

PARCO EOLICO "SAN GAVINO MONREALE"

PROGETTO DI UN IMPIANTO EOLICO DI POTENZA PARI A 48,0 MW E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RETE RICADENTI NEI COMUNI DI SAN GAVINO MONREALE (SU) E GUSPINI (SU).



Proponente

WIND ENERGY SAN GAVINO MONREALE S.r.l.

VIA CARAVAGGIO, 125 - 65125 PESCARA
P.IVA: 02372150686



Progettazione



Hydro Engineering s.s.
di Damiano e Mariano Galbo
via Rossotti, 39
91011 Alcamo (TP) Italy



Titolo Elaborato

Relazione geotecnica e sismica

LIVELLO PROGETTAZIONE	CODICE ELABORATO	FILENAME	FORMATO	SCALA
PROGETTO DEFINITIVO	SGM-PD-R010_R0		A4	-

Revisioni

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	10/2023	PRIMA EMISSIONE	VB	EG	MG

REGIONE SARDEGNA
PROVINCIA DI SUD SARDEGNA
COMUNE DI SAN GAVINO MONREALE

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE	4
3	DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO DI CONSEGNA A 36 KV	6
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
5	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	9
6	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	14
7	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	15
8	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	16
9	ANALISI SISMICA DELLA ZONA DI INTERESSE	17
10	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	19
11	CARICHI AGENTI SULLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI.....	21
	11.1.1 Azione estrema del vento	22
	11.1.2 Azione del vento in esercizio.....	22
	11.1.3 Azioni equivalenti a fatica	22
12	CARICHI AGENTI SULL'EDIFICIO DI CONSEGNA A 36 V	25
	12.1 AZIONE SISMICA.....	25
	12.2 CARICHI PERMANENTI.....	25
	12.3 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI.....	26
	12.4 COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE	26
13	FONDAZIONI DI TIPO INDIRETTO: VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO	27
	13.1 GENERALITA'	27
	13.2 CARICO LIMITE DEI PALI DI FONDAZIONE	27
	13.3 CALCOLO TENSIONI E CEDIMENTI.....	29
	13.4 CAPACITÀ PORTANTE PER CARICO ORIZZONTALE	29
14	CONCLUSIONI.....	31

1 PREMESSA

La società Hydro Engineering s.s. è stata incaricata di redigere il progetto definitivo dell'impianto eolico denominato "San Gavino Monreale" composto da 8 aerogeneratori, ciascuno di potenza nominale pari a 6,0 MW, per una potenza complessiva di 48 MW, ubicato in Provincia di Sud Sardegna, nel comune di San Gavino Monreale per gli aerogeneratori e nel Comune di Guspini per le sole opere di connessione. L'impianto è proposto dalla società WIND ENERGY SAN GAVINO MONREALE S.r.l. con sede in Pescara via Caravaggio, 125.

Il modello tipo di aerogeneratore scelto avrà potenza nominale di 6,0 MW con altezza mozzo pari a 115,0 m, diametro rotore pari a 170 m e altezza massima al top della pala pari a 200 m. Questa tipologia di aerogeneratore è allo stato attuale quella ritenuta più idonea per il sito di progetto dell'impianto.

Le aree interessate dal posizionamento degli aerogeneratori ricadono nelle contrade Terra Niedda (WTG01 e WTG08), Funtana Cabora (WTG02), Milanu Arau (WTG03 e WTG07), San Pontixeddus (WTG04), Gora Freilis (WTG05 e WTG06).

Oltre che degli aerogeneratori, il progetto si compone dei seguenti elementi:

un elettrodotto interrato con cavi a 36 kV, di collegamento tra gli aerogeneratori;

un edificio di consegna; nuova stazione Elettrica di Terna di trasformazione della RTN a 220/150/36 kV "Guspini" da inserire in entra – esce alla linea RTN 220 kV "Sulcis - Oristano" (progetto in capo ad un altro proponente);

Si precisa che la progettazione della futura stazione elettrica di trasformazione di Terna 220/150/36 kV "Guspini 36" e che interessa il Comune di Guspini (SU), sono oggetto di procedimento autorizzativo che fa capo ad un altro proponente definito "Capofila", che ha partecipato alle attività di coordinamento organizzate da Terna spa.

Il presente documento si propone di descrivere la caratterizzazione geotecnica e sismica dei siti in oggetto e di riportare le verifiche geotecniche relative alla realizzazione delle fondazioni dell'aerogeneratore.

Le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni sono state desunte dallo studio geologico allegato al presente progetto.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Nella attuale fase di progettazione definitiva, si eseguiranno dei calcoli basati sullo studio geologico allegato al progetto.

Durante la fase di progettazione esecutiva a seguito di indagini geologiche più approfondite saranno valutate eventuali alternative alle fondazioni indirette.

Come risulta dal calcolo di pre-dimensionamento, la fondazione indiretta proposta sarà costituita da un plinto circolare, di diametro 20,00 m e spessore variabile su pali di adeguata lunghezza. All'interno del plinto di fondazione sarà annegata una gabbia di ancoraggio metallica cilindrica dotata di una piastra superiore di ripartizione dei carichi ed una piastra inferiore di ancoraggio. Entrambe le piastre sono dotate di due serie concentriche fori che consentiranno il passaggio di barre filettate ad alta resistenza di diametro 36 mm, che, tramite dadi, garantiscono il corretto collegamento delle due piastre.

Dietro ai lati del manufatto dovrà essere realizzato uno strato di drenaggio dello spessore di 160 cm, munito di tubazione di drenaggio forata per l'allontanamento delle acque dalla fondazione. Nella fondazione, oltre al sistema di ancoraggio della torre, saranno posizionate le tubazioni passacavo in PVC corrugato, nonché gli idonei collegamenti alla rete di terra.

Il dimensionamento finale delle fondazioni sarà effettuato sulla base dei parametri geotecnici derivanti dalle prove in sito e di laboratorio su campioni indisturbati prelevati nel corso di appositi sondaggi in fase di progettazione esecutiva.

Il predimensionamento delle fondazioni è riportato nel documento SGM-PD-D005_R0_Fondazione aerogeneratore, mentre la relazione geotecnica/sismica è riportata nel documento SGM-PD-R010_R0_Relazione geotecnica sismica.

