

COMMITTENTE



GRV WIND SARDEGNA 7 S.R.L.
Via Durini, 9 Tel. +39.02.50043159
20122 Milano PEC: grwindsardegna7@legalmail.it

GRV WIND SARDEGNA 7 S.r.l.
Via Durini, 9
20122 Milano (MI)
P. IVA 12038430968

PROGETTISTI



Progettazione e coordinamento:
Ing. Giuseppe Frongia
I.A.T. Consulenza e progetti S.r.l.
Via Giua s.n.c. - Z.I. CACIP
09122 Cagliari (I)
Tel./Fax. +39.070.658297
Email: info@iatprogetti.it
PEC: iat@pec.it



REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA



PROVINCIA MEDIO CAMPIDANO



COMUNE VILLANOVAFRANCA



COMUNE FURTEI



COMUNE SANLURI



COMUNE VILLAMAR

PROGETTO

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN PARCO EOLICO DENOMINATO "SU MURDEGU" COMPOSTO DA 7 AEROGENERATORI DA 6.0 MW, PER UNA POTENZA COMPLESSIVA DI 42 MW SITO NEL COMUNE DI VILLANOVAFRANCA (VS), CON OPERE DI CONNESSIONE NEI COMUNI DI VILLANOVAFRANCA, VILLAMAR, FURTEI E SANLURI (VS)

ELABORATO

Titolo:

CALCOLI PRELIMINARI DI DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE

Tav./Doc.:

WVNF-RC2

Nome file:

WVNF-RC2 Calcoli preliminari di dimensionamento delle strutture

Scala/Formato:

A4

0	Aprile 2022	Prima emissione	IAT PROGETTI	IAT PROGETTI	GRVALUE
REV.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE



31/03/2022

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO DA 42 MWE DELLE OPERE DI CONNESSIONE NEL COMUNE DI VILLANOVAFRANCA

PROPONENTE:

GRV WIND SARDEGNA 7 S.R.L. - Via Durini,9 20122 Milano (MI)
pec grvwindsardegna7@legalmail.it

**REGIONE SARDEGNA - PROVINCIA DEL MEDIO CAMPIDANO
COMUNI DI VILLANOVAFRANCA, FURTEI, SANLURI E VILLAMAR**

LOCALITÀ SU MURDEGU

ELABORATO N°RC2

CALCOLI PRELIMINARI DI DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE

Progettazione

I.A.T. Consulenza e progetti S.r.l.
www.iatprogetti.it

Ing. Giuseppe Frongia / n. ordine 3453 CA

Codice elaborato

*WVNF-RC2_Calcoli preliminari di
dimensionamento delle strutture.docx*



PROGETTAZIONE:

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

Ing. Giuseppe Frongia (Direttore tecnico)

Gruppo di progettazione:

Ing. Giuseppe Frongia (Coordinatore e responsabile)

Ing. Marianna Barbarino

Ing. Enrica Batzella

Dott. Andrea Cappai

Ing. Paolo Desogus

Ing. Gianluca Melis

Ing. Andrea Onnis

Dott.ssa Eleonora Re

Ing. Elisa Roych

Collaborazioni specialistiche:

Verifiche strutturali: Ing. Gianfranco Corda

Aspetti geologici e geotecnici: Dott. Geol. Maria Francesca Lobina e Dott. Geol. Mauro Pompei

Aspetti faunistici: Dott. Nat. Maurizio Medda

Caratterizzazione pedologica: Agr. Dott. Nat. Nicola Manis

Acustica: Ing. Antonio Dedoni

Aspetti floristico-vegetazionali: Agr. Dott. Nat. Fabio Schirru

Aspetti archeologici: NOSTOI S.r.l. Dott.ssa Maria Grazia Liseno

INDICE

1	PREMESSA	4
2	ASPETTI GENERALI	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
4	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA	8
4.1	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	8
4.2	STRATIGRAFIA DI PROGETTO	9
5	CARICHI DI PROGETTO	10
6	VERIFICA STABILITA' GLOBALE (EQU)	12
7	VERIFICA DI RESISTENZA DELLA FONDAZIONE SUPERFICIALE (STR)	18
8	CONCLUSIONI	23

1 PREMESSA

Il presente elaborato contiene i calcoli preliminari delle strutture di fondazione degli aerogeneratori previsti nel progetto del Parco eolico da 42 MW, proposto dalla società GRV Wind Sardegna 7 Sardegna 2 – Gruppo GR Value, da realizzare nel Comune di Villanovafranca (VS); 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 geotecnica allegata al progetto dell’impianto.

