

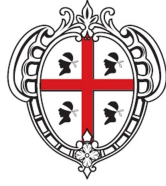
ORUNE Wind Srl

Parco Eolico ORUNE sito nel Comune di Orune

Calcoli preliminari di dimensionamento delle strutture

[Aprile 2023]

Regione Autonoma
della Sardegna



Comune di
Orune



Committente:

ORUNE Wind Srl

ORUNE Wind Srl
Via Sardegna, 40
00187 Roma
P.IVA/C.F. 15802491009

Titolo del Progetto:

**Parco Eolico ORUNE sito nel Comune di
Orune**

Documento:

**CALCOLI PRELIMINARI DI
DIMENSIONAMENTO DELLE
STRUTTURE**

N° Documento:

IT-VesOru-CLP-CIV-TR-13



Studio di Ingegneria

Viale Trieste, 58
09037 San Gavino Monreale (SU)
Tel. +39 070 2352042
Mob. +39 347 1327339
e-mail: studio@sergiolai.com

Progettista:

Ing. Sergio Lai

Rev	Data Revisione	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
00	04.04.2023	Prima emissione			

Sommario

1. Premessa	4
2. Descrizione dell'opera	4
3. Normativa di riferimento	4
4. Metodo di calcolo	5
5. Materiali	6
6. Caratterizzazione geologica e geotecnica	7
7. Analisi dei carichi	9
8. Modellazione della fondazione	12
9. Verifiche	14
10. Verifica stabilità globale (EQU)	14
11. Verifiche della fondazione	17
12. Conclusioni	20

CALCOLI PRELIMINARI DI DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE

1. Premessa

La presente relazione tecnica riporta il dimensionamento statico preliminare delle strutture di fondazione degli aerogeneratori previsti nel progetto del Parco eolico "ORUNE", sviluppato per conto della Orune Wind Srl.

2. Descrizione dell'opera

Il progetto prevede l'installazione di 15 aerogeneratori, tipo Vestas V162, posizionati su torri dell'altezza di 125 m, con potenza nominale di 6.0 MW e altezza complessiva pari a 206 metri.

Gli aerogeneratori in progetto saranno dislocati nel Comune di Orune tra quote altimetriche indicativamente comprese nell'intervallo 750÷850 m s.l.m.

Ai fini delle presenti verifiche strutturali sono state considerate le azioni massime fornite dal costruttore Vestas come azioni caratteristiche riferite al piede della torre metallica.

La fondazione prevista è costituita da una platea superficiale in calcestruzzo armato gettato in opera a pianta circolare di 25 metri di diametro. Lo spessore della platea è variabile, con uno spessore massimo di circa 350 cm al centro ed uno minimo di 120 cm ai bordi.

La porzione centrale della fondazione (colletto) ha un'altezza costante di 3,50 m e un diametro di 6,00 m. La platea viene interrata con terreno ghiaioso di ricoprimento con funzione stabilizzatrice.

Il dimensionamento eseguito in questa fase della progettazione ha carattere preliminare. Le dimensioni e la geometria del plinto indicate in precedenza sono da considerarsi indicative e potrebbero subire delle variazioni in seguito al dimensionamento esecutivo delle opere. Questo dimensionamento sarà effettuato previa indagine geologica dettagliata in corrispondenza di ogni singolo punto di installazione e potrebbe essere modificato sia in relazione ai risultati delle indagini geognostiche di dettaglio che da eventuali indicazioni specifiche fornite dal costruttore dell'aerogeneratore.

3. Normativa di riferimento

- D.M. 17/01/2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" (NTC 2018).
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di cui al D.M. 17/01/2018.
- UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2-Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Eurocodice 7-Progettazione geotecnica:
 - UNI ENV 1997-1;1997 Parte 1: Regole generali
 - UNI ENV 1997-2;2002 Parte 2: Progettazione assistita da prove di laboratorio
 - UNI ENV 1997-3;2002 Parte 3: Progettazione assistita con prove in sito.
- O.P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

ORUNE Wind Srl Ing. Sergio Lai	N° Doc. IT-VesOru-CLP-CIV-TR_13	Rev 0	Pagina 5 di 20
--	------------------------------------	-------	-------------------

- Ordinanza P. C. M. 2 ottobre 2003 n. 3316: “Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»”.
- O.P.C.M. n° 3431 del 10/05/2005: Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio del 20 marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni”
- Legge 5 novembre 1971 n.1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 11 marzo 1988: “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Istruzioni CNR-UNI 10016.