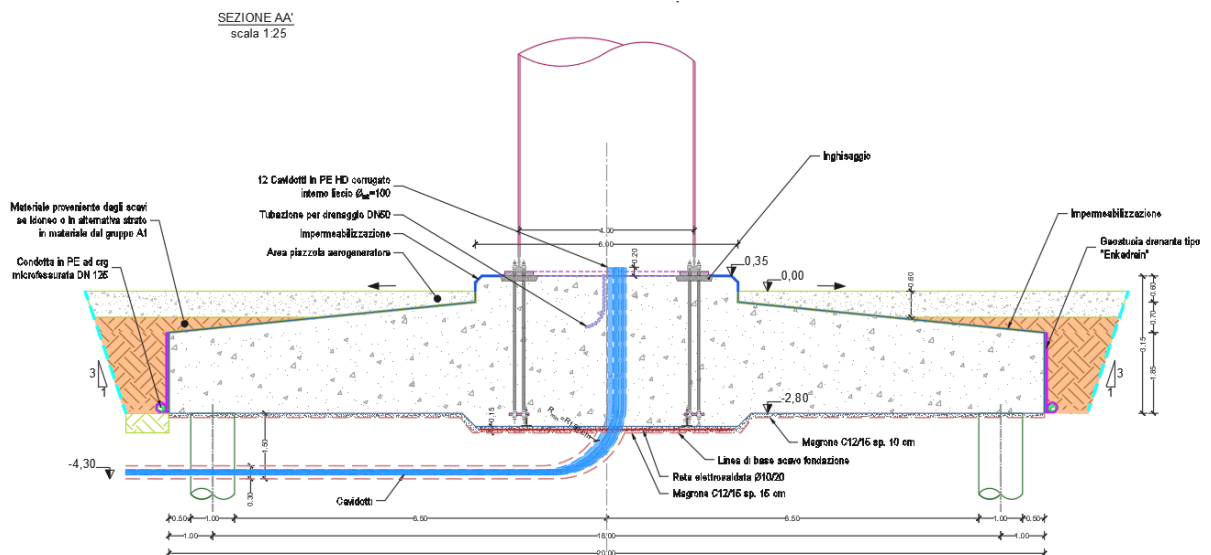


Fig.1 Sezione del plinto

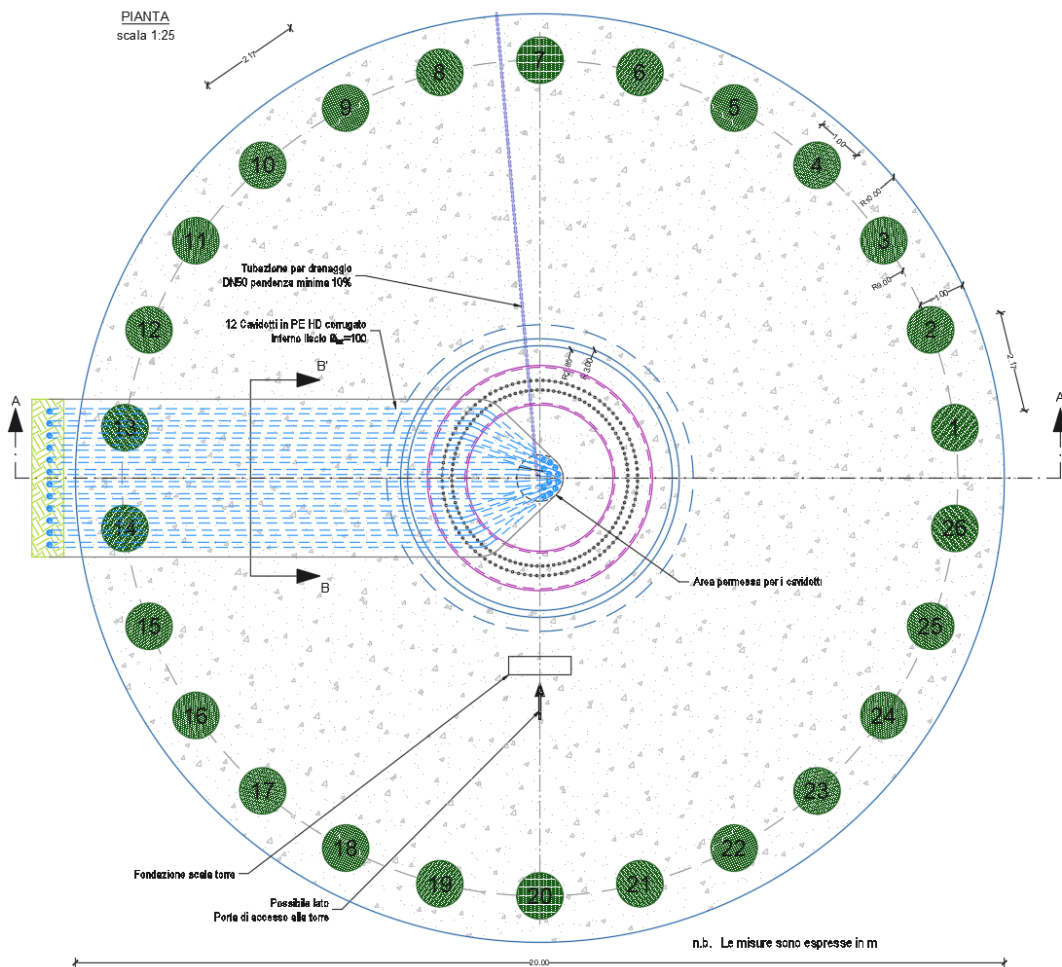


Fig.2 Pianta del plinto con indicazione dei pali di fondazione (n.26 del diametro 1000mm)

3 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO DI CONSEGNA A 36 KV

L'edificio di consegna a 36 kV ha una struttura intelaiata in calcestruzzo armato e tetto a doppia falda. Le fondazioni sono dirette e di tipo a T rovescia.

Presso l'area in esame verrà realizzato un edificio destinato a locali tecnici, avente un ingombro in pianta di 27,50 x 4,60 m, nel quale verranno ubicati i quadri a 36kV, i trasformatori 36kV/BT, nonché i quadri ausiliari.

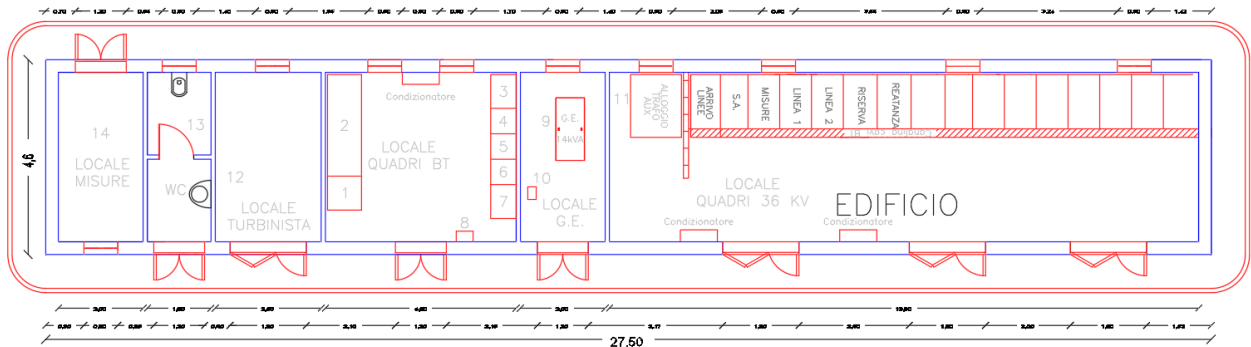


Fig.3 Pianta edificio di consegna

I solai di copertura e del locale interrato sono in latero-cemento a travetti precompressi e pignatte in laterizio di alleggerimento.

