



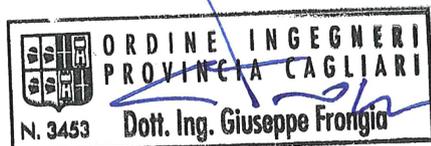
PROGETTO DI COSTRUZIONE ED ESERCIZIO DI UN IMPIANTO EOLICO DELLA POTENZA DI 99,2 MW DENOMINATO "ORRIA" DA REALIZZARSI NEI COMUNI DI NULVI (SS) E SEDINI (SS) CON LE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ELETTRICHE

CALCOLI PRELIMINARI DI DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE

Rev. 0.0

Data: Settembre 2023

WIND002-RC3



Committente:

Repsol Orria S.r.l.
Via Michele Mercati 39
00197 Roma (RM)
C. F. e P. IVA: 17089321008
PEC: repsolorria@pec.it

Incaricato:

Queequeg Renewables, Ltd
2nd Floor, the Works,
14 Turnham Green Terrace Mews,
W41QU London (UK)
Company number: 11780524
email: mail@quren.co.uk

Progettazione e SIA:

I.A.T. Consulenza e progetti S.r.l.



www.iatprogetti.it

INDICE

1	Premessa.....	3
1	Aspetti generali	4
2	Normativa di riferimento	6
3	Caratterizzazione geologica e geotecnica	7
3.1	Modello geotecnico di riferimento	7
3.2	Stratigrafia di progetto.....	9
4	Carichi di progetto	10
5	Verifica stabilità globale (equ).....	12
6	Verifica di resistenza della fondazione diretta (str).....	18
7	Verifica di resistenza del terreno (geo)	22
8	Conclusioni.....	23

1 Premessa

La Società Repsol Orria s.r.l., con sede legale in Via Michele Mercati n. 39 a Roma (RM), intende realizzare un impianto per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile eolica ricadente nei territori comunali di Nulvi (SS) e Sedini (SS).

In riferimento al suddetto intervento, il presente elaborato contiene i calcoli preliminari delle strutture di fondazione degli aerogeneratori; in particolare saranno condotte le verifiche strutturali ritenute significative ai fini del conseguimento dell'Autorizzazione Unica del progetto ai sensi del D.Lgs. 387/2003 Art. 12.

Il documento è redatto dalla I.A.T. Consulenza e progetti S.r.l. con il contributo specialistico dell'ing. Gianfranco Corda.

Per le finalità di calcolo, si è fatto riferimento ai dati di caratterizzazione delle terre contenuti nella relazione geologica e nella relazione geotecnica allegate al progetto dell'impianto (Elaborati WIND002-RC11 e WIND002-RC12).

L'impianto sarà composto da n. 16 aerogeneratori della potenza nominale di 6,6 MW, diametro del rotore di 170 m ed altezza al mozzo di 135 metri.

Le verifiche strutturali per il plinto di fondazione sono basate sulle azioni di progetto indicate dal costruttore di una tipologia di aerogeneratore di caratteristiche geometrico-dimensionali analoghe a quello in progetto.

In particolare si è fatto riferimento al modello di aerogeneratore Siemens Gamesa tipo SG 6.2-170 HH135; le azioni di progetto sono state desunte dallo specifico fascicolo sui carichi in fondazione fornito dal costruttore, documento "Foundation Loads T135-1298 – D2406108/002".

2 Aspetti generali

Il progetto proposto prevede l'installazione di n. 16 turbine di grande taglia, riferibili indicativamente al modello Siemens Gamesa SG 6.2-170, posizionate su torri di sostegno dell'altezza pari a 135 m, nonché l'approntamento delle opere accessorie indispensabili per un ottimale funzionamento e gestione degli aerogeneratori (viabilità e piazzole di servizio, distribuzione elettrica di impianto, stazione di trasformazione MT/AT e opere per la successiva immissione dell'energia prodotta alla Rete di Trasmissione Nazionale).

Gli aerogeneratori in progetto saranno dislocati tra quote altimetriche indicativamente comprese nell'intervallo 400 ÷ 600 m s.l.m.

Ai fini delle presenti verifiche strutturali sono state considerate le azioni massime fornite dal costruttore nel documento "Foundation Loads T135-1298 – D2406108/002".

Ferme restando le caratteristiche dimensionali dell'aerogeneratore, non può escludersi peraltro che la scelta definitiva possa ricadere su un modello simile con migliori prestazioni di esercizio, qualora disponibile sul mercato prima dell'ottenimento della Autorizzazione Unica di cui all'art. 12 del D.Lgs. 387/2003.

La natura dei terreni di sedime è caratterizzata dalla presenza di un substrato marnoso-arenaceo litoide sormontato da una coltre colluviale limo-argillosa di spessore variabile da 2.00 m a 5.50 m.

Il substrato marnoso si presenta in facies alterata per uno spessore iniziale pari a circa 3.00 m, con caratteristiche meccaniche simili alle argille soprastanti.

La tipologia dei terreni è dunque idonea per la realizzazione di fondazioni dirette solo laddove il piano di posa risulti inserito nel substrato marnoso in facies litoide non alterato (Strato C.2).

Nelle piazzole di installazione in cui il piano di posa risulti inserito nei substrati marnosi alterati o argillosi (Strato B o Strato C.1) potrà prevedersi una fondazione di tipo profonda.

Il progetto prevede pertanto la possibilità di realizzare due differenti tipologie di fondazione caratterizzate da un basamento a pianta circolare che, in un caso, sarà realizzato direttamente a contatto con il substrato marnoso litoide compatto, nel secondo sarà realizzato in testa ad una palificata di profondità opportuna.

