2} \cdot N_V \cdot \gamma \cdot B' \cdot s_V \cdot i_V \cdot \beta_V = 2181,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_r := 2,30 \quad \text{Capacità portante}$$

$$q_{lim,A,d} := \frac{q_{lim,A,k}}{\gamma_r} = 948,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{Ed,A} := \frac{F_z}{B' \cdot L'} = 274,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$FS_A := \frac{\sigma_{Ed,A}}{q_{lim,A,d}} = 0,29$$

Carico limite in condizioni non drenate

$$N'_c := 2 + \pi = 5,1416$$

$$s'_c := 1 + 0,2 \cdot \frac{B'}{L'} = 1,2$$

$$i'_c := 1 - \frac{m' \cdot F_{xy}}{Cu_media \cdot N'_c \cdot B' \cdot L'} = 0,98$$

$$\beta'_c := 1 - \frac{2 \cdot \omega}{\pi + 2} = 1$$

$$s'_V := 1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'} = 0,6$$

$$q_{lim,nd,A,k} := N'_c \cdot Cu_media \cdot s'_c \cdot i'_c \cdot \beta'_c + D \cdot \gamma = 938,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{lim,A,nd} := \frac{q_{lim,nd,A,k}}{\gamma_r} = 408,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$FS_{A,nd} := \frac{\sigma_{Ed,A}}{q_{lim,A,nd}} = 0,67$$

I calcoli della fondazione sia in condizioni drenate si in condizioni non drenate sono stati effettuati anche tramite il software "Califfo Fondazioni".

CALIFFO 1.3.6 - [calcolo fondazione.clf]

File Carichi Cedimenti Strumenti Aiuto

Teoria statica di base
 Terzaghi '43 Brinch Hansen '70 EC7-2004 Rocchia
 Meyerhof '63 Vesic '75 Richards '93 Greek (EAK2000) Custom

Sub-teoria per Ny: Standard Limitazioni

Considera combinazioni sismiche per qlim, con:
 Soltanto Teoria di base $k_{hi}=0.050+k_{hk}=0.010-k_v=\pm 0.005$

Oltre alla teoria di base includi l'effetto cinematico con: Dati sismici

Maugeri & Novità Paolucci & Pecker Cascone & Altri
 In alternativa applica Teorie globali (effetti inerziali e cinematici)
 Maugeri & Novità Paolucci & Pecker Cascone & altri
 Budhu & Al-Kami Richards & altri

$q_{ult}=c' \cdot N_c \cdot sc \cdot dc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot q' \cdot N_q \cdot sq \cdot dq \cdot iq \cdot bq \cdot q_0 + 0.5 \cdot y \cdot B' \cdot Ny \cdot sy \cdot dy \cdot iy \cdot by \cdot gy$

Geometria fondazione-terreno

Base [B] (m): 20.00 Lunghezza [L] (m): 20.00 Dettaglio superficie rottura Copia grafico

Profondità [D] (m): 3.50 Incl. base [a] (deg): 0.0

Incl. pendio [b] (deg): 0.0 Perm [q0] (kPa): 0.00

Parametri caratteristici terreno (premi INVIO per confermare i dati)

Str.	ynat (kN/m³)	ysat (kN/m³)	fi (deg)	c' (kPa)	cu (kPa)	Hstr (m)	Eed (kPa)	Dr
1	17.50	19.00	25.0	0.00	0.00	3.00	50000.00	0.90
2	18.50	20.00	24.0	10.00	30.00	2.00	0.00	0.00
3	20.00	22.00	25.0	20.00	150.00	50.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Parametri di calcolo dello strato equivalente (prof. 2.00 B+D=40.00+3.50 m)

Par.	y (kN/m³)	B	fi (deg)	c' (kPa)	cu (kPa)	F	Eed (kPa)	Dr
Strato eq.	19.94		25.0	19.63			0.00	0.00

Profondità falda (m) 100.00 (dal piano di campagna)

Calcola carico ultimo in Condizioni non drenate

Considera punzonamento con il criterio di:
 Terzaghi Vesic (sabbie) Vesic (se $l_r < l_{r_crit}$)
 $l_r=0.00 - l_{r_crit}=43.70$

Sezione/Stratigrafia Vista dall'alto

Piano campagna

Risultati

Combinazione 1 - Statica (proiezione alla base)
 $N=48340.00 \text{ kN} - MB=163000.00 \text{ kNm} - ML=163000.00$
 $HL=0.00 \text{ kN} - HB=0.00 \text{ kN}$

	c	q	y
N_c, N_q, N_y	20.666	10.620	10.819
sc, sq, sy	1.514	1.466	0.600
dc, dq, dy	1.060	1.054	1.000
ic, iq, iy	1.000	1.000	1.000
bc, bq, by	1.000	1.000	1.000
gc, gq, gy	1.000	1.000	1.000
pc, pq, py			
ec, eq, ey			