L'edificio è articolato in più locali interni, adibiti a:

- Locale quadri a 36kV;
- Locale Gruppo Elettrogeno;
- Locale quadri BT;
- Locale WC
- Locale Turbinista.
- Locale Misure
- Locale Contatori.

L'edificio sarà completo di tutti gli impianti elettrici civili interni (illuminazione e prese).

Il dimensionamento della struttura sarà effettuato sulla base dei parametri geotecnici derivanti dalle prove in sito e di laboratorio su campioni indisturbati prelevati nel corso di appositi sondaggi in fase di progettazione esecutiva.

In via esemplificativa, fermo restando che la scelta sarà effettuata in fase di progettazione esecutiva, di seguito si riporta lo schema della struttura.

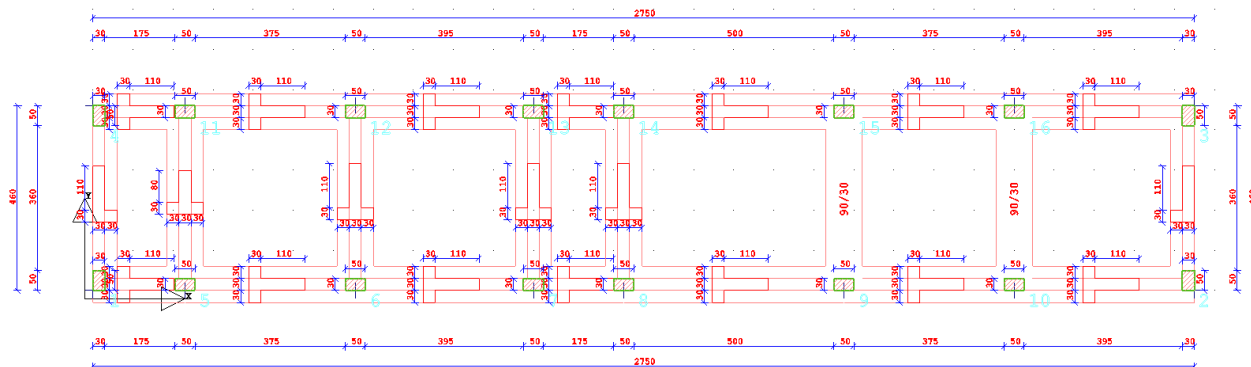
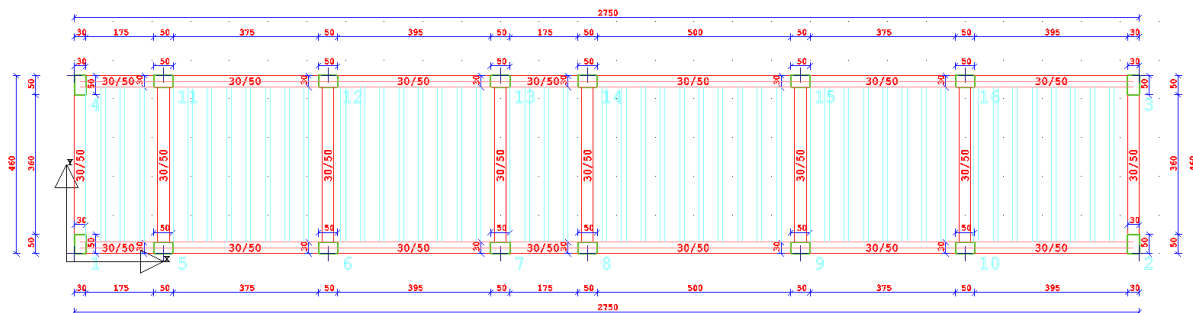


Fig.4 Pianta strutturale impalcato a quota 0,00 dell'edificio di consegna



PIANTA IMPALCATO QUOTA m: 3.95

Fig.5 Pianta strutturale impalcato a quota 3,95 dell'edificio di consegna

A tergo dei lati del manufatto dovrà essere realizzato uno strato di drenaggio dello spessore di 120 cm, munito di tubazione di drenaggio forata per l'allontanamento delle acque dalla fondazione.

4 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la normativa tecnica nazionale in vigore: “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 17/01/2018.

Si farà, inoltre, riferimento alle seguenti normative:

- Legge n. 1086 del 05.11.1971 “Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso, ed a struttura metallica”;
- Legge n. 64 del 02.02.1974 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- IEC 60400-1 “Wind Turbine safety and design”;
- Eurocodice 2 “Design of concrete structures”.
- Eurocodice 3 “Design of steel structures”.
- Eurocodice 4 “Design of composite steel and concrete structures”.
- Eurocodice 7 “Geotechnical design”.
- Eurocodice 8 “Design of structures for earthquake resistance”.

5 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Le aree interessate dal posizionamento degli aerogeneratori in numero di otto ricadono nelle contrade Terra Niedda (WTG01 e WTG08), Funtana Cabora (WTG02), Milanu Arau (WTG03 e WTG07), San Pontixeddus (WTG04), Gora Freilis (WTG05 e WTG06).

Di seguito cartografie e fogli di mappa catastali interessati dalle opere:

IGM 25 K:

- 547_IV_San Gavino Monreale
- 546_I_Guspini

CTRN 10K:

- 546040
- 547010
- 547020
- 546080
- 547050
- 547060

Catastali

Comune di San Gavino Monreale:

- 69, 68, 60, 51, 50, 49, 50, 52, 53, 43, 42, 34, 33

Comune di Gonnosfanadiga:

- 105, 104, 103, 303, 308

Comune di Guspini:

- 510, 509, 508, 507, 330

Di seguito le coordinate assolute nel sistema UTM 32 WGS84 degli aerogeneratori e dell'anemometro:

NOME	EST	NORD	Riferimenti catastali
WTG01	478416,31	4376027,77	San Gavino Monreale Foglio 52, p.lla: 77
WTG02	478292,29	4375353,45	San Gavino Monreale Foglio 51, p.lla: 132
WTG03	478013,95	4374770,32	San Gavino Monreale Foglio 51, p.lla: 102
WTG04	477317,71	4374062,74	San Gavino Monreale Foglio 60, p.lle: 126, 123
WTG05	477431,49	4373456,40	San Gavino Monreale

NOME	EST	NORD	Riferimenti catastali
			Foglio 60, p.lla: 39
WTG06	478533,47	4373383,31	San Gavino Monreale Foglio 68, p.lla: 46
WTG07	477397,59	4374589,63	San Gavino Monreale Foglio 69, p.lla: 67
WTG08	478910,60	4376354,85	San Gavino Monreale Foglio 52, p.lla: 62