4. Metodo di calcolo

Il metodo di calcolo adottato è il “Metodo semiprobabilistico agli stati limite”, con valutazione sia degli stati limite ultimi che di esercizio, che si possono verificare durante la vita nominale di cui al §2.4 del D.M. 14/01/2018.

Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. § 2.4.1 D.M. 17.01.2018.

Nel caso in oggetto si assume una vita nominale pari a:

- $V_N \geq 50$ anni
- Vita nominale V_N : tipo 2, 50 anni

Classe d’uso

In accordo con il § 2.4.2 D.M. 17.01.2018, si assume:

- Classe d’uso: IV $\rightarrow C_U = 2,0$

Periodo di riferimento V_R

- Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U :
- $V_R = V_N \times C_U$
- Risulta quindi: $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

Le verifiche di stabilità sono state condotte per via diretta dallo scrivente, i calcoli e le verifiche di resistenza sono stati eseguiti utilizzando la modellazione agli elementi finiti.

5. Materiali

Magrone

Calcestruzzo non armato C12/15:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} \geq 15$ MPa
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} \geq 12$ MPa

Calcestruzzo per platea di fondazione

Calcestruzzo armato C25/30:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} \geq 30$ MPa
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} \geq 25$ MPa

Acciaio per armature

Barre in acciaio tipo B450C (FeB44K) ad aderenza migliorata:

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540$ MPa
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450$ (430) MPa
- Rapporto tensione di rottura / tensione di snervamento: $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} \leq 1.35$
- Modulo di elasticità: $E_s = 210000$ MPa
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.30$

6. Caratterizzazione geologica e geotecnica

Modello geotecnico di riferimento

I calcoli strutturali delle fondazioni fanno riferimento ai dati contenuti nella relazione geologica e geotecnica preliminare allegata al presente progetto.

Le analisi geologiche hanno permesso di definire il modello geologico del sito ed in particolare, in relazione alle diverse condizioni geologiche e geostrutturali rilevate, sono stati individuati **nr.2 modelli geologici rappresentativi** descritti di seguito:

- 1) **Modello Geologico 01:** Il modello interessa la formazione intrusiva BTUb Facies Orune; a partire dal piano campagna dopo un primo spessore di circa 0,90 in terre addensate si incontra un livello superficiale di roccia intensamente fratturata a quota variabile da 2,9m a 6,1m, il sottostante substrato roccioso fratturato prosegue fino ad una profondità di circa 10,2 m con velocità di Vs pari a 1550m/sec. Il substrato prosegue da debolmente fratturato a sano fratturato fino ad una profondità di circa 33m da p.c. oltre la quale le velocità Vs risultano oltre i 4260m/sec indicando roccia sana.

BTUb	0.00m – 0,90m	Terre/roccia affiorante molto alterata
	0.90m – 2,90-6,10m	Roccia tenera e/o intensamente fratturata
	2,9-6,10m – 10m	Substrato roccioso debolmente fratturato
	10m – in poi	Substrato da debolmente fratturato a sano

ORUNE - MODELLO GEOLOGICO 01 –					
AG01/AG02/AG03/AG04/AG/05AG06/AG/07AG08/AG09/AG10/AG11/AG12/AG13/AG14					
Dati Parametri Resistenza					
Tipo di Terreno		S1- Roccia tenera e/o fratturata	S2 – Roccia tenera e/o intensamente fratturata	S3 – Substrato roccioso debolmente fratturato	S4- Substrato da debolmente fratturato a sano
Descrizione					
Peso di volume	[kg/mc]	1800	2000	2100	2350
Peso di volume saturo	[kg/mc]	1900	2000	2100	2350
Angolo di attrito interno	[°]	27.02	37.33	41,26	44,20
Coesione	[Mpa]	0.3013	5.990	7.184	8.256
Dati Parametri Deformabilità					
Modulo elastico statico	[Mpa]	63	174	2035	5460
Coefficiente di Poisson	[]	0,33	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)	[Mpa]	196	539	6355	13651
Velocità onde di taglio Vs	[m/sec]	330	520	1700	2410

2) **Modello Geologico 02:** il modello interessa le formazioni intrusive BLA2b Facies Ponte S'Archimissa; A partire dal piano campagna dopo un primo spessore di circa 1m in terre addensate si incontra un livello superficiale di roccia intensamente fratturata a quota variabile da 2,7m a 5,6m, il sottostante substrato roccioso fratturato prosegue fino ad una profondità di circa 10,5 m con velocità di Vs pari a 1860m/sec. Il substrato prosegue da debolmente fratturato a sano fino ad una profondità di circa 34m da p.c. oltre la quale le velocità Vs risultano oltre i 3360m/sec indicando roccia sana.