Dimensioni efficaci B' (m): 13.26
L' (m): 13.26

q' (kPa) 61.75

Avvisi

qult (kPa): 2522.46 Qult (kN): 443246.90 R: 9.169 > R3=2.3

Resistenza a scorrimento (kN): 24260.34 R: infinito > R3=1.1

Minimo fattore di sicurezza qult (tra tutte le combinazioni)

Combinazione 1 - Statica (proiezione alla base)
 $N=48340.00 \text{ kN} - MB=163000.00 \text{ kNm} - ML=163000.00$
 $HL=0.00 \text{ kN} - HB=0.00 \text{ kN}$

qult (kPa): 2522.46 Qult (kN): 443246.90 R: 9.169 > R3=2.3

Minimo fattore di sicurezza a scorrimento (tra tutte le combinazioni)

Combinazione 1 - Statica (proiezione alla base)
 $N=48340.00 \text{ kN} - MB=163000.00 \text{ kNm} - ML=163000.00$
 $HL=0.00 \text{ kN} - HB=0.00 \text{ kN}$

Resistenza a scorrimento (kN): 24260.34 R: infinito > R3=1.1

- Calcolo della fondazione superficiale in condizioni drenate

CALIFFO 1.3.6 - [calcolo fondazione.clf]

File Carichi Cedimenti Strumenti Aiuto

Teoria statica di base
 Terzaghi '43 Brinch Hansen '70 EC7-2004 Rocchia
 Meyerhof '63 Vesic '75 Richards '93 Greek (EAK2000) Custom

Sub-teoria per Ny: Standard Limitazioni

Considera combinazioni sismiche per qlim, con:
 Soltanto Teoria di base $k_{hi}=0.050+k_{hk}=0.010-k_v=\pm 0.005$

Oltre alla teoria di base includi l'effetto cinematico con: Dati sismici

Maugeri & Novità Paolucci & Pecker Cascone & Altri
 In alternativa applica Teorie globali (effetti inerziali e cinematici)
 Maugeri & Novità Paolucci & Pecker Cascone & altri
 Budhu & Al-Kami Richards & altri

$q_{ult}=c_u \cdot N_c \cdot sc \cdot dc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot q_{tot} \cdot y \cdot B' \cdot sen(\beta)$

Geometria fondazione-terreno

Base [B] (m): 20.00 Lunghezza [L] (m): 20.00 Dettaglio superficie rottura Copia grafico

Profondità [D] (m): 3.50 Incl. base [a] (deg): 0.0

Incl. pendio [b] (deg): 0.0 Perm [q0] (kPa): 0.00

Parametri caratteristici terreno (premi INVIO per confermare i dati)

Str.	ynat (kN/m³)	ysat (kN/m³)	fi (deg)	c' (kPa)	cu (kPa)	Hstr (m)	Eed (kPa)	Dr
1	17.50	19.00	25.0	0.00	0.00	3.00	50000.00	0.90
2	18.50	20.00	24.0	10.00	30.00	2.00	0.00	0.00
3	20.00	22.00	25.0	20.00	150.00	50.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Parametri di calcolo dello strato equivalente (prof. 2.00 B+D=40.00+3.50 m)

Par.	y (kN/m³)	B	fi (deg)	c' (kPa)	cu (kPa)	F	Eed (kPa)	Dr
Strato eq.	19.94		0.0		145.50		0.00	0.00

Profondità falda (m) 100.00 (dal piano di campagna)

Calcola carico ultimo in Condizioni non drenate

Considera punzonamento con il criterio di:
 Terzaghi Vesic (sabbie) Vesic (se $l_r < l_{r_crit}$)
 $l_r=0.00 - l_{r_crit}=8.64$

Sezione/Stratigrafia Vista dall'alto

Piano campagna

Risultati

Combinazione 1 - Statica (proiezione alla base)
 $N=48340.00 \text{ kN} - MB=163000.00 \text{ kNm} - ML=163000.00$
 $HL=0.00 \text{ kN} - HB=0.00 \text{ kN}$

	c	q	y
N_c, N_q, N_y	5.142		
sc, sq, sy	1.200		
dc, dq, dy	1.070		
ic, iq, iy	1.000		
bc, bq, by	1.000		
gc, gq, gy	1.000		
pc, pq, py			
ec, eq, ey			