Le verifiche strutturali per il plinto di fondazione sono basate sulle azioni di progetto indicate dal costruttore Siemens Gamesa per il modello di aerogeneratore SG 6.0-170, di caratteristiche simili a quello di progetto, con altezza al mozzo pari a 115 m; le azioni di progetto sono state desunte dallo specifico fascicolo sui carichi in fondazione fornito dal costruttore, documento "Foundation Load T115-50A, SG 6.0-170".

2 ASPETTI GENERALI

Il progetto proposto prevede l'installazione di 7 turbine di grande taglia, posizionate su torri di sostegno dell'altezza indicativa di 115 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 30/150kV 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 258÷350 m s.l.m.

Ai fini delle presenti verifiche strutturali sono state assunte come riferimento le azioni agenti sulla fondazione riferite alla turbina eolica Siemens-Gamesa 6.0-170, 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 Load T115-50A, SG 6.0-170".

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 basamento litoide che soggiace a profondità molto difformi, presumibilmente variabili tra meno di 1 m e oltre 3,00 m rispetto al piano di campagna, sormontato da una coltre rimaneggiata dalle pratiche agricole

La tipologia dei terreni sarebbe dunque idonea per la realizzazione di fondazioni dirette solo laddove il piano di posa risultasse, eventualmente, ben inserito nel substrato litoide (Strato D).

Avuto riguardo che la circostanza che il piano di posa della fondazione potrebbe non risultare entro il substrato litoide (Strato D), in progetto è prevista cautelativamente una fondazione di tipo profonda.

Il basamento a pianta circolare, ove non sia possibile realizzarlo direttamente a contatto con il substrato roccioso, sarà realizzato in testa ad una palificata di profondità intestata sul substrato litoide che giace a profondità superiori.

Il basamento di fondazione previsto in progetto è del tipo a plinto superficiale, da realizzare in opera in calcestruzzo armato, a pianta circolare di diametro pari a 30 metri.

La fondazione oggetto di verifica è sostanzialmente una piastra circolare a sezione variabile con spessore massimo al centro, pari a circa 320 cm, e spessore minimo al bordo, pari a 100 cm.

La porzione centrale, denominata "colletto", presenta altezza costante di 3.20 m per un diametro pari a circa 6.00 m.

Il colletto 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 in progetto sono del tipo di grande diametro, pari a 1000 mm, in conglomerato cementizio armato, di lunghezza massima pari ad 8 metri, ad asse verticale, del tipo trivellato con asportazione del terreno e senza circolazione di fango bentonitico.

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 posizioni 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 23/02/2019 “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove 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).

I calcoli e le verifiche 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.

L'assetto geologico si caratterizza per la presenza di un basamento litoide che soggia a profondità molto difformi, presumibilmente variabili tra meno di 2 m e oltre 5,00 m rispetto al piano di campagna, sormontato da una coltre plurimetrica rimaneggiata dalle pratiche agricole.

Salvo gli opportuni ed obbligatori accertamenti nella fase più avanzata della progettazione, i Geologi hanno individuato quattro distinte tipologie di terreni direttamente interagenti con le strutture di fondazione e per le quali ha fornito le caratteristiche meccaniche.

Unità A – Suoli, spessore pari a 0,20 - 0,50 m

Unità B – Argille limose grigie brunastre, spessore minimo 0,30 m – massimo 2,50 m

Peso specifico = 16.50-17.00kN/m³

Angolo attrito interno $\varphi = 18^\circ$

Modulo edometrico $E = 30 - 40 \text{ daN/cm}^2$

Coesione $c = 0.20 - 0.30 \text{ daN/cm}^2$

Unità C – Colluvio limo argilloso, spessore minimo 1,50 m – massimo 2,50 m

Peso specifico = 18.50-19.00kN/m³

Angolo attrito interno $\varphi = 20-22^\circ$

Modulo elastico $E = 50 - 60 \text{ daN/cm}^2$

Coesione $c = 0.30 - 0.40 \text{ daN/cm}^2$

Unità D1 – Basamento marnoso-arenaceo, fascia di alterazione superficiale

Peso specifico = 18.50-19.00kN/m³

Angolo attrito interno $\varphi = 18^\circ$

Modulo elastico $E = 50 - 60 \text{ daN/cm}^2$

Coesione $c = 0.30 - 0.40 \text{ daN/cm}^2$

Unità D2 – Basamento marnoso-arenaceo, litoide tenero e fratturato, spessore pluridecimetrico

Peso specifico = 21,50-22,00kN/m³

Angolo attrito interno $\varphi = 25-35^\circ$

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

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

4.2 STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Le scarse caratteristiche geotecniche dei terreni di copertura, Unità B e C, pongono limitazioni nella scelta della tipologia fondale.