Tabella 10 Coordinate aerogeneratori nel sistema UTM 32 WGS84

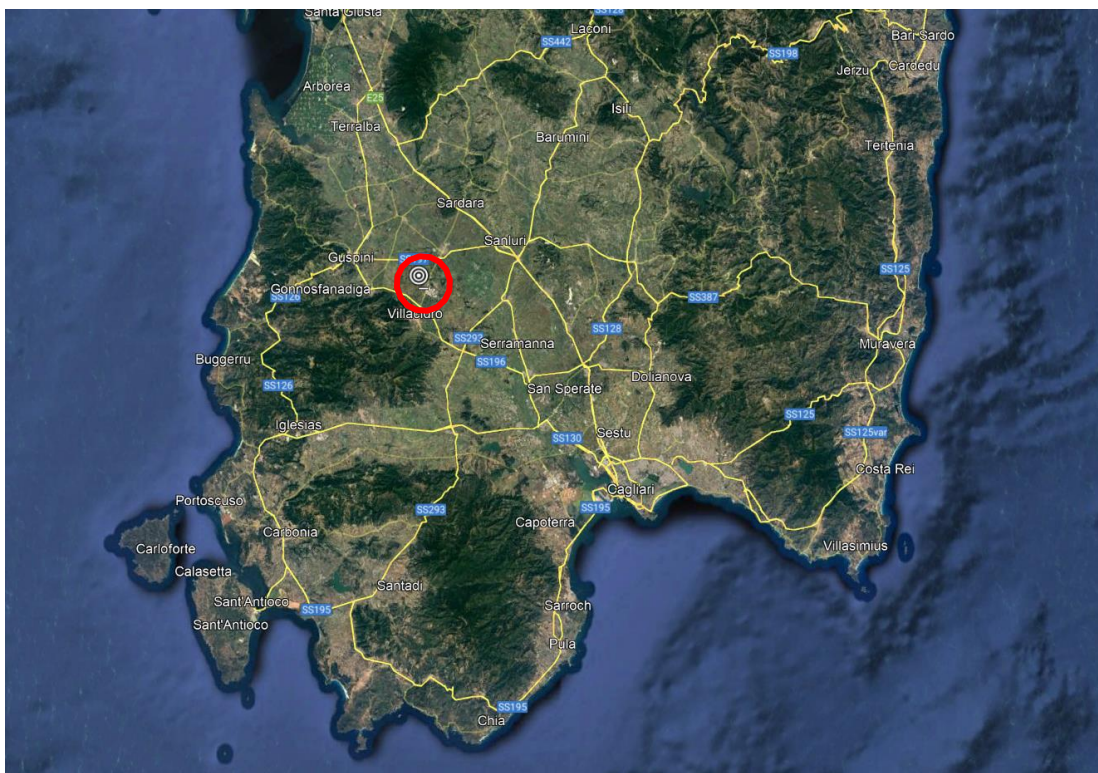


Fig.6 - Ubicazione area di impianto da satellite

Fonte: <https://www.sardegnaegeoportale.it/>

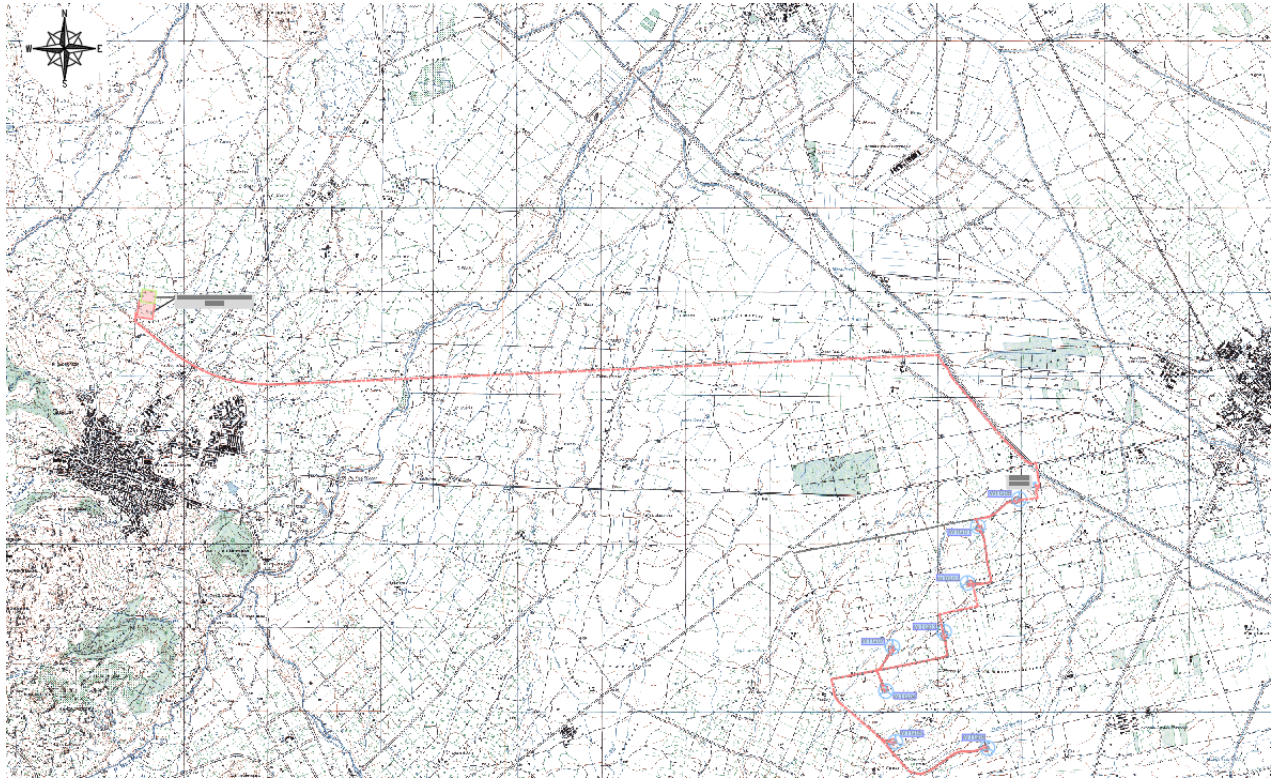


Fig. 7 Inquadramento impianto su IGM 1:25.000

Fonte: <https://www.sardegnaeoportale.it/>

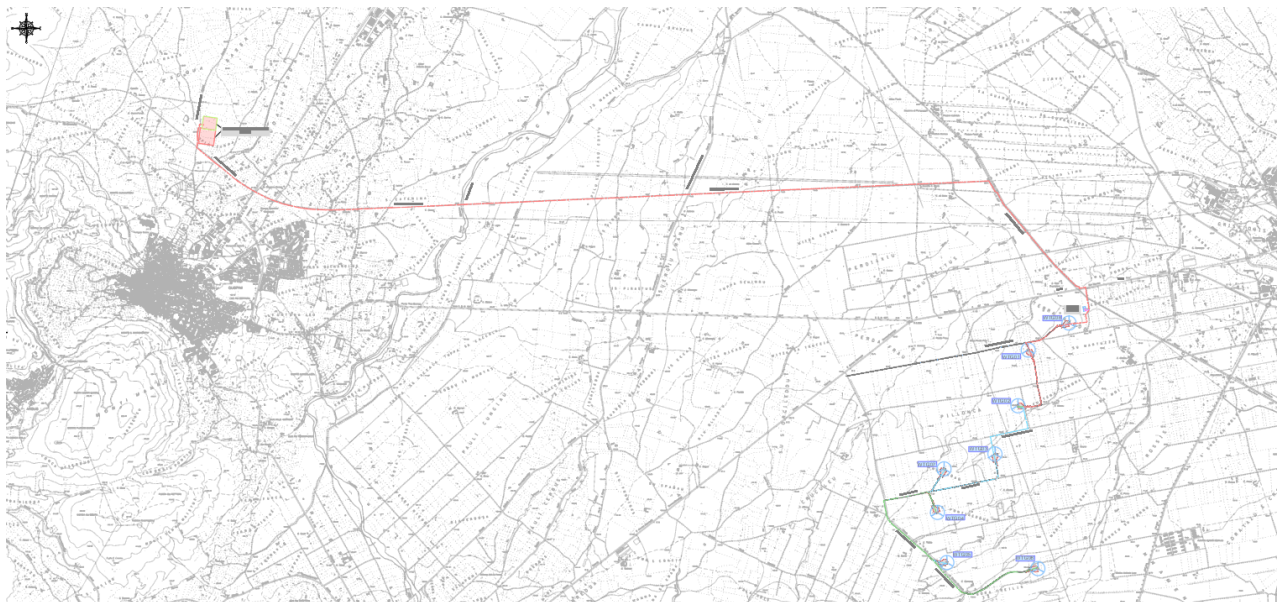