Il basamento di fondazione previsto in progetto è del tipo a plinto, da realizzare in opera in calcestruzzo armato, a pianta circolare di diametro pari a 24.50 metri.

La fondazione oggetto di verifica è sostanzialmente una piastra circolare a sezione variabile con spessore massimo al centro, pari a circa 280 cm, e spessore minimo al bordo, pari a 60 cm.

La porzione centrale, denominata "colletto", presenta altezza costante di 2.80 m per un diametro pari a circa 6.00 m.

Il colpetto è il nucleo del basamento in cui verranno posizionati i tirafondi di ancoraggio del primo anello della torre metallica, il restante settore circolare sarà ricoperto con uno strato orizzontale di rilevato misto arido, con funzione stabilizzante e di mascheramento.

I pali di fondazione previsti nel dimensionamento preliminare sono 36 pali del tipo di grande diametro, pari a 800 mm, in conglomerato cementizio armato, di lunghezza massima pari ad 15 metri, ad asse verticale, del tipo trivellato con asportazione del terreno.

In questa fase si riporta il dimensionamento preliminare dei pali per la verifica di stabilità globale, si rimanda alle successive fasi di progettazione in cui sarà possibile la verifica dei pali con riferimento alle specifiche stratigrafie delle singole piazzole di installazione.

I calcoli e le verifiche di seguito illustrati saranno preceduti da un breve cenno ai riferimenti della normativa vigente nonché alle azioni ed ai carichi di progetto.

Nello specifico sono stati condotti i seguenti accertamenti: verifica di stabilità globale del manufatto, considerato come corpo rigido, verifiche di resistenza del manufatto in calcestruzzo, verifiche di resistenza del terreno nonché il calcolo dei cedimenti attesi, applicando i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa tecnica in corso di validità (DM 17/01/2018).

Le significative azioni orizzontali e flettenti, dovute alla particolare altezza delle torri in progetto, indirizzano il dimensionamento della fondazione ad un manufatto massivo tale da garantire anzitutto la stabilità globale oltre che a distribuire i carichi sul piano di posa.

Le pressioni di contatto calcolate risultano sempre inferiori al valore di resistenza del terreno, i cedimenti previsti sono generalmente trascurabili.

Il dimensionamento eseguito ha carattere di verifica preliminare, la geometria e le dimensioni del plinto indicate in precedenza sono da ritenersi orientative e potrebbero variare a seguito delle risultanze del dimensionamento esecutivo delle opere nonché sulla base di eventuali indicazioni specifiche fornite dal costruttore dell'aerogeneratore, in funzione della scelta definitiva del modello di turbina che sarà operata nell'ambito della fase di Autorizzazione Unica del progetto.

3 Normativa di riferimento

- Legge 05/11/1971 n. 1086

"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

- D.M. 17/01/2018 – NTC 2018

"Norme Tecniche per le Costruzioni".

- Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21/01/2019

"Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento:

Tipo di costruzione: 2 (opere ordinarie)

Vita nominale: $V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso: IV

Periodo di riferimento: $V_R = 100$ anni

Metodo di calcolo e verifica:

È stato utilizzato il metodo degli Stati Limite applicandolo così come previsto dalle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018).

Le verifiche di stabilità sono state condotte per via diretta dallo scrivente, i calcoli e le verifiche di resistenza sono stati eseguiti utilizzando il programma di calcolo strutturale CDSWIN della STS, programma di calcolo automatico agli elementi finiti, e il programma di calcolo geotecnico LoadCap della GEOSTRU.

4 Caratterizzazione geologica e geotecnica

4.1 Modello geotecnico di riferimento

I calcoli strutturali delle fondazioni fanno riferimento ai dati contenuti nella relazione geologica e geotecnica preliminare redatta dai Geologi Maria Francesca Lobina e Mauro Pompei.

I Geologi hanno individuato un substrato marnoso-arenaceo litoide sormontato da una coltre argillosa di spessore variabile da 2.50 m a 5.50 m.

Il substrato marnoso si presenta in facies alterata per uno spessore iniziale pari a circa 2 / 3.00 m, con caratteristiche meccaniche simili agli strati colluviali limo-argillosi soprastanti.

A profondità superiori sono presenti prima uno strato di roccia in posto di origine vulcanica e poi uno strato di lave a composizione andesitica.

Salvo gli opportuni ed obbligatori accertamenti nella fase più avanzata della progettazione, sono state individuate quattro distinte tipologie di terreni direttamente interagenti con le strutture di fondazione e per le quali si riportano le caratteristiche meccaniche.

Unità A – Terre di riporto e suoli – spessore: 0.20 / 1.00 m

Unità B – Colluvio limo-argilloso – spessore: 0.50 / 2.50 m

Peso specifico = 18,50 - 19,00 kN/m³

Angolo attrito interno ϕ = 20° - 22°

Modulo elastico E = 50 / 60 daN/cm²

Coesione c = 0.30 - 0.40 daN/cm²

Unità C – Depositi epiclastici marnosi - arenaceo – spessore: pluridecamentrico

Tipo C.1 *Fascia di alterazione del substrato marnoso – spessore: 2.00 / 3.00 m*

Peso specifico = 18,50 - 19,00 kN/m³

Angolo attrito interno ϕ = 22°

Modulo elastico E = 50 / 60 daN/cm²

Coesione c = 0.30 - 0.40 daN/cm²

Tipo C.2 *Substrato litoide mediamente consistente e fratturato - spessore: pluridecamentrico*