Il Geologo suggerisce di prevedere fondazioni dirette solo con piano di posa ben inserito nel substrato litificato (Strato D), fatte salvi i necessari accorgimenti operativi per evitare il detensionamento del piano di fondazione (immediato getto contro terra di magrone).

Laddove il piano di posa del basamento non intercetti il substrato litoide (Strato D) allora la scelta dovrà ricadere su fondazioni profonde.

I parametri geotecnici considerati nel calcolo preliminare sia della fondazione diretta che della fondazione su pali per la portanza alla punta sono riportati nel seguito:

Peso specifico = 21,50 kN/m³

Angolo attrito interno $\varphi = 30^\circ$

Modulo elastico E = 1000 daN/cm²

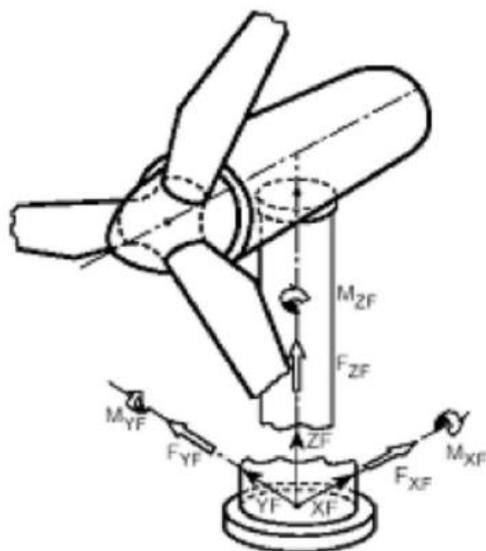
Coesione c = 2 daN/cm²

Per i terreni indagati nello strato D i Geologi hanno definito l'appartenenza alla categoria di sottosuolo di tipo "B" ovvero "rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità".

5 CARICHI DI PROGETTO

Per la definizione delle azioni di progetto al piede della torre si è fatto riferimento ai dati contenuti nelle specifiche tecniche SIEMENS Gamesa, di cui al documento:

SG 6.0-170 Foundation Loads – T115-50A - D2370721/004



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

SIEMENS Gamesa
 RENEWABLE ENERGY

SG 6.0-170 Foundation loads T115-50A
 D2370721 / 004

2020-04-24

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_n_s7	1,1	1688,55	55,55	-7508,71	1689,47	4580,25	196184,46	412,39	196237,91
Dlc22_3bn_V11.0_n_s7	1.0	1535,05	50,5	-6826,1	1535,88	4163,87	178349,5	374,9	178398,1

Table 3 SG 6.0-170 HH115m Factored/Unfactored Extreme loads at tower bottom

Nella tabella precedente sono definite le azioni caratteristiche dei carichi massimi al piede della torre, tali valori verranno utilizzati per le verifiche allo stato limite ultimo con i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa italiana, il DM 17/01/2018.

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

Description	Unit	Value	Value
Design code	-	IEC-61400-1 Ed3	IEC-61400-1 Ed3
IEC Class	-	3A	3B
Design life time according to IEC	years	20	25
Annual average wind speed at hub height, V_{ave}	m/s	7.5	7.5
Extreme wind speed at hub height (10-min with 50 years return period), V_{ref}	m/s	37.5	37.5
Mean turbulence intensity at 15 m/s, I_{ref}	-	0.16	0.14
Average air density, ρ	kg/m ³	1.225	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 Sud Sardegna - Comune di Villanovafranca

$$a_s = 450 \text{ m s.l.m.m.} \quad a_{s, \max} = a_s + 200 \text{ (diametro rotore)} = 650 \text{ m}$$