Fig. 8 Inquadramento impianto su CTR 1:10.000

Fonte: <https://www.sardegnaeoportale.it/>

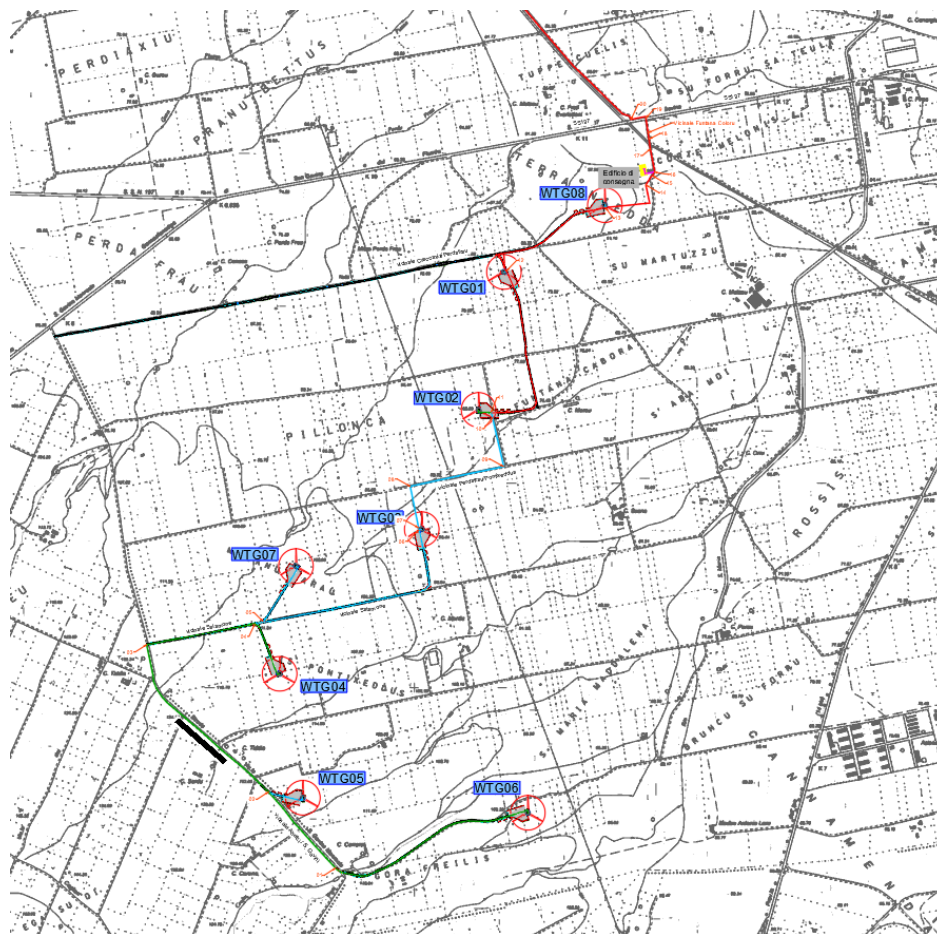


Fig. 9 Inquadramento impianto su CTR 1:10.000
Fonte: <https://www.sardegnaeoportale.it/>

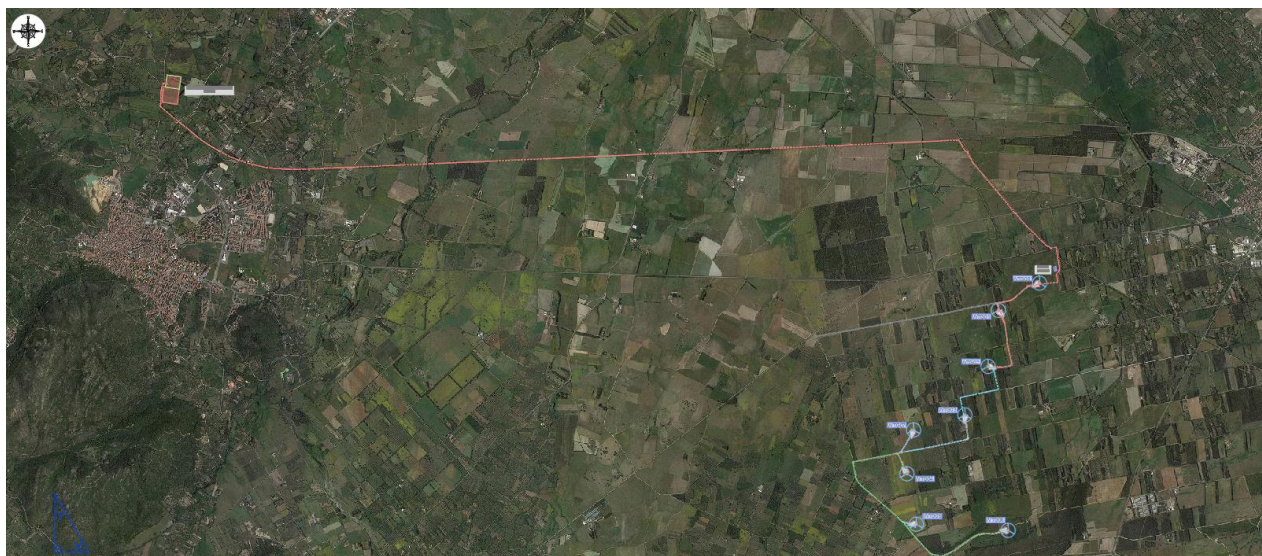


Fig. 10 Inquadramento impianto su ortofoto 1:10.000
Fonte: <https://www.sardegnaeoportale.it/>