Peso specifico = 20,50 - 22,00 kN/m³

Angolo attrito interno $\phi = 25^\circ - 28^\circ$

Modulo elastico $E = 1.000 \text{ daN/cm}^2$

Coesione $c = 2.00 - 2.50 \text{ daN/cm}^2$

Unità D – Ignimbriti saldate riolitiche – spessore: 3.00 / 25.00 m

Peso specifico = 23 kN/m³

Angolo attrito interno $\phi = 35^\circ - 40^\circ$

Modulo elastico $E = 1000 \text{ daN/cm}^2$

Coesione $c = 2 \text{ daN/cm}^2$

Unità E – Lave andesitiche – spessore: 4.00 / 30.00 m

Peso specifico = 25 kN/m³

Angolo attrito interno $\phi = 40^\circ$

Modulo elastico $E = 1000 \text{ daN/cm}^2$

Coesione $c = 3 \text{ daN/cm}^2$

4.2 Stratigrafia di progetto

Le scarse caratteristiche geotecniche dei terreni marnosi alterati (Strato C.1) pongono limitazioni nella scelta della tipologia fondale.

La tipologia dei terreni è idonea per la realizzazione di fondazioni dirette solo laddove il piano di posa risulti inserito nel substrato marnoso litoide non alterato (Strato C.2 e oltre).

La stratigrafia considerata nel calcolo preliminare della fondazione diretta entro lo strato C.2 è la seguente:

Peso specifico = 22,00 kN/m³

Angolo attrito interno $\phi = 27^\circ$

Modulo elastico $E = 1.000 \text{ daN/cm}^2$

Coesione $c = 2.00 \text{ daN/cm}^2$

La stratigrafia considerata nel calcolo preliminare della fondazione su pali entro lo strato C.1 è la seguente:

Peso specifico = 18,50 kN/m³

Angolo attrito interno $\phi = 22^\circ$

Modulo elastico $E = 50 \text{ daN/cm}^2$

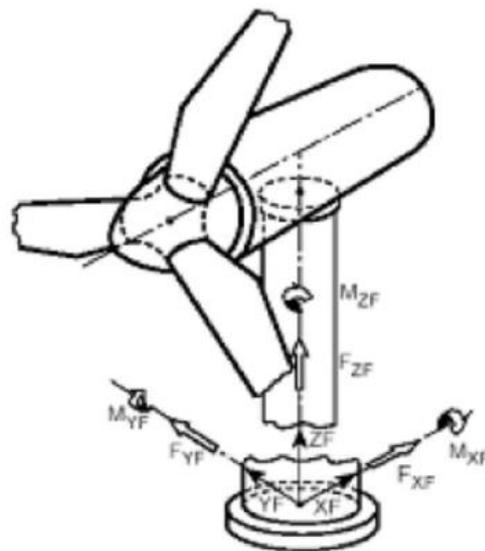
Coesione $c = 0.30 \text{ daN/cm}^2$

I Geologi riferiscono che terreni indagati possono essere individuati nella Categoria di sottosuolo del tipo “A” ovvero "ammassi rocciosi o terreni molto rigidi".

5 Carichi di progetto

Per la definizione delle azioni di progetto al piede della torre sono state assunte come riferimento le azioni agenti sulla fondazione di una torre eolica di caratteristiche assimilabili all’aerogeneratore previsto in progetto.

Per le verifiche preliminari sulle strutture di fondazione sono state considerate le azioni massime fornite dal costruttore nel documento "Foundation Loads T135-1298 – D2406108/002".



XF horizontal
 ZF vertically upwards in direction of the tower axis
 YF horizontally sideways, so that XF, YF, ZF rotate clockwise

Load case	Load factor	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	F _{xy} (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)	M _{xy} (kNm)
Dlc22_3bn_v11.0_p_s8	1,1	1899,37	-30,2	-8518,03	1899,61	10542,98	248324,9	848,69	248548,63

Table 3 SG 6.0-170 HH135m Factored/Unfactored Extreme loads at tower bottom

Load case	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	F _{xy} (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)	M _{xy} (kNm)
Dlc14_v90.0_p_000	1316,18	54,14	-7707,99	1317,29	2463,44	186812,5	294,48	186828,7

Table 4 SG 6.0-170 HH135m Characteristics Loads at the base of the tower

Nelle tabelle precedenti sono riportate le Azioni Massime e le Azioni Caratteristiche al piede della torre; nel seguito verranno utilizzate le Azioni Caratteristiche per le verifiche allo stato limite ultimo con il coefficiente di sicurezza pari a 1.5 previsto dalla normativa italiana, il DM 17/01/2018.

I carichi massimi in condizioni estreme (extreme loads), sono i valori calcolati per le condizioni climatiche riportate nella tabella seguente.

Description	Unit	Value
Design code	-	IEC-61400-1 Ed3
IEC Class	-	3A
Design life time according to IEC	years	20
Annual average wind speed at hub height, V_{ave}	m/s	7.5
Extreme wind speed at hub height (10-min with 50 years return period), V_{ref}	m/s	37.5
Mean turbulence intensity at 15 m/s, I_{ref}	-	0.16
Average air density, ρ	kg/m ³	1.225

Table 1 Design code information and climatic conditions

Le predette condizioni climatiche utilizzate dal Costruttore per il calcolo dei carichi estremi al piede della torre sono da considerare quale condizione limite per poter installare questo modello di torre nel sito in progetto.

È dunque necessario verificare la compatibilità tra le condizioni climatiche previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni per il sito di installazione e quelle limite specificate dal Costruttore.