Zona Climatica di riferimento = 5

$$a_0 = 750 \text{ m} \quad v_{b,0} = 28 \text{ m/s} \quad k_s = 0.40$$

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

$$\text{per } a_s < a_0 \quad v_b = v_{b,0} \times c_a \quad c_a = 1$$

Velocità massima di riferimento indicata dalle NTC 2018 (10 min, 50 anni T_r):

$$v_b = 28 \text{ m/s}$$

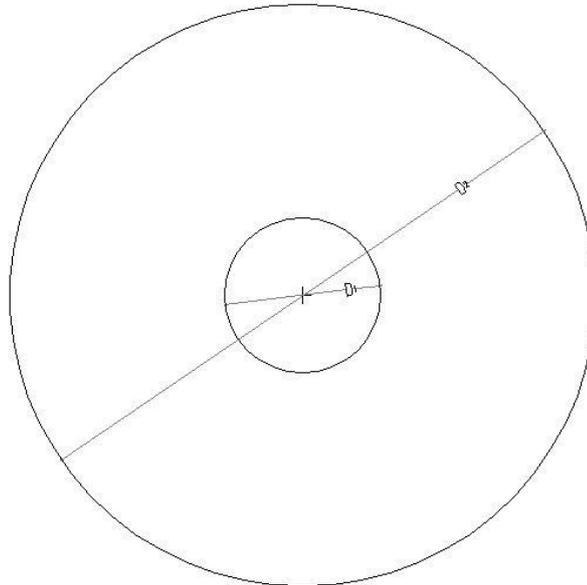
Velocità massima indicata dal produttore (10 min, 50 anni T_r):

$$V_{ref} = 37.5 \text{ m/s}$$

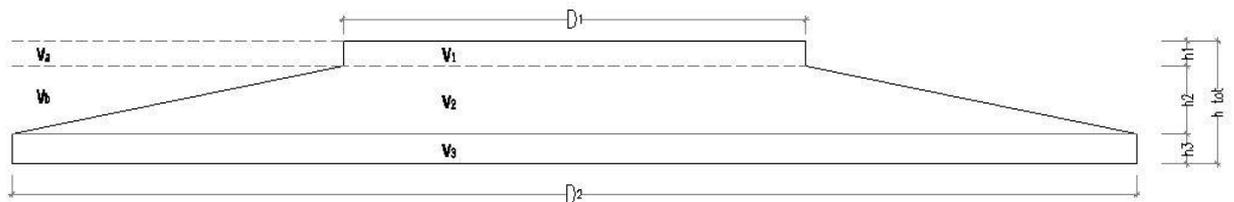
La velocità massima indicata dal Costruttore è superiore a quella prevista dalla normativa vigente per il sito in progetto, la verifica di compatibilità è dunque soddisfatta.

6 VERIFICA STABILITA' 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 =	$d_2 = 30.00 \text{ m}$
altezza colletto =	$h_1 = 0.60 \text{ m}$
altezza intermedia =	$h_2 = 1.60 \text{ m}$
altezza minima =	$h_3 = 1.00 \text{ m}$
altezza totale =	$h_{\text{tot}} = 3.20 \text{ m}$

A - VERIFICA AL RIBALTAMENTO FONDAZIONE SUPERFICIALE

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

CARICHI VERTICALI

Peso del basamento

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

$$G_1 = 29.700 \text{ kN}$$

Peso del terreno di ricoprimento

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

$$G_2 = 16.000 \text{ kN}$$

Peso della torre

$$V = 6.826 \text{ kN}$$

AZIONI PER LA CONDIZIONE DI CARICO EQU

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

$G_1 = 29.700 \text{ kN}$	$G_2 = 16.00 \text{ kN}$
---------------------------	--------------------------

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

$M = 178.400 \text{ kNm}$	$H = 1.536 \text{ kN}$	$V = 6.826 \text{ kN}$
---------------------------	------------------------	------------------------

MOMENTO STABILIZZANTE

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

$$M_{STA} = (0.9 \times 29.700 + 0.8 \times 0 + 0.9 \times 6.826) \times 15 = 493.100 \text{ kNm}$$

MOMENTO RIBALTANTE

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

$$M_{RIB} = 1.5 \times (178.400 + 1.536 \times 3.2) = 274.973 \text{ kNm}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$M_{STA} / M_{RIB} = 1.79$$

Verifica soddisfatta senza considerare il peso stabilizzante del rilevato.

B - VERIFICA SCORRIMENTO FONDAZIONE SUPERFICIALE

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

Risultante forze che attivano lo scorrimento:

$$H = 1.536 \text{ kN}$$

$$F_{scr} = \gamma_q \times H = 2.304 \text{ kN}$$

Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:

Peso della torre

$$V = 6.826 \text{ kN}$$

Peso del basamento

$$G_1 = 29.700 \text{ kN}$$

Peso del terreno di ricoprimento

$$G_2 = 16.000 \text{ kN}$$

Angolo di attrito terreno/fondazione

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\varphi' = 0.5 \varphi$$

$$F_{sta} = \tan \varphi' \times (\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G1} \times V) = 8.808 \text{ kN}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$F_{sta} / F_{scr} = 3.82$$

Verifica soddisfatta senza considerare il peso stabilizzante del rilevato.

C - DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE

I pali di fondazione previsti in progetto sono del tipo di grande diametro, pari a 1000 mm, in conglomerato cementizio armato, di lunghezza massima pari a 8 metri, ad asse verticale, del tipo trivellato con asportazione del terreno.

È 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 prevalente di punta, con una profondità di infissione nelle marne argillose consistenti pari ad almeno 2 metri.

Si riporta di seguito la valutazione da noi effettuata in base alle prescrizioni dell'A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana), tralasciando il contributo offerto dall'attrito laterale.

PALO TIPO 1

$l = 8.00$ metri

$\Phi = 1000$ 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 ($\Phi = 1000$ mm $A = \text{cost.} = 7850$ cm²),

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

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

h_i = profondità dei vari strati attraversati

γ_i = peso specifico del terreno immerso dei vari strati

$$h_1 = 3.00 \text{ m} \quad \gamma_1 = 1700 \text{ kg/m}^3 \quad q_{L1} = 5100 \text{ kg/m}^2$$

$$h_2 = 3.00 \text{ m} \quad \gamma_2 = 1900 \text{ kg/m}^3 \quad q_{L2} = 5700 \text{ kg/m}^2$$

$$h_3 = 2.00 \text{ m} \quad \gamma_3 = 2150 \text{ kg/m}^3 \quad q_{L3} = 4300 \text{ kg/m}^2$$

$$q_L = 15.100 \text{ kg/m}^2$$

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

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:

$$Q_{lim} = 15.100 \times 0.7850 \times 50 / 2.5 = 237.070 \text{ kg}$$

si assume:

$$Q_{lim} = 235 \text{ tonnellate}$$

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 = 178.400 kNm	H = 1.536 kN	V = 6.826 kN
-----------------	--------------	--------------

MOMENTO RIBALTANTE

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

$$M_{RIB} = 1.5 \times (178.400 + 1.536 \times 3.2) = 274.281 \text{ kNm}$$

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 ad un quarto di circonferenza.

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

N_p = carico limite del singolo palo

d_i = braccio delle forze palo – asse fondazione

n_i = numero pali nella fila i-esima

$$N_p = 2350 \text{ kN}$$

$$d_1 = 8.00 \text{ m} \quad n_1 = 2$$

$$d_2 = 11.00 \text{ m} \quad n_2 = 3$$

$$d_3 = 14.00 \text{ m} \quad n_3 = 5$$

$$M_{STA} = 2350 \times (2 \times 8 + 3 \times 11 + 5 \times 14) = 279.650 \text{ kNm}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$M_{STA} / M_{RIB} = 1.02$$

Verifica soddisfatta senza considerare il contributo del basamento.

7 VERIFICA DI RESISTENZA DELLA FONDAZIONE SUPERFICIALE (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 B ed una costante di winkler pari a 10 kg/cm^3 .

COMBINAZIONE DI CARICO 1 - (SLE)

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

$G_1 = 29.700 \text{ kN}$	$G_2 = 16.000 \text{ kN}$
---------------------------	---------------------------

COMBINAZIONE DI CARICO 2 - (SLE)

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

$G_1 = 29.700 \text{ kN}$	$G_2 = 16.000 \text{ kN}$	$V = 6.826 \text{ kN}$
$M_F = 178.400 \text{ kNm}$	$H = 1.536 \text{ kN}$	$M_T = 375 \text{ kNm}$