BLA2b	0,00m – 1,00m	Terre poco addensate
	1,00m – 2,70m	Roccia tenera e/o intensamente fratturato
	2,70m – 10,50m	Substrato roccioso debolmente fratturato
	10,50m – 34m	Substrato da debolmente fratturato a sano

ORUNE - MODELLO GEOLOGICO 02 - AG15					
Dati Parametri Resistenza					
Tipo di Terreno		S1- Terre poco addensate	S2 – Roccia tenera e/o intensamente fratturato	S3 – Substrato roccioso debolmente fratturato	S4- Substrato da debolmente fratturato a sano
Descrizione					
Peso di volume	[kg/mc]	1800	2000	2100	2200
Peso di volume saturo	[kg/mc]	1900	2000	2100	2200
Angolo di attrito interno	[°]	27.02	38.57	39.47	45.11
Coesione	[Mpa]	0.3013	6.358	6.632	8.467
Dati Parametri Deformabilità					
Modulo elastico statico	[Mpa]	162	669	1837	2436
Coefficiente di Poisson	[]	0,33	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)	[Mpa]	510	2079	5717	7610
Velocità onde di taglio Vs	[m/sec]	530	1020	1650	1860

I modelli sono stati costruiti considerando i valori più cautelativi ottenuti attraverso trattazione empirica dei dati geofisici rilevati. Pertanto, considerato il contesto geologico in esame in fase di progettazione esecutiva si consiglia di eseguire delle indagini geognostiche e geofisiche di maggiore dettaglio (in es. sondaggi a carotaggio e geofisica eseguita con stendimenti ubicati a raggiera rispetto al centro della torre eolica).

Nella relazione geologica è segnalata la possibilità di presenza d'acqua alla quota di imposta delle fondazioni in relazione ad una possibile circolazione idrica indotta dai fenomeni di detensionamento dovuti agli scavi, con particolare riferimento alla stagionalità degli apporti idrici e del relativo flusso negli ambiti più superficiali delle coltri di alterazione. In tal caso, in fase esecutiva, sarà necessario provvedere a mantenere lo scavo asciutto mediante l'installazione di pompe adeguatamente dimensionate per la portata da emungere.

7. Analisi dei carichi

Oltre al peso proprio ed ai pesi permanenti portati vengono considerati agenti sulla struttura i carichi variabili secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche.

Coefficienti di sicurezza

Tab. 2.6.I. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Nella Tab. 2.6.I. il significato dei simboli è il seguente

γ_{G1} Coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell' acqua, quando pertinenti

γ_{G2} Coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali

γ_{Qi} Coefficiente parziale delle azioni variabili

Combinazioni di carico

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

-Combinazione fondamentale, generalmente impegnata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per i stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

-Combinazione frequente, generalmente impiegata per i stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots$$

-Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

-Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{ki} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Categoria / Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso \leq 30kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $>$ 30kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota \leq 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $>$ 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In particolare sono stati considerati i seguenti carichi:

Peso proprio platea di fondazione

- peso proprio cls: $25,0 \text{ KN/m}^3$

Carichi permanenti non strutturali

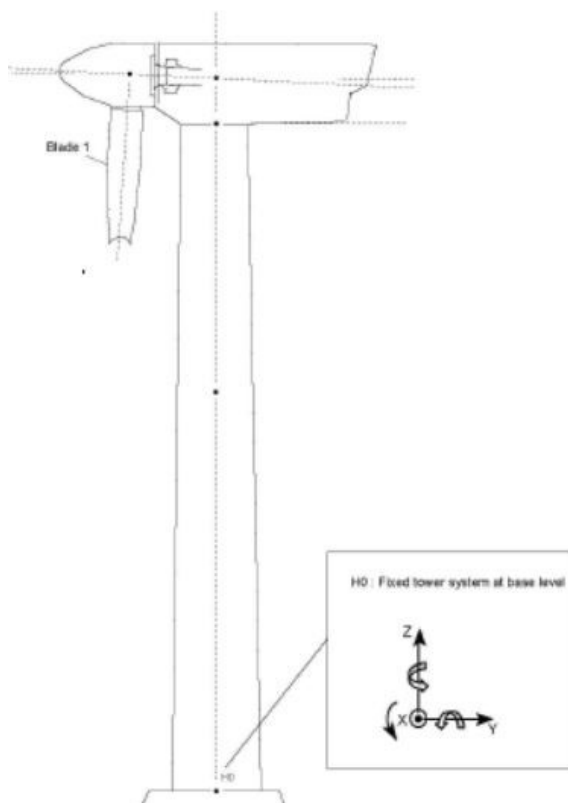
- peso terreni di ricoprimento: $16,0 \text{ KN/m}^3$

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.