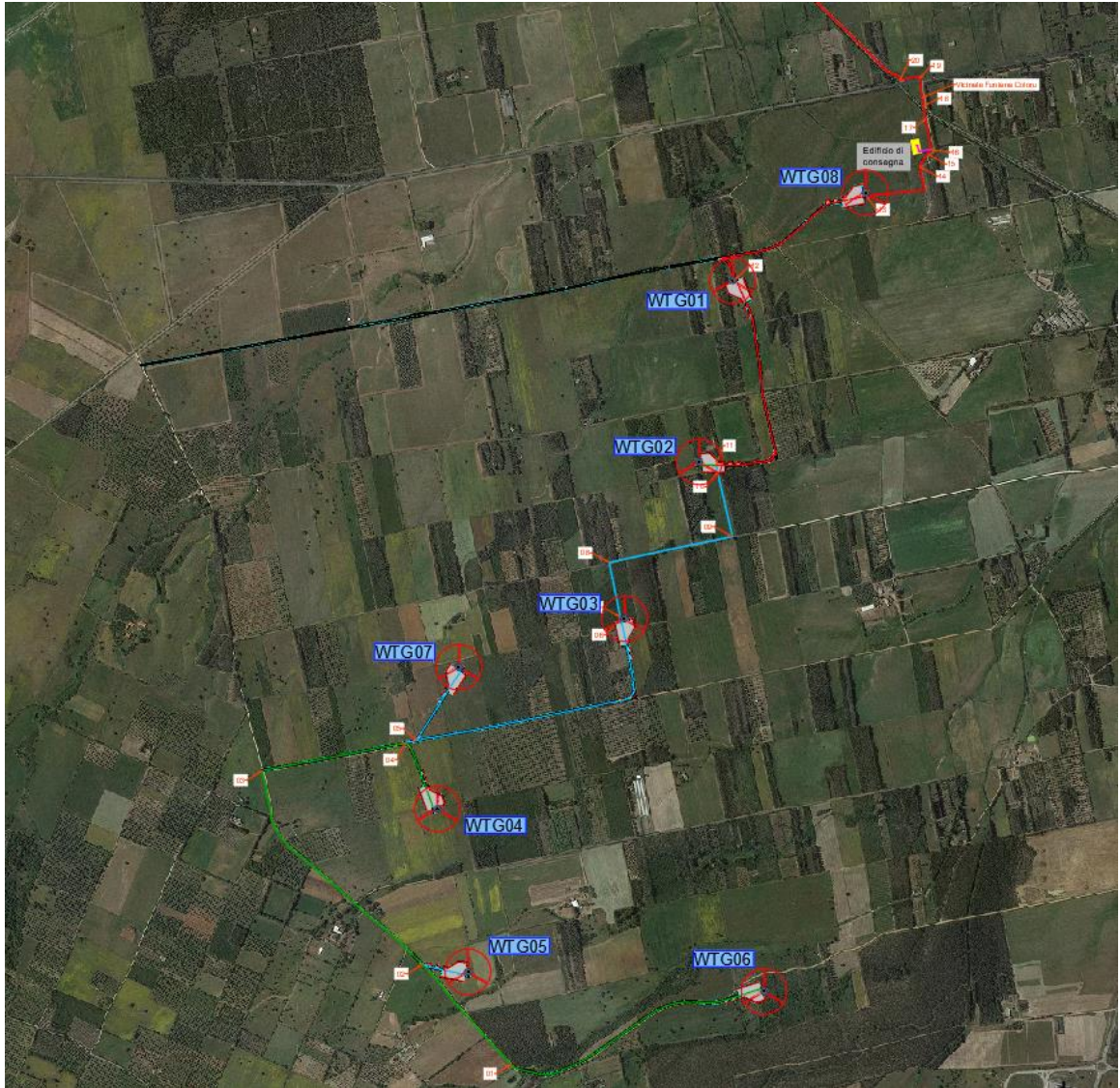


Fig. 11 Inquadramento impianto su ortofoto 1:10.000
Fonte: <https://www.sardegnaeoportale.it/>

6

6 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Per l'inquadramento geologico si confronti l'apposto studio geologico a cura del dott. Geol. Carlo Cibella

7

7 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per l'inquadramento geologico si confronti l'apposto studio geologico a cura del dott. Geol. Carlo Cibella

8 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Per l'inquadramento geologico si confronti l'apposto studio geologico a cura del dott. Geol. Carlo Cibella

9 ANALISI SISMICA DELLA ZONA DI INTERESSE

Nel 2003 sono stati emanati i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basati sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica locale, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo. A tal fine è stata pubblicata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003.

Con tale provvedimento lo Stato ha delegato le Regioni per l'adozione della classificazione sismica del territorio, le quali hanno compilato l'elenco dei comuni con la relativa attribuzione ad una delle quattro zone, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale.

Un aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale, previsto dall'O.P.C.M. 3274/03, è stato adottato con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006. Il nuovo studio di pericolosità ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione (a_g), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche.

Per la zona sismica 1, l'accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g) è maggiore di 0,25; Per la zona sismica 2, a_g è compresa tra 0,15 e 0,25; Per la zona sismica 3, a_g è compresa tra 0,05 e 0,15; Per la zona sismica 4, a_g è minore di 0,05.

L'area in esame ricade, secondo la descritta classificazione, nella seconda categoria.

Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale del 20 Febbraio 2018 e ss.mm.ii) hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali, riferendo ad ogni costruzione una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera. Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).

Nella presente relazione ci limiteremo, in assenza di specifiche indagini sismiche finalizzate all'individuazione della velocità di propagazione delle onde sismiche orizzontali nei primi trenta metri di profondità (V_{seq30}), ad individuare - sulla base della conoscenza del comportamento sismico dei terreni - la categoria sismica del sottosuolo, rimandando alle successive fasi progettuali l'esecuzione di opportune indagini sismiche. Sempre nella

successiva fase progettuale, si verificherà l'accelerazione di riferimento locale individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera.