Dimensioni efficaci B' (m): 13.26
L' (m): 13.26

q_{tot} (kPa) 61.75

Avvisi

qult (kPa): 1022.31 Qult (kN): 179645.10 R: 3.716 > R3=2.3

Resistenza a scorrimento (kN): 5271.73 R: infinito > R3=1.1

Minimo fattore di sicurezza qult (tra tutte le combinazioni)

Combinazione 1 - Statica (proiezione alla base)
 $N=48340.00 \text{ kN} - MB=163000.00 \text{ kNm} - ML=163000.00$
 $HL=0.00 \text{ kN} - HB=0.00 \text{ kN}$

qult (kPa): 1022.31 Qult (kN): 179645.10 R: 3.716 > R3=2.3

Minimo fattore di sicurezza a scorrimento (tra tutte le combinazioni)

Combinazione 1 - Statica (proiezione alla base)
 $N=48340.00 \text{ kN} - MB=163000.00 \text{ kNm} - ML=163000.00$
 $HL=0.00 \text{ kN} - HB=0.00 \text{ kN}$

Resistenza a scorrimento (kN): 5271.73 R: infinito > R3=1.1

- Calcolo della fondazione superficiale in condizioni non drenate

VERIFICA A SCORRIMENTO

Coefficienti di sicurezza

$$Y_{\phi} := 1,00$$

$$Y_{r,s} := 1,10 \quad \text{Scorrimento}$$

$$Y_{cu} := 1$$

$$H_{Sd} \leq H_{Rd}$$

Condizioni drenate

$$H_{Sd} := F_{xy} = 1956,15 \text{ kN}$$

H_{Sd} è l'azione orizzontale agente, assunta pari alla forza F_{xy}

$$H_{Rd} := \frac{0,9 \cdot F_z \cdot \tan\left(\frac{\phi}{Y_{\phi}}\right)}{Y_{r,s}} = 18442,82 \text{ kN}$$

$$H_{Sd} < H_{Rd}$$

$$FS_{S,A} := \frac{H_{Sd}}{H_{Rd}} = 0,1061$$

Condizioni non drenate

$$H_{Sd} \leq H_{Rd,nd}$$

H_{Rd,nd} è la resistenza allo scorrimento

con

$$H_{Sd,nd} := F_{xy} = 1956,15 \text{ kN}$$

$$H_{Rd,nd} := \frac{\frac{C_{u,media}}{Y_{cu}} \cdot B' \cdot L'}{Y_{r,s}} = 23288,43 \text{ kN}$$

$$FS_{S,A,nd} := \frac{H_{Sd,nd}}{H_{Rd,nd}} = 0,084$$

VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$Y_{rib} := 1,1$$

$$M_{ribaltante} := M_{XY} = 1,6269 \cdot 10^5 \text{ kN m}$$

momento ribaltante =
momento flettente agente in sommità
plinto

$$M_{stabilizante} := 0,9 \cdot \frac{F_z}{Y_{rib}} \cdot \frac{L'}{2} = 2,624 \cdot 10^5 \text{ kN m}$$

momento stabilizzante

8 VERIFICHE FONDAZIONI PROFONDE

Azioni sul singolo palo:

$$n_p := 80$$

$$d_1 := 10,6066 \text{ m}$$

$$d_7 := 8,4853 \text{ m}$$

$$d_2 := 9,6047 \text{ m}$$

$$d_8 := 7,5 \text{ m}$$

$$d_3 := 8,7464 \text{ m}$$

$$d_9 := 6,7082 \text{ m}$$

$$d_4 := 8,0777 \text{ m}$$

$$d_{10} := 6,1847 \text{ m}$$

$$d_5 := 7,6485 \text{ m}$$

$$d_{11} := 6 \text{ m}$$

$$d_6 := 7,5 \text{ m}$$

$$d_{12} := 2 \text{ m}$$

$$d_{13} := 2,8284 \text{ m}$$

$$D_i := d_1 \cdot 4 + d_2 \cdot 8 + d_3 \cdot 8 + d_4 \cdot 8 + d_5 \cdot 8 + d_6 \cdot 4 + d_7 \cdot 8 + d_8 \cdot 8 + d_9 \cdot 8 + d_{10} \cdot 8 + d_{11} \cdot 4 + d_{12} \cdot 4 + d_{13} \cdot 4 = 619,38 \text{ m} \blacksquare$$

$$F_{pl} := \frac{|F_z|}{n_p} + \frac{M_{XY}}{2} \frac{D_i}{d_1} = 608,75 \text{ kN}$$