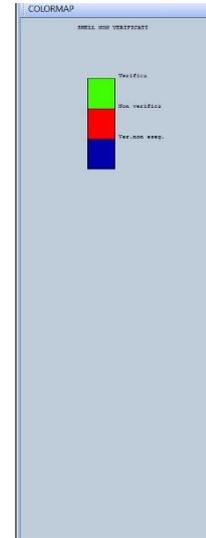
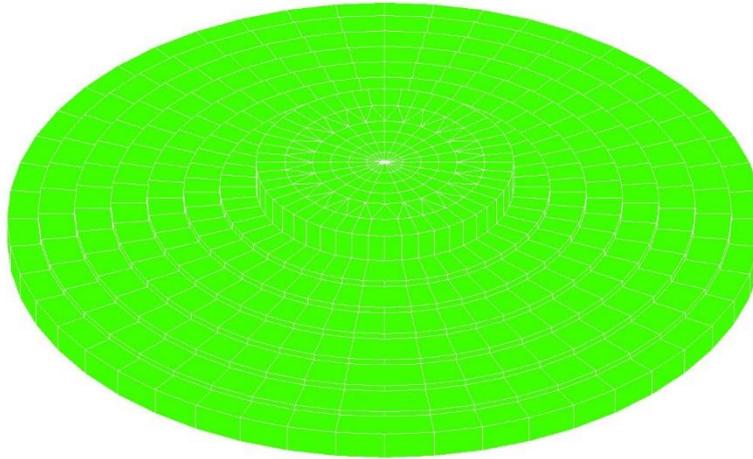
COMBINAZIONE DI CARICO 3 - (SLU)

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

$G_1 = \gamma_{G1} \times 29.700 \text{ kN}$	$G_2 = \gamma_{G2} \times 16.000 \text{ kN}$	$V = \gamma_{G2} \times 6.826 \text{ kN}$
$M = \gamma_q \times 178.400 \text{ kNm}$	$H = \gamma_q \times 1.536 \text{ kN}$	$M_T = \gamma_q \times 375 \text{ kNm}$

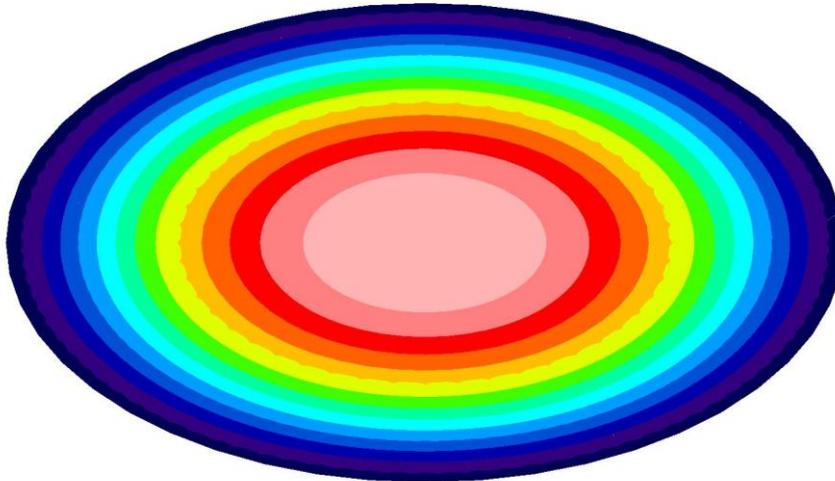
$\gamma_{G1} = 1.3$	$\gamma_{G2} = 1.5$	$\gamma_q = 1.50$
---------------------	---------------------	-------------------

COLORMAP VERIFICHE ELEMENTI SHELL



a - **PRESSIONI DI CONTATTO**

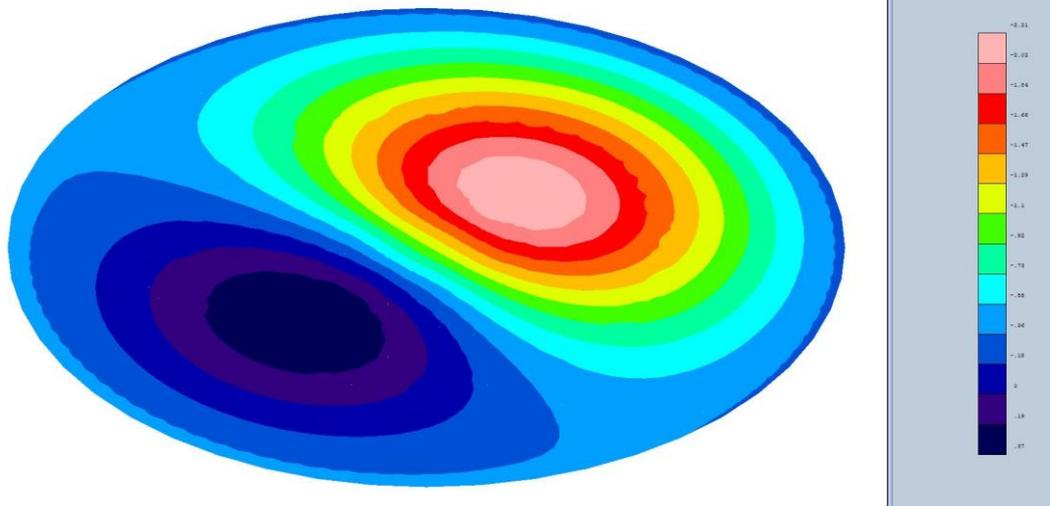
COLORMAP PRESSIONI DI CONTATTO COMBINAZIONE 1 (P.P. + PERM.)