Carichi variabili

- Azioni del vento sulla pala eolica: tali azioni sono fornite dal fornitore della pala eolica Vestas per il modello EnVentus EV150-5.4/5.6/6.0 MW



Azioni caratteristiche al piede della torre:

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	{-}	{-}	{-}	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	{-}
Mbt	14Ecdvraa00(fam89)	1.35	Abs	147900	3222	1142	-6853	[6]
Mzt	23NTMSCHWO100(fam216)	1.35	Abs	43280	-16550	475.0	-6595	[4]
FndFr	1314etm00(fam81)	1.35	Abs	127100	-2004	1252	-6863	[6]
Fzt	12lceUHWO100(fam70)	1.35	Abs	67050	-2263	502.1	-7071	[6]

Table 2-4 Characteristic Extreme (excl. PLF). Only load cases with PLF = 1.35.

I valori delle azioni caratteristiche verranno utilizzati nelle verifiche agli stati limite ultimi combinandoli con i coefficienti di sicurezza previsti per le varie combinazioni di carico dalla normativa italiana, il DM 17/01/2018.

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 sono da considerare quale condizione limite per poter installare questo la Torre in progetto 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 nella tabella.

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:

- Azioni del Vento secondo NTC 2018

Zona di riferimento: Sardegna zona 5

Classe di rugosità: D

$a_s = 850$ m s.l.m.m. $a_{s, max} = a_s + 206$ (diametrorotore)

Tempo di ritorno $T_R = 200$ anni

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
5	28	750	0,4	1,053

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

v_b (velocità base di riferimento) 29,49 m/s

$$v_r = v_b * c_r$$

Cr coefficiente di ritorno 1,08

v_r (velocità di riferimento) 31,74 m/s

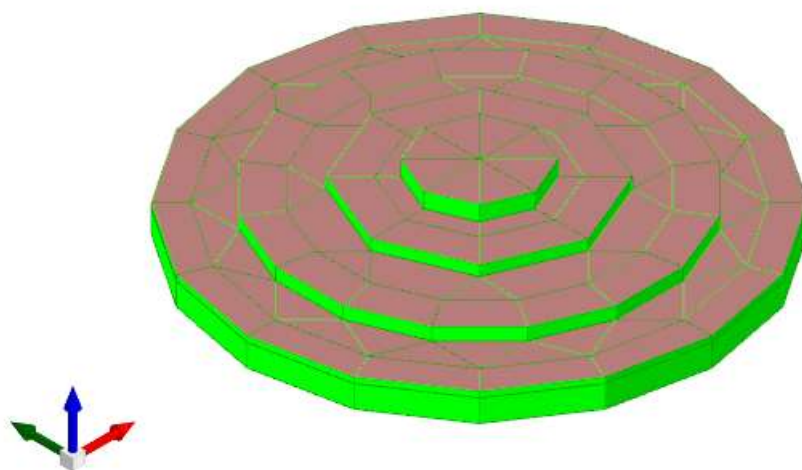
Velocità massima indicata dal produttore (10 min, 50 anni T_r): $V_{ref} = 37,5$ m/s

Essendo la velocità di riferimento del vento prevista dalla normativa vigente per il sito in progetto inferiore a quella prevista dal produttore, risulta possibile utilizzare le azioni massime indicate dal fornitore (Vestas) come azioni dimensionanti per le opere di fondazione.