Area dell'impianto eolico: Considerate le caratteristiche litotecniche e stratigrafiche dei terreni presenti, la velocità di propagazione delle onde sismiche secondarie è compresa tra 212 e 259 m/s, pertanto la categoria sismica del suolo sarà la **C**. Il sottosuolo, ai sensi del DM del 17.01.2018, sarà composto quindi da *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.”*

In considerazione della natura litologica dei terreni sui quali ricadranno le fondazioni delle strutture previste in progetto, dell'assenza di falda e dell'assenza di sabbie rientranti nel fuso granulometrico descritto nella normativa vigente, si esclude la presenza di terreni potenzialmente soggetti a liquefazione durante un evento sismico.

10 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la caratterizzazione geotecnica si confronti l'apposto studio geologico a cura del dott. Geol. Carlo Cibella

Qui di seguito si riporta un estratto dalla relazione geologica:

A seguito delle indagini eseguite nella presente fase progettuale, l'area interessata dal Parco Eolico, dal punto di vista dei terreni di fondazione, ricade all'interno dei terreni alluvionali del Pleistocene, così come di seguito descritto:

- *U1: Strato di alterazione composto da terreno vegetale costituito da ghiaie e sabbie di colore rossastro, il cui spessore massimo non supera il metro.*
- *U2: depositi alluvionali costituiti da sabbie e ghiaie di colore rossastro immersi in una matrice limoso-argillosa. Le informazioni desunte dalla letteratura scientifica, in uno con i risultati delle indagini masw, confermano spessori superiori a 30 metri.*

La definizione dei parametri fisico-meccanici del sottosuolo investigato, in questa fase progettuale, è stata ottenuta tramite l'interpretazione di prove geotecniche di laboratorio eseguite su campioni prelevati in aree prossime a quelle di progetto e tramite l'acquisizione dei risultati di prove penetrometriche continue pesanti.

*Lo strato **U1** costituisce lo stato di alterazione che risulta presente in maniera uniforme all'interno dell'area d'impianto. Lo spessore varia tra i 0.30 e 0.4 m e comunque si attesta entro il metro. Si tratta di un terreno avente scarse caratteristiche fisico-meccaniche, molto compressibile.*

I parametri geotecnici desunti da prove DPSH acquisite, in via del tutto cautelativa sono i seguenti:

Il peso dell'unità di volume γ è pari 17.5 KN/m³.

L'angolo di attrito in condizioni drenate $\varphi' = 30^\circ$;

la coesione drenata è prossima allo zero.

*Lo strato **U2** è composto da depositi alluvionali eterogenei costituiti da ghiaie in matrice sabbio limosa di colore rossastro incoerente. Gli elementi lapidei sono di natura magmatica a spigoli sub angolari aventi dimensioni millimetriche talora centimetriche. Dal punto di vista granulometrico tali depositi, come riferito, si presentano piuttosto eterogenei infatti le analisi li descrivono come ghiaia argillosa con sabbia debolmente limosa, ghiaia limosa e argillosa con sabbia oppure come ghiaia sabbiosa limosa e argillosa. La classe prevalente è quella delle ghiaie e poi in subordine si hanno le classi granulometriche più sottili. Il contenuto naturale d'acqua (W_n) è compreso tra il 9 ed il 14%.*

I parametri fisico-meccanici ottenuti tramite l'interpretazione delle prove penetrometriche, in uno con l'interpretazione delle prove di laboratorio sono i seguenti:

$$\gamma = 18.0-19.5 \text{ KN/m}^3 \quad c' = 2,0-6,0 \text{ kPa}; \quad \varphi' = 30-35^\circ ;$$

Modulo elastico (E_y) = 26-49 MPa;

Modulo edometrico (Ed) = 60,8-122 MPa

Considerando la necessità di effettuare nella fase di progettazione esecutiva uno studio approfondito e dettagliato dal punto di vista geologico, dell'area in esame, si è scelto di adottare il seguente modello geologico del terreno semplificato e cautelativo ai fini del dimensionamento geotecnico:

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3;$$

$$\phi = 30^\circ;$$

$$c = 4 \text{ kPa}.$$

In sintesi, trattandosi di progettazione ai fini autorizzativi si è redatto un modello geotecnico semplificato, in virtù del livello definitivo di progettazione.

Va da sé che nella fase di progettazione esecutiva dovranno essere condotte apposite indagini geognostiche in corrispondenza di ciascuna nuova opera di fondazione e dovrà essere redatto un apposito piano di indagini. Sulla base della modellazione geotecnica e delle caratteristiche orografiche si è ritenuto opportuno prevedere la realizzazione di un'opera di fondazione su pali, demandando alla fase di progettazione esecutiva eventuali variazioni.

11

11 CARICHI AGENTI SULLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI

Il calcolo delle fondazioni delle torri di sostegno dell'aerogeneratore è eseguito sulla base delle sollecitazioni massime previste dalla IEC 61400-1. Tali carichi sono dati con riferimento all'intersezione dell'asse all'estradosso dell'opera di fondazione secondo quanto riportato nella seguente figura.

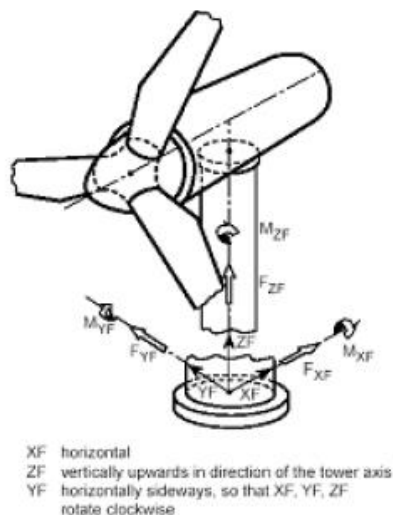


Figure 1: coordinate system

Fig.7 Sistema di coordinate per le sollecitazioni al nodo torre-plinto

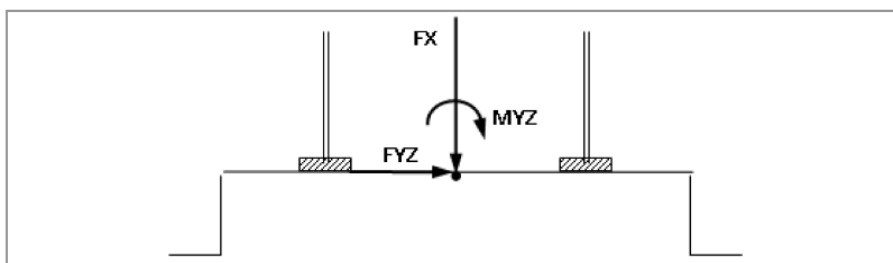


Fig.8 Sistema di coordinate per le sollecitazioni al nodo torre-plinto

L'azione dimensionante per la tipologia di struttura esaminata è sostanzialmente quella del vento. Il carico dovuto alla neve non verrà considerato in quanto non esistono reali possibilità di accumulo significativo di neve sia sulla navicella che sulle pale, mentre l'azione sismica non verrà considerata visto che non è dimensionante nelle verifiche che saranno effettuate. Si rimanda al successivo livello di progettazione per una valutazione completa.

Oltre a tali sollecitazioni, si è considerato agente sulle opere di fondazione il peso proprio ed un carico uniformemente distribuito per tenere conto del terreno di ricoprimento della fondazione.

Nel caso in esame i carichi "Extreme Loads" e "Production Loads" adottati per il predimensionamento della fondazione sono di seguito riportati.

11.1.1 AZIONE ESTREMA DEL VENTO

L'azione estrema del vento che agisce sulla torre secondo quanto disposto dalla norma IEC 61400 è stata calcolata dal produttore delle torri e confermata dal calcolista della struttura in elevazione ed è riassunta nelle seguenti tabelle, tratte dai documenti forniti dal produttore delle torri, in cui è anche riportato il codice di riferimento della combinazione considerata ed il coefficiente di sicurezza relativo alla tipologia di combinazione (normale o anormale).

Extreme load

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)
dlc23_V10.2_t1_o_030	1.1	-1673.91	153.71	-7177.41	1680.95	-9830.73	-198323.4	-2900.15	198566.83

11.1.2 AZIONE DEL VENTO IN ESERCIZIO

L'azione del vento agli stati limite di esercizio che agisce sulla torre secondo quanto disposto dalla norma IEC 61400 è stata calcolata dal produttore delle torri e confermata dal calcolista della struttura in elevazione; di seguito una tabella riassuntiva delle azioni.

Characteristic load

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_V10.2_p_030	1193.72	2.49	-6709.62	1193.72	9615.38	142956.5	1763.36	143279.5

Quasi-permanent load

pf=0.01000	Tower loads at section							
Section Height from bottom (m)	F _x (kN)	F _y (kN)	F _{xy} (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _{xy} (kNm)	M _z (kNm)
0	941.38	96.75	941.83	-6563.32	16749.09	108872.98	109220.78	5170.8

11.1.3 AZIONI EQUIVALENTI A FATICA

Le azioni equivalenti a fatica che agiscono sulla torre secondo quanto disposto dalla norma IEC 61400 sono state calcolate dal produttore delle torri e riassunte nella seguente tabella per m=7.

Fatigue load

	Load factor	m	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M_y (kNm)	M _z (kNm)
Tower Bottom	1	4	621.55	268.97	193.72	18594.88	43126.22	11577.52
Tower Bottom	1	7	583.13	251.94	171.76	20186.26	50695.51	11117.96

con carichi medi pari a

Load factor	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M_y (kNm)	M _z (kNm)
1	561.62	-8.08	-6634.44	6130.6	66567.34	235

Per la verifica degli elementi strutturali del nodo torre/plinto di fondazione e per la verifica delle fondazioni, alle sollecitazioni sopra riportate, sono stati applicati i fattori parziali di sicurezza sotto elencati, riportati nella tabella 6.2.I del D.M. 17 gennaio 2018.

Tab. 6.2.I – 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 $G_2^{(4)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽⁴⁾ 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}

Per ognuna delle quattro condizioni di carico, le sollecitazioni sono state combinate secondo quanto previsto al punto 2.5.3 del D.M. 17/01/2018:

In particolare, sono state analizzate le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione caratteristica per gli stati limite di esercizio (S.L.E.), impiegata per le analisi nelle condizioni di esercizio (2.5.2):

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

- Combinazione quasi permanente per gli stati limite di esercizio (S.L.E.), impiegata per le analisi nelle condizioni di esercizio (2.5.4):

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (2.5.5):

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

Le verifiche a fatica sono state eseguite considerando le due combinazioni di carico a fatica che forniscono rispettivamente le sollecitazioni massime e minime sui singoli componenti della struttura. Tali combinazioni di carico sono state ricavate utilizzando i carichi a fatica corrispondenti a 10^7 cicli con $m=7$ ed i carichi a fatica medi, determinando le sollecitazioni nel seguente modo:

- Combinazione a fatica che definisce le azioni massime:

$$G_1 + G_2 + P + (Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots)_{medi} + \Delta(Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots)_{fatica}/2$$

- Combinazione a fatica che definisce le azioni minime:

$$G_1 + G_2 + P + (Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots)_{medi} - \Delta(Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots)_{fatica}/2$$

Nelle espressioni precedenti i simboli utilizzati hanno il seguente significato:

- G sono le azioni permanenti, azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo. Esse sono:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - spostamenti differenziali;
- Q sono le azioni variabili, azioni agenti sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo, suddivise come:
 - di lunga durata: azioni che agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura.

In tale equazione, le azioni orizzontali ed i momenti flettenti provenienti dalla torre sono stati considerati come azioni variabili, applicando quindi un coefficiente moltiplicativo pari a 1,50 così come previsto al punto 6.2.4.1.1 della normativa tecnica di riferimento D.M. 17/01/2018.

Per la verifica degli elementi strutturali del nodo torre/plinto di fondazione e per la verifica delle fondazioni, alle sollecitazioni sopra riportate, sono stati applicati i fattori parziali di sicurezza sotto elencati, riportati nella tabella 6.2.I del D.M. 17 gennaio 2018.

12 CARICHI AGENTI SULL'EDIFICIO DI CONSEGNA A 36 V

12.1 AZIONE SISMICA

Per quanto riguarda le azioni sismiche, tenendo conto che la struttura è di limitata altezza, approssimativamente simmetrica nelle due direzioni e che i modi superiori sono trascurabili, si è optato per l'analisi statica lineare equivalente con spettro elastico di progetto e fattore di struttura. Nell'analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma.

L'analisi sismica statica è stata svolta imponendo, come da normativa, un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate come ingresso del sisma. Tali forze che sono calcolate mediante l'espressione:

$$F_i = S_d(T_1) \times W \times \frac{L}{g} \times \frac{z_i \times W_i}{\sum z_j \times W_j}$$

dove:

F_i è la forza da applicare al nodo i

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

W è il peso sismico complessivo della costruzione

L è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha meno di tre piani e se $T_1 < T_c$, pari ad 1,0 negli altri casi

g è l'accelerazione di gravità

W_i e W_j sono i pesi delle masse sismiche ai nodi i e j

z_i e z_j sono le altezze dei nodi i e j rispetto alle fondazioni

Le forze orizzontali così calcolate vengono ripartite fra gli elementi irrigidenti (pilastri e pareti di taglio). L'analisi tiene conto dell'eventuale presenza di piani dichiarati in input infinitamente rigidi assialmente.

I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinate linearmente (in somma e in differenza) con quelle per carichi statici e con il 30% di quelle del sisma ortogonale per ottenere le sollecitazioni di verifica. Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse X del sistema di riferimento globale.

12.2 CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti non strutturali del solaio di copertura sono:

manto di ghiaietto: $