In particolare, è necessario verificare che la velocità massima del vento prevista dalla normativa vigente per il sito in progetto sia almeno inferiore a quella prevista nella tabella precedente:

Art. 3.3 D.M. 17/01/2018 (NTC 2018) - Azioni del Vento

Sito installazione: Regione Sardegna - Provincia di Sassari - Comune di Nulvi

$$a_s = 600 \text{ m s.l.m.m.} \quad a_{s, \max} = a_s + 220 \text{ (altezza mozzo + raggio)} = 820 \text{ m}$$

Zona Climatica di riferimento = 6

$$a_0 = 500 \text{ m} \quad v_{b,0} = 28 \text{ m/s} \quad k_s = 0.36 \quad \alpha = 1.04 \text{ (} T_r = 100 \text{)}$$

$$\text{per } a_s > a_0 \quad v_b = \alpha \times v_{b,0} \times C_a \quad C_a = 1 + k_s (a_{s, \max} / a_0 - 1) \quad C_a = 1.23$$

Velocità massima di riferimento indicata dalle NTC 2018 (10 min, $T_r = 100$ anni):

$$v_b = 35.81 \text{ m/s}$$

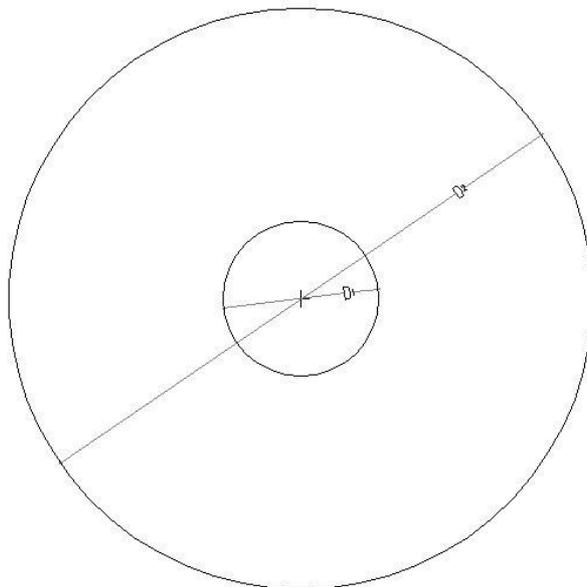
Velocità massima indicata dal produttore (10 min, $T_r = 50$ anni):

$$V_{ref} = 37.50 \text{ m/s}$$

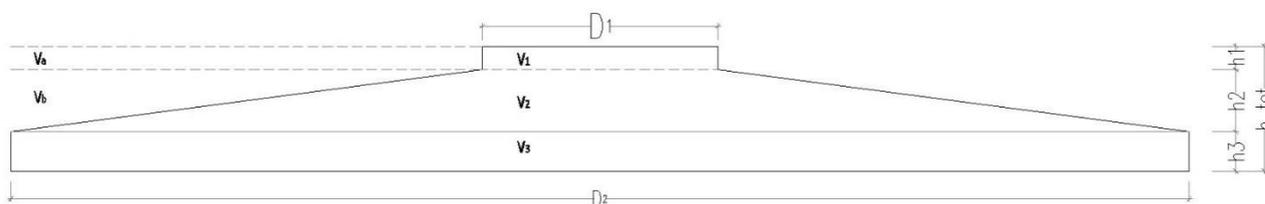
La velocità massima indicata dal Costruttore è superiore a quella prevista dalla normativa vigente per il sito in progetto, la verifica di compatibilità è dunque soddisfatta.

6 Verifica stabilità globale (equ)

Si conducono nel seguito le verifiche di stabilità globale del basamento di fondazione, con riferimento alle azioni di progetto precedentemente indicate.



Schema in pianta basamento di fondazione



Schema in sezione basamento di fondazione

DATI GEOMETRICI FONDAZIONE:

diametro colletto =	$d_1 = 6.00 \text{ m}$
diametro esterno =	$d_2 = 24.50 \text{ m}$
altezza colletto =	$h_1 = 0.30 \text{ m}$
altezza intermedia =	$h_2 = 1.90 \text{ m}$
altezza minima =	$h_3 = 0.60 \text{ m}$
altezza totale =	$h_{tot} = 2.80 \text{ m}$

A - VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$\gamma_{G1} = 0.90$	$\gamma_{G2} = 0.80$	$\gamma_q = 1.50$
----------------------	----------------------	-------------------

CARICHI VERTICALI

Peso del basamento

$$G_1 = 25 \times \pi \times [d_1^2 \times h_1 + 1/3 \times (d_1^2 + d_1 \times d_2 + d_2^2) \times h_2 + d_2^2 \times h_3] / 4$$

$$G_1 = 17'015 \text{ kN}$$

Peso del terreno di ricoprimento

$$G_2 = 16 \times \pi \times [(d_2^2 - d_1^2) \times (h_1 - 0.10) + (d_2^2 \times h_2) - 1/3 \times (d_1^2 + d_2 \times d_1 + d_2^2) \times h_2] / 4$$

$$G_2 = 9'511 \text{ kN}$$

Peso della torre

$$V = 7'710 \text{ kN}$$

AZIONI PER LA CONDIZIONE DI CARICO EQU

(peso proprio basamento + peso terreno ricoprimento - senza coefficienti parziali)

$G_1 = 17'015 \text{ kN}$	$G_2 = 9'511 \text{ kN}$
---------------------------	--------------------------

(momento flettente + azione orizzontale al piede della torre + peso permanente torre – senza coefficienti parziali)

$M = 186'830 \text{ kNm}$	$H = 1'320 \text{ kN}$	$V = 7'710 \text{ kN}$
---------------------------	------------------------	------------------------

MOMENTO STABILIZZANTE

$$M_{STA} = (0.9 \times G_1 + 0.8 \times G_2 + 0.9 \times V) \times d_2 / 2$$

$$M_{STA} = (0.9 \times 17'015 + 0.8 \times 9'511 + 0.9 \times 7'710) \times 12 = 358'335 \text{ kNm}$$

MOMENTO RIBALTANTE

$$M_{RIB} = \gamma_q \times (M + H \times h_{tot})$$

$$M_{RIB} = 1.5 \times (186'830 + 1'320 \times 2.8) = 285'790 \text{ kNm}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$M_{STA} / M_{RIB} = 1.25$$

Verifica soddisfatta considerando il peso stabilizzante del rilevato.

B – VERIFICA SCORRIMENTO

$\gamma_{G1} = 0.90$	$\gamma_{G2} = 0.80$	$\gamma_q = 1.50$
----------------------	----------------------	-------------------

Risultante forze che attivano lo scorrimento:

$$H = 1'320 \text{ kN}$$

$$F_{scr} = \gamma_q \times H = 1'980 \text{ kN}$$

Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:

Peso della torre

$$V = 7'710 \text{ kN}$$

Peso del basamento

$$G_1 = 17'015 \text{ kN}$$

Peso del terreno di ricoprimento

$$G_2 = 9'511 \text{ kN}$$

Angolo di attrito terreno/fondazione

$$\phi = 30^\circ$$

$$\phi' = 0.5 \phi$$

$$F_{sta} = \tan \phi' \times (\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G1} \times V) = 5'960 \text{ kN}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$F_{sta} / F_{scr} = 3.01$$

Verifica soddisfatta senza considerare il peso stabilizzante del rilevato.

C – DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE

In progetto sono previsti 36 pali di fondazione di diametro pari a 800 mm, in conglomerato cementizio armato, di lunghezza pari a 15 metri, ad asse verticale, del tipo trivellato con asportazione del terreno.

E' stata scelta questa tipologia di pali in funzione delle caratteristiche del terreno attraversato (vedi relazione geologica-geotecnica allegata).

Le ipotesi progettuali seguite sono quelle relative a pali con portanza per attrito laterale e portanza di punta, con una profondità di infissione nelle marne pari ad almeno 12 metri.

Si riporta di seguito la valutazione effettuata in base alle prescrizioni dell'A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana), tralasciando il contributo offerto dall'attrito laterale in considerazione dell'incertezza in questa fase sugli spessori degli strati attraversati.

PALO TIPO 1

$l = 15$ metri

$\Phi = 800$ mm

$$Q_{lim} = q_p \times A_p / \gamma \quad \text{dove:}$$

Q_{lim} = portanza limite del palo in esercizio

q_p = resistenza unitaria alla punta

A_p = area della punta del palo ($\Phi = 800$ mm $A = \text{cost.} = 5024 \text{ cm}^2$),

γ = coefficiente di sicurezza = 2.5 (valutazione teorica)

$$q_p = N_q \times q_L \quad \text{dove:}$$

q_L = tensione geostatica sul piano orizzontale passante per la punta del palo

N_q = fattore adimensionale

$$q_L = \sum_i h_i \times \gamma_i^l \quad \text{dove:}$$

h_i = profondità dei vari strati attraversati

γ_i^l = peso specifico del terreno immerso dei vari strati

$h_1 = 3.00$ m (*marne alterate C.1*)

$\gamma_1^l = 1850$ kg/m³

$q_{L1} = 5.550$ kg/m²

$h_2 = 12.00$ m (*marne litoidi C.2*)

$\gamma_2^l = 2200$ kg/m³

$q_{L2} = 26.400$ kg/m²

$$q_L = 31.950 \text{ kg/m}^2$$

Il valore di N_q è stato valutato sulla base degli elementi forniti dall’A.G.I. secondo vari Autori per pali trivellati di medio diametro in terreni incoerenti, con $\phi = 30^\circ$:

Vesic	$N_q = 30$
Berezantzev	$N_q = 36$
Meyerhof	$N_q = 85$
Skempton	$N_q = 70$
Brinch - Hansen	$N_q = 50$

Si è ritenuto opportuno estrapolare un valore medio, ovvero quello fornito dalla teoria del Brinch - Hansen, e utilizzare un coefficiente $N_q = 50$, onde per cui:

$$Q_{lim} = 31.950 \times 0.5024 \times 50 / 2.5 = 321.000 \text{ kg}$$

si assume:

$$Q_{lim} = 321 \text{ tonnellate}$$

D - VERIFICA AL RIBALTAMENTO FONDAZIONE SU PALI

AZIONI PER LA CONDIZIONE DI CARICO EQU

(momento flettente + azione orizzontale al piede della torre + peso permanente torre – senza coefficienti parziali)

M = 186'830 kNm	H = 1'320 kN
-----------------	--------------

MOMENTO RIBALTANTE

$$M_{RIB} = \gamma_q \times (M + H \times h_{tot})$$

$$M_{RIB} = 1.5 \times (186.830 + 1.320 \times 2.8) = 285.790 \text{ kNm}$$

MOMENTO STABILIZZANTE

Con riferimento allo schema di posizionamento in pianta dei pali di fondazione, si verifica nel seguito la stabilità globale calcolando il solo contributo di resistenza a compressione dei pali disposti su un settore circolare pari alla metà della circonferenza (si considera cautelativamente il solo contributo di 16 pali compressi).

$$M_{STA} = \sum_i N_p \times n_i \times d_i \quad \text{dove:}$$

N_p = carico limite del singolo palo

d_i = braccio delle forze palo – asse fondazione

n_i = numero pali nella fila i-esima

$$N_p = 3210 \text{ kN}$$

$$d_1 = 1.50 \text{ m} \quad n_1 = 2$$

$$d_2 = 3.25 \text{ m} \quad n_2 = 2$$

$$d_3 = 4.50 \text{ m} \quad n_3 = 3$$

$$d_4 = 5.70 \text{ m} \quad n_4 = 2$$

$$d_5 = 7.90 \text{ m} \quad n_5 = 4$$

$$d_6 = 10.25 \text{ m} \quad n_6 = 2$$

$$d_7 = 11 \text{ m} \quad n_7 = 1$$

$$M_{STA} = 3210 \times 97.5 = 312.900 \text{ kNm}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$M_{STA} / M_{RIB} = 1.09$$

Verifica soddisfatta senza considerare il contributo del basamento.

7 Verifica di resistenza della fondazione diretta (str)

Si riportano nel seguito i risultati di calcolo del modello strutturale, realizzato discretizzando il basamento in elementi finiti di sezione variabile, e verificando le sezioni in c.a.

La fondazione è stata verificata con riferimento alla stratigrafia di progetto, considerando la Categoria di sottosuolo A ed una costante di winkler pari a 8 kg/cm^3 .

COMBINAZIONE DI CARICO 1 – (SLE)

(peso proprio basamento + peso terreno ricoprimento - senza coefficienti parziali)

$G_1 = 17'015 \text{ kN}$	$G_2 = 9'511 \text{ kN}$
---------------------------	--------------------------

COMBINAZIONE DI CARICO 2 – (SLE)

(peso proprio basamento + peso terreno ricoprimento + azioni dalla Torre - senza coefficienti parziali)

$G_1 = 17'015 \text{ kN}$	$G_2 = 9'511 \text{ kN}$	$V = 7'710 \text{ kN}$
$M_F = 186'830 \text{ kNm}$	$H = 1'320 \text{ kN}$	$M_T = 295 \text{ kNm}$

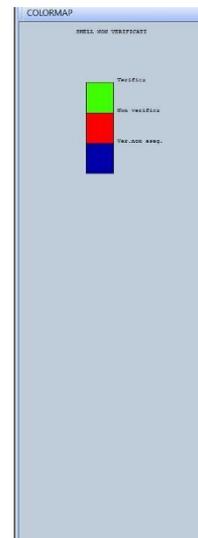
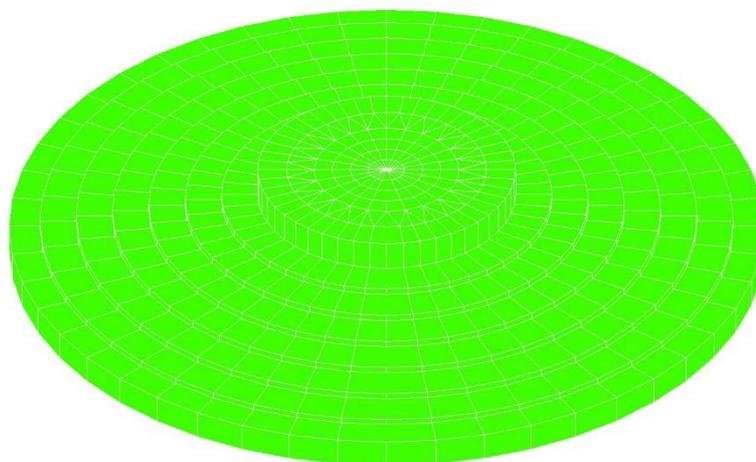
COMBINAZIONE DI CARICO 3 – (SLU)

(peso proprio basamento + peso terreno ricoprimento + azioni dalla Torre - con i coefficienti parziali)

$G_1 = \gamma_{G1} \times 17'015 \text{ kN}$	$G_2 = \gamma_{G2} \times 9'511 \text{ kN}$	$V = \gamma_{G2} \times 7'710 \text{ kN}$
$M = \gamma_q \times 186'830 \text{ kNm}$	$H = \gamma_q \times 1'320 \text{ kN}$	$M_T = \gamma_q \times 295 \text{ kNm}$

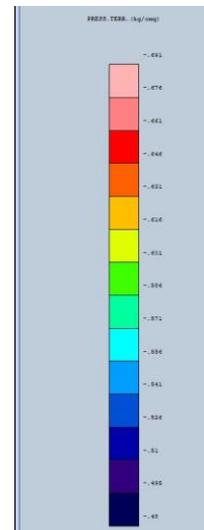
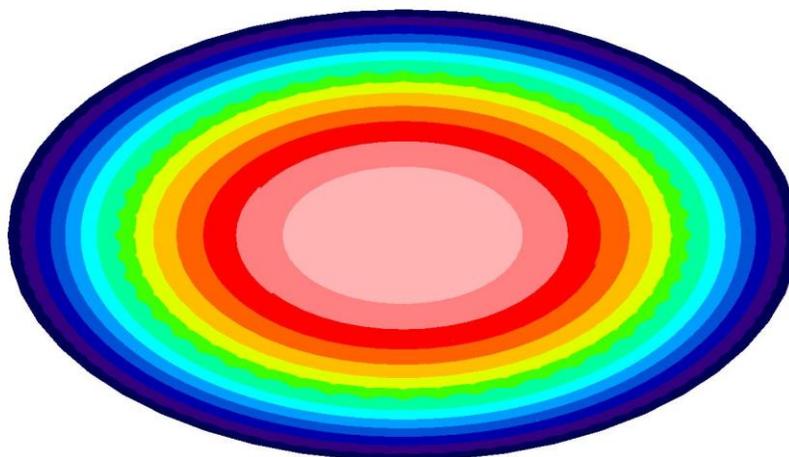
$\gamma_{G1} = 1.3$	$\gamma_{G2} = 1.5$	$\gamma_q = 1.50$
---------------------	---------------------	-------------------

COLORMAP VERIFICHE ELEMENTI SHELL



a – **PRESSIONI DI CONTATTO**

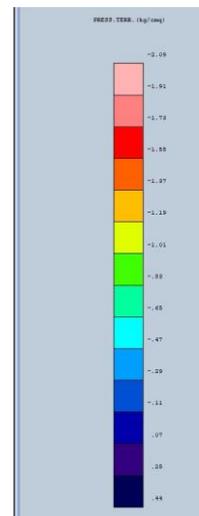
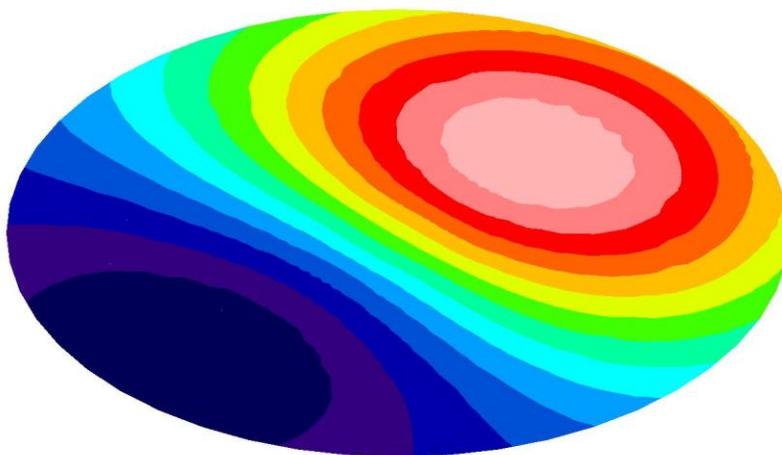
COLORMAP PRESSIONI DI CONTATTO COMBINAZIONE 1 (P.P. + PERM.)



Pressione di contatto SLE:

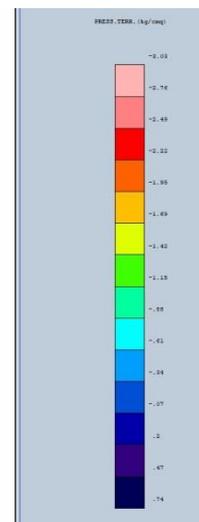
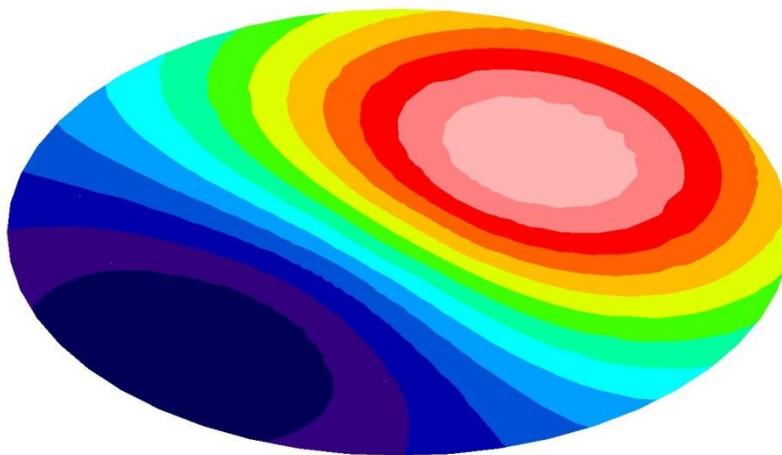
$$\sigma_{pp} = 0.69 \text{ kg/cm}^2$$

COLORMAP PRESSIONI DI CONTATTO COMBINAZIONE 2 (P.P. + PERM. + AZIONI TORRE)



Pressione di contatto SLE: $\sigma_{es} = 2.09 \text{ kg/cm}^2$

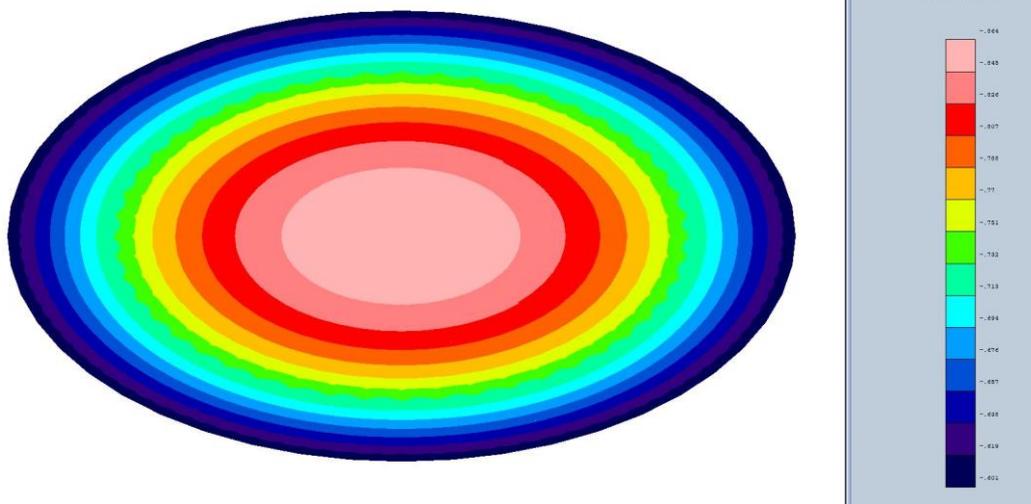
COLORMAP PRESSIONI DI CONTATTO COMBINAZIONE 3 (P.P. + PERM. + AZIONI TORRE)



Pressione di contatto SLU: $\sigma_{max} = 3.03 \text{ kg/cm}^2$

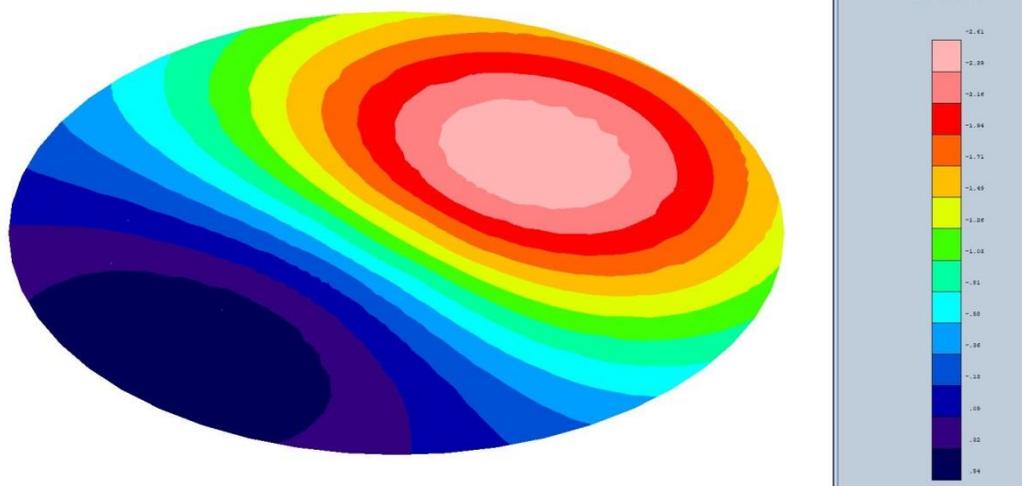
b – CEDIMENTI ATTESI

COLORMAP SPOSTAMENTI VERTICALI COMBINAZIONE 1 (P.P. + PERM.)



Spostamento massimo SLE: $w_1 = 0.86 \text{ mm}$

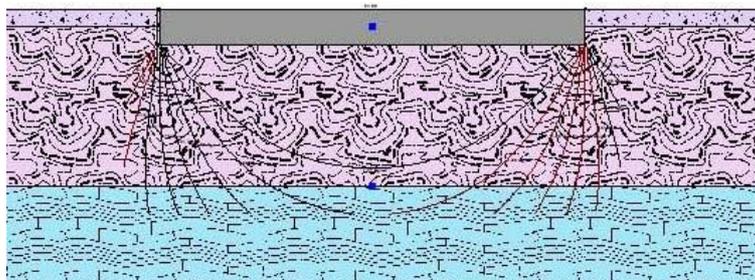
COLORMAP SPOSTAMENTI VERTICALI COMBINAZIONE 2 (P.P. + PERM. + AZIONI TORRE)



Spostamento massimo SLE: $w_{es} = 2.61 \text{ mm}$

8 Verifica di resistenza del terreno (geo)

Le verifiche geotecniche sono state condotte con l'ausilio del software LoadCap 2020, programma di verifiche geotecniche per fondazioni superficiali.



DATI GENERALI

=====

Diametro della fondazione	24.50 m
Profondità piano di posa	3.00 m
Altezza di incastro	0.60 m
Pressione massima SLU	3.03 kg/cm ²
Cedimento massimo SLE	2.61 mm

=====

La presenza del substrato marnoso litoide non alterato offre una notevole resistenza di progetto; la tipologia dei terreni oltre lo strato C.2 è dunque idonea per la realizzazione di fondazioni dirette, fatta salva l'esigenza di acquisire riscontri puntuali in tutte le postazioni eoliche da realizzare.

9 Conclusioni

Il presente elaborato contiene i calcoli preliminari delle strutture di fondazione degli aerogeneratori previsti nel progetto del Parco eolico denominato Orria, proposto dalla società Repsol Orria S.r.l., da installare nel territorio di Nulvi (SS) e Sedini (SS).

Con riferimento ai carichi di progetto, alla caratterizzazione geotecnica preliminare nonché ai risultati delle verifiche di stabilità, resistenza delle strutture e del terreno di fondazione, si può riassumere quanto segue:

- la tipologia dei terreni è idonea per la realizzazione di fondazioni dirette solo laddove il piano di posa risulti inserito nel substrato marnoso litoide non alterato (Strato C.2);
- per i siti di installazione degli aerogeneratori in cui il piano di posa ricade entro lo Strato C.2 in progetto è stata verificata una fondazione diretta a pianta circolare, avente diametro di 24.50 m e spessore massimo pari a 2.80 metri;
- per i siti di installazione in cui il piano di posa ricade nei substrati marnosi alterati (Strato C.1) in progetto è stato verificato un basamento a pianta circolare, fondato su 36 pali di diametro pari a 800 m, di profondità pari a 15 m, da realizzare in opera mediante carotaggio continuo.

Nelle fasi più avanzate della progettazione, pertanto, sarà indispensabile disporre di dati geotecnici specifici per ogni singola postazione eolica al fine di confermare o, se necessario, variare le previsioni ed i calcoli qui riportati in via preliminare.