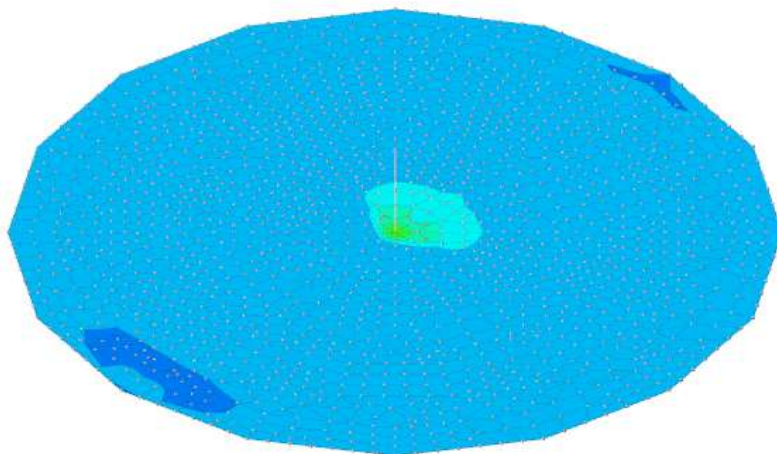
8. Modellazione della fondazione

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 una costante di Winkler pari a 10 kg/cm^3 .



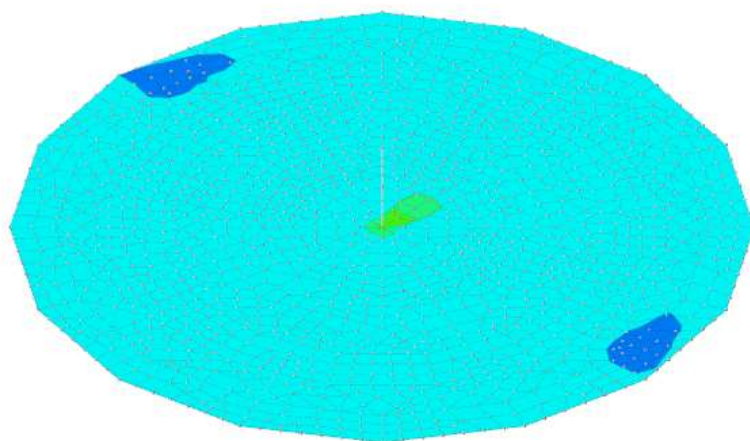
Modello FEM platea di fondazione



da 170000 a 160000
da 160000 a 150000
da 150000 a 140000
da 140000 a 130000
da 130000 a 120000
da 120000 a 110000
da 110000 a 100000
da 100000 a 90000
da 90000 a 80000
da 80000 a 70000
da 70000 a 60000
da 60000 a 50000
da 50000 a 40000
da 40000 a 30000
da 30000 a 20000
da 20000 a 10000
da 10000 a 0
da 0 a -10000
da -10000 a -20000
da -20000 a -30000

[kN/m²]

Sollecitazioni massime Mxx - SLU



da 80000 a 70000
da 70000 a 60000
da 60000 a 50000
da 50000 a 40000
da 40000 a 30000
da 30000 a 20000
da 20000 a 10000
da 10000 a 0
da 0 a -10000
da -10000 a -20000

[kN/m²]

Sollecitazioni massime Myy - SLU

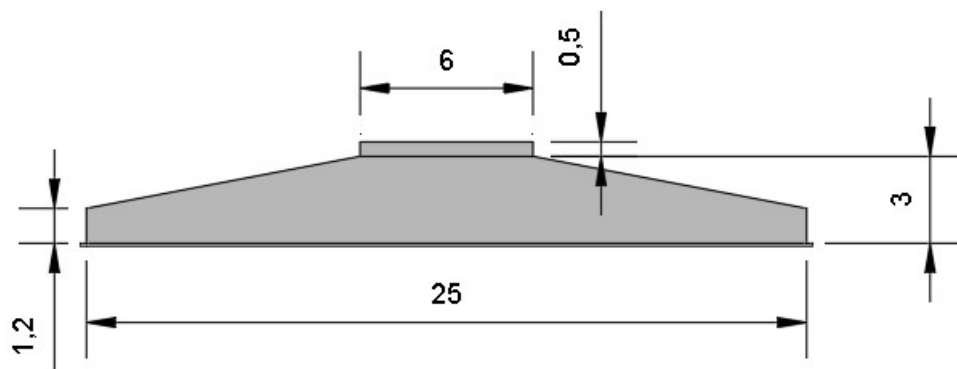
9. Verifiche

Vengono condotte nei prossimi capitoli le seguenti verifiche applicando i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa tecnica in corso di validità (DM 17/01/2018) :

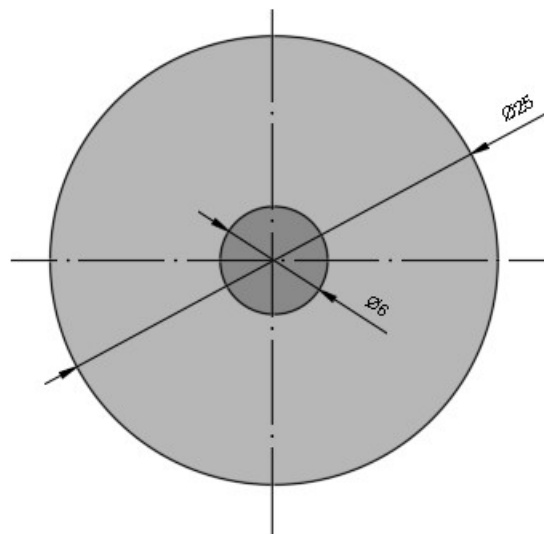
- verifiche di stabilità globale del manufatto (corpo rigido)
- verifica di resistenza del manufatto
- verifica delle pressioni massime sul terreno
- verifica dei cedimenti del terreno
- verifica della portanza della fondazione

10. Verifica stabilità globale (EQU)

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



Sezione platea di fondazione



Pianta platea di fondazione (D=25 m)

DIMENSIONI PLATEA DI FONDAZIONE:

- DIAMETRO ESTERNO = 25,00 m
- ALTEZZA ALLA BASE = 1,20 m
- ALTEZZA TOTALE = 3,50 m
- DIAMETRO COLLETO = 6,00 m
- ALTEZZA COLLETO = 0,50 m
- VOLUME TOTALE $V_p = 999 \text{ m}^3$

A - VERIFICA AL RIBALTAMENTO FONDAZIONE SUPERFICIALE

Vengono considerati i carichi stabilizzanti e quelli ribaltanti moltiplicati ognuno per il corrispondente coefficiente di sicurezza previsto dalla normativa:

- $\gamma_{G1} = 0,90$ (peso proprio stabilizzante)
- $\gamma_{G2} = 0,80$ (permanentemente portati stabilizzanti)
- $\gamma_q = 1,50$ (variabili ribaltanti)

Peso del basamento

$$G_1 = 25 \times V_p$$

$$G_1 = 24.975 \text{ kN}$$

Peso del terreno di ricoprimento

$$G_2 = 16 \times V_{ric}$$

$$G_2 = 8.014 \text{ kN}$$

Azioni dalla torre (valori indicati dal fornitore)

$$V = 7.071 \text{ kN}$$

$$M = 147.900 \text{ kNm}$$

$$H = 1.252 \text{ kN}$$

MOMENTO STABILIZZANTE

A favore di sicurezza non considero il peso del terreno di ricoprimento.

$$M_{STA} = (0,9 \times G_1 + 0,9 \times V) \times D / 2 = 360.517 \text{ kNm}$$

MOMENTO RIBALTANTE

$$M_{RIB} = \gamma_q \times (M + H \times h_{tot}) = 228.423 \text{ kNm}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$M_{STA} / M_{RIB} = 1,57 \quad \rightarrow \text{ Verifica soddisfatta}$$

B – VERIFICA SCORRIMENTO FONDAZIONE SUPERFICIALE

Vengono considerati i carichi stabilizzanti e quelli ribaltanti moltiplicati ognuno per il corrispondente coefficiente di sicurezza previsto dalle NTC 2018:

- $\gamma_{G1} = 0.90$ (peso proprio stabilizzante)
- $\gamma_{G2} = 0.80$ (permanenti portati stabilizzanti)
- $\gamma_q = 1.50$ (variabili ribaltanti)

Forze orizzontali agenti:

$H = 1.252$ kN (pala eolica)

$F_{scr} = \gamma_q \times H = 1.878$ kN → forza di scorrimento

Forza d'attrito:

Peso della torre

$V = 7.071$ kN

Peso del basamento

$G_1 = 24.970$ kN

Peso del terreno di ricoprimento

$G_2 = 8.014$ kN

Angolo di attrito terreno/fondazione

$\phi = 37,33^\circ$

$\phi' = 0.5 \phi$

$F_{sta} = \tan\phi' \times (\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G1} \times V) = 6.988$ kN → forza d'attrito stabilizzante

Coefficiente di sicurezza:

$F_{sta} / F_{scr} = 3.72$ → **Verifica soddisfatta**

11. Verifiche della fondazione

Si riportano di seguito le principali verifiche eseguite sulla platea di fondazione soggetta ai carichi provenienti dalla torre eolica.

Carichi presenti:

- Peso platea di fondazione: $G_1 = 24'970$ kN
- Peso terreno di ricoprimento: $G_2 = 8'014$ kN

Carichi dalla torre eolica:

- $V = 7'071$ kN
- $M = 147'900$ kNm
- $H = 1'252$ kN
- $M_T = 3'222$ kNm

Vengono considerate le seguenti combinazioni di carico:

Verifiche agli SLE:

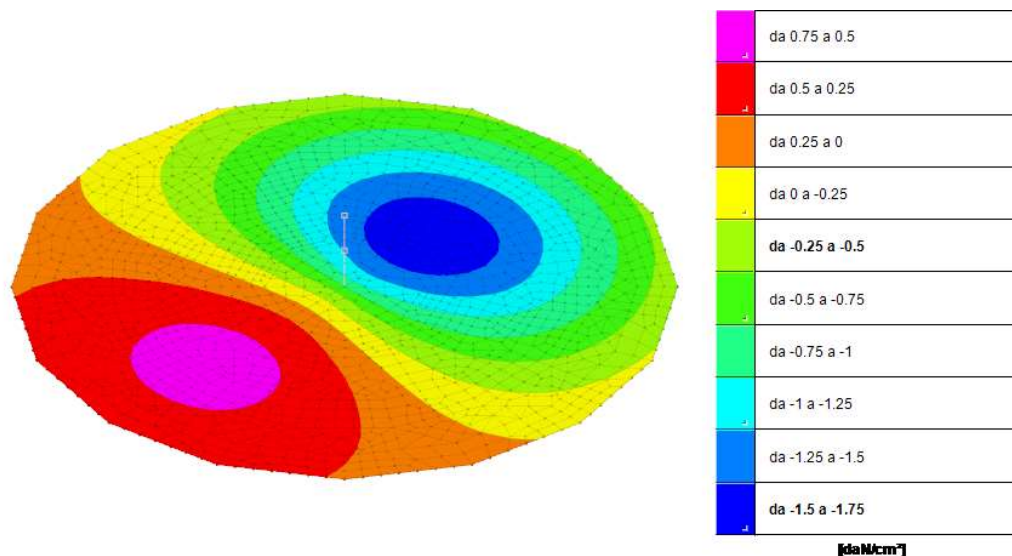
Famiglia "SLE rara"						
	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	Vento	ΔT	
▶ 1	1	1	1	0	0	
2	2	1	1	1	0	

Verifiche agli SLU:

Famiglia "SLU"						
	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	Vento	ΔT	
▶ 1	1	1	0,8	0	0	
2	2	1	0,8	1,5	0	
3	3	1	1,5	0	0	
4	4	1	1,5	1,5	0	
5	5	1,3	0,8	0	0	
6	6	1,3	0,8	1,5	0	
7	7	1,3	1,5	0	0	
8	8	1,3	1,5	1,5	0	

VERIFICA DELLE PRESSIONI SUL TERRENO

Viene considerata la combinazione di carico che massimizza le pressioni sul terreno, ovvero:
COMBINAZIONE DI CARICO SLE 2

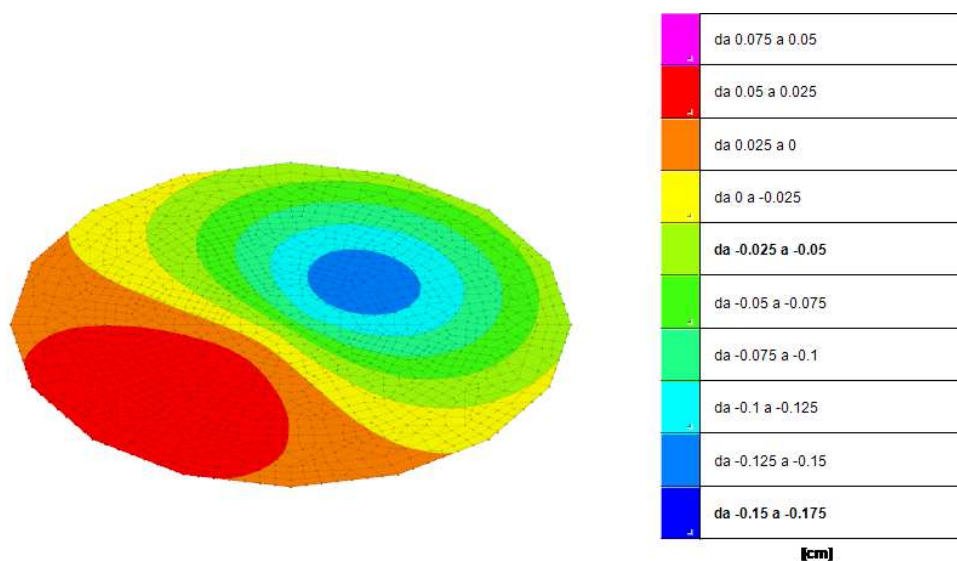


Pressioni sul terreno massime – SLE 2

Le pressioni massime sul terreno sono pari a 1,75 daN/cm²; tale valore risulta compatibile con la tipologia del terreno presente a quota del piano di posa delle fondazioni.

VERIFICA DEI CEDIMENTI ATTESI

Viene considerata la combinazione di carico che massimizza le pressioni sul terreno, ovvero:
COMBINAZIONE DI CARICO SLE 2



Cedimenti massimi – SLE 2

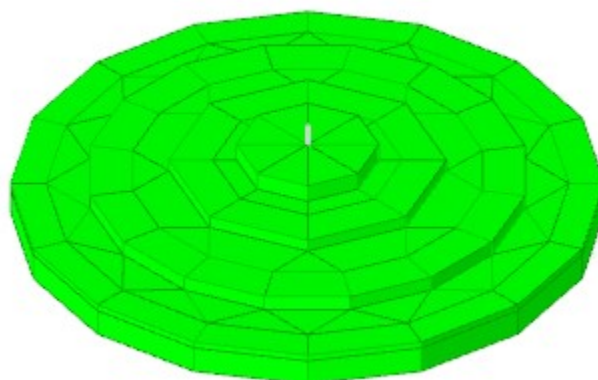
I cedimenti, dell'ordine di 1,75 mm, risultano compatibili con la tipologia di struttura.

VERIFICHE STRUTTURALI ELEMENTI SHELL

Viene considerata la combinazione di carico che massimizza le sollecitazioni sugli elementi della fondazione, ovvero:
COMBINAZIONE DI CARICO SLU 8

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

In verde gli elementi shell che risultano verificati



VERIFICA DELLA PORTANZA DEL TERRENO

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale è stata eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Rock Stagg-Zienkiewicz, che viene descritto nei paragrafi successivi.

- Profondità massima del bulbo di rottura considerato: 25.15 m
- Peso specifico efficace del terreno di progetto γ_s : 2249 daN/m³

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 36.59

Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ix	iy	ex	ey	B'	L'	Cnd	C	Phi	Qs	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 4	1616.38	-	-	126367.8431	189139.436	5	-	10.31	6.89	1.25	8.09	LT	1343	43	0	2.3	671256.34	18344.93	36.59	Si

ORUNE Wind Srl Ing. Sergio Lai	N° Doc. IT-VesOru-CLP-CIV-TR_13	Rev 0	Pagina 20 di 20
-----------------------------------	------------------------------------	-------	--------------------

12. Conclusioni

Il presente elaborato riporta i calcoli preliminari delle strutture di fondazione degli aerogeneratori previsti nel progetto del Parco eolico Orune, proposto dalla società Orune Wind Srl, da installare nel comune di Orune (Provincia di Nuoro).

Con riferimento ai carichi di progetto, alla caratterizzazione geotecnica preliminare nonché ai risultati delle verifiche di stabilità, resistenza delle strutture e di portanza 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 (profondità pari a 3,5 metri) risulti inserito nel substrato di roccia con buone caratteristiche geomeccaniche anche se fratturata (Strato B).
- nei siti di installazione degli aerogeneratori in cui si verificano le predette condizioni è stata verificata una fondazione diretta a pianta circolare, avente diametro di 25 m e spessore minimo di 1,20 metri e massimo pari a 3.50 metri;
- nei siti di installazione in cui il piano di posa delle fondazioni non sia costituito da roccia di buona qualità ma, al contrario, la roccia risulti molto fratturata, sarà necessario verificare il dimensionamento delle fondazioni proposte.

Nelle prossime fasi della progettazione, sarà quindi indispensabile acquisire dati geotecnici specifici per ogni singola postazione eolica al fine di confermare o, se necessario, modificare le previsioni e i calcoli eseguiti in via preliminare. Solo dopo aver effettuato una valutazione accurata delle condizioni geotecniche del sito, sarà possibile procedere con la progettazione esecutiva delle strutture di fondazione.