$$V_{pl} := \frac{F_{xy}}{n_p} = 24,45 \text{ kN}$$

con

+

n_p

numero dei pali

d_i

distanza dell' i -esimo palo dal centro della palificata

D_i

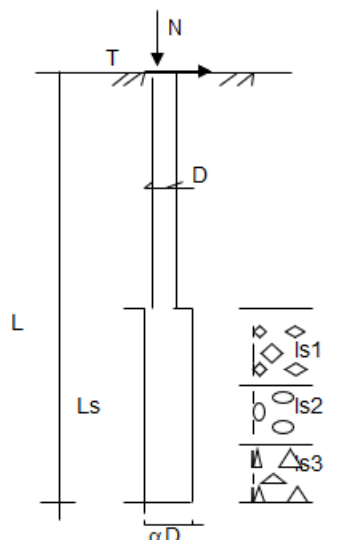
somma delle distanze dei singoli pali rispetto al centro della palificata

CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO - A1+M1+R3

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Perm.	Variabili	Calcolo
N (kN)	650,00	0,00	650,00
T (kN)	27,00	0,00	27,00



coefficienti parziali	azioni		terreno	terreno
	perm.	variabili	base γ_R	laterale γ_R
Metodo di calcolo	γ_a	γ_a		
Stato limite ultimo	1,00	1,30	1,30	1,30
Tensioni ammissibili	1,00	1,00	1,00	1,00
Stato limite ultimo	1,00	1,00	1,35	1,25

Fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica funzione delle verticali indagate

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	Valori assunti
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,70
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,70

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,25 [m]
 Lunghezza del micropalo (L): 12,00 [m]

Armatura:

Diametro dell'armatura (D_{arm}): 168,3 [mm]
 Spessore dell'armatura (S_{arm}): 6,3 [mm]
 Modulo di elasticità dell'acciaio costituente l'armatura (E_{arm}): 210.000 [N/mm²]
 Area dell'armatura (A_{arm}): 3206 [mm²]
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 1,053E+07 [mm⁴]
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 125.184 [mm³]

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 275 [N/mm²]

Malta di iniezione:

Res. compressione monoassiale malta di iniezione (σ_{malta}): 30 [N/mm²]

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Dsi \cdot si \cdot lsi$

Tipo di Terreno	Spess. (lsi)	α	$Dsi = \alpha \cdot D$	si media	si minima	si calcolo	Qsi
	[m]	(-)	[m]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[kN]
1	3,00	1,40	0,35	0,500	0,300	0,176	582,12
2	2,00	1,40	0,35	0,500	0,300	0,176	388,08
2	7,00	1,40	0,35	0,500	0,300	0,176	1358,28

$Ls = 12,00$ [m]

Capacità portante di fusto caratteristica $Ql = 2328,47$ [kN]
 Capacità portante di fusto di progetto $Ql.d = Ql / \gamma_R = 1862,78$ [kN]

Capacità portante di punta $Qp = 0,15 \cdot Ql$

Capacità portante di punta caratteristica $Qp = 349,27$ [kN]
 Capacità portante di punta di progetto $Qp.d = Qp / \gamma_R = 258,72$ [kN]

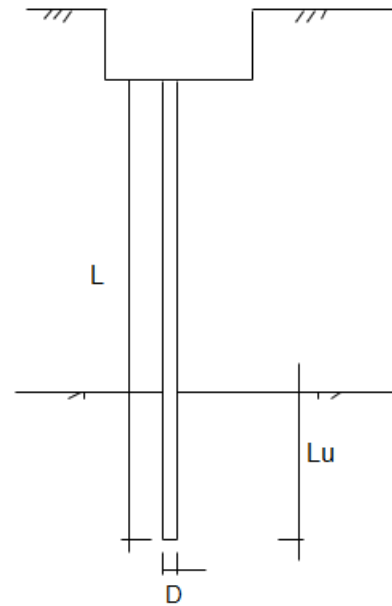
<u>CARICO LIMITE DEL MICROPALO</u>	<u>COEFFICIENTE DI SICUREZZA</u>
$Qlim = Qb + Ql$	$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)
$Qlim = 2121,50$ [kN]	$Fs = 3,54$

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: 0

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D): 0,25 (m)
Carico massimo sul palo (Pmax): 650,00 (kN)
Lunghezza del Palo (L): 12,00 (m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu): 12,00 (m)
Modulo di Deformazione (E): 518160 (kN/m²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P_{max} / E * L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 2,18 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P_{max} / E * L_u \quad 0,23 \quad (\text{mm})$$