Pressione di contatto SLE:

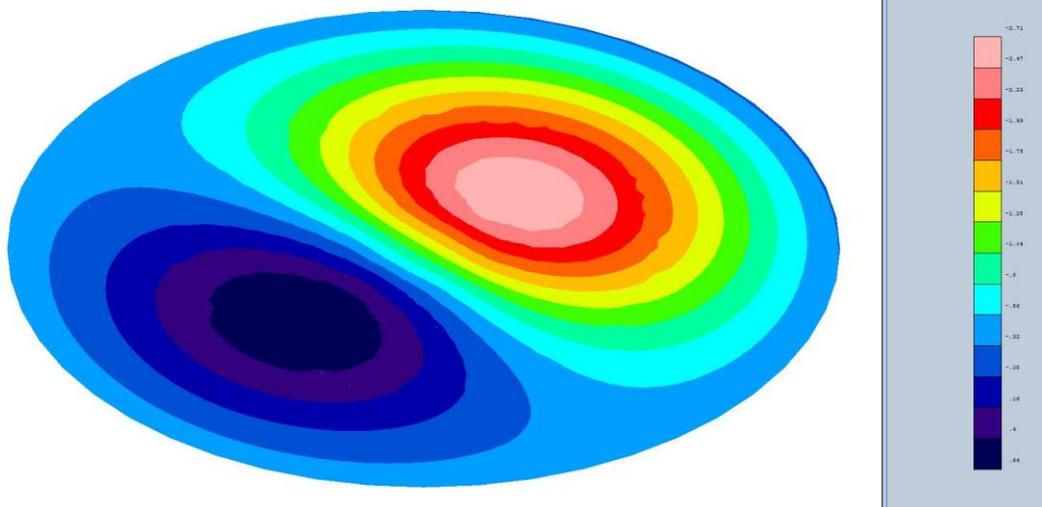
$$\sigma_{pp} = 0.69 \text{ kg/cm}^2$$

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



Pressione di contatto SLE: $\sigma_{es} = 2.21 \text{ kg/cm}^2$

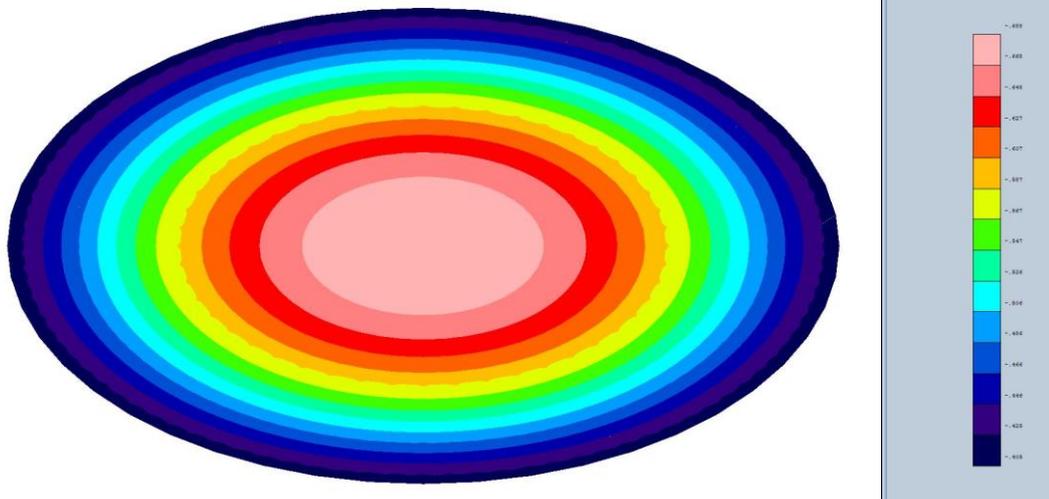
COLORMAP PRESSIONI DI CONTATTO COMBINAZIONE 3 (P.P. + PERM. + AZIONI TORRE)



Pressione di contatto SLU: $\sigma_{max} = 2.71 \text{ kg/cm}^2$

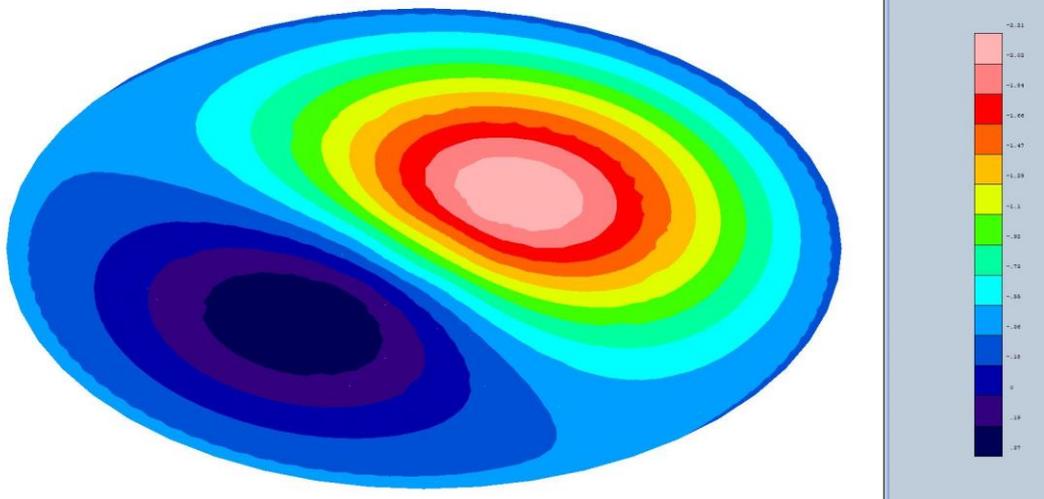
b - CEDIMENTI ATTESI

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



Spostamento massimo SLE: $w_1 = 0.69 \text{ mm}$

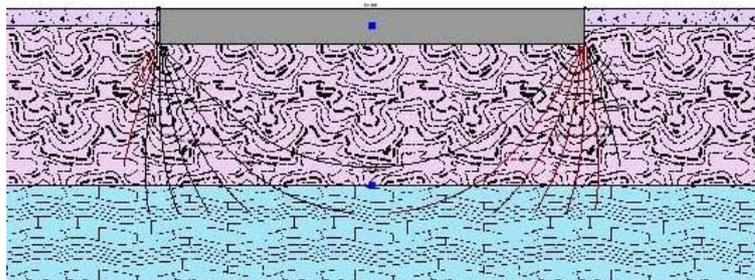
COLORMAP SPOSTAMENTI VERTICALI COMBINAZIONE 2 (P.P. + PERM. + AZIONI TORRE)



Spostamento massimo SLE: $w_{es} = 2.21 \text{ mm}$

VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO FONDAZIONE SUPERFICIALE (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	30.0 m
Profondità piano di posa	3.50 m
Altezza di incastro	1.0 m
Pressione massima sul terreno	2.71 kg/cm ²
Cedimento massimo atteso	2.21 mm
=====	

La presenza del substrato marnoso lapideo offre una resistenza di progetto molto alta, i cedimenti massimi sono trascurabili.

8 CONCLUSIONI

Il presente elaborato riporta le risultanze dei calcoli preliminari delle strutture di fondazione degli aerogeneratori componenti il parco eolico da 42 MW, proposto dalla società GRV Wind Sardegna 7 S.r.l. – Gruppo GR Value, da realizzare nel Comune di Villanovafranca (VS).

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:

- nei siti di installazione degli aerogeneratori in cui le marne litoidi si trovano a profondità non inferiore a 3.00 metri dal piano di campagna in progetto è stata verificata una fondazione diretta a pianta circolare, avente diametro di 30 m e spessore massimo pari a 3.20 metri;
- la presenza di un substrato lapideo offre una resistenza di progetto molto elevata ed i cedimenti massimi sono trascurabili;
- nei siti di installazione in cui le marne litoidi si trovano a profondità non superiore a 3.50÷4.00 m dal piano di campagna, la profondità di scavo potrà essere opportunamente incrementata e la quota ottimale di posa potrà essere recuperata con calcestruzzo magro dello spessore necessario (50÷100 cm);
- nei siti di installazione in cui le marne litoidi si trovano a profondità superiore a 4.00 metri dal piano di campagna in progetto è stato verificato un basamento a pianta circolare, fondato su pali di diametro pari a 1000 m, di profondità pari a 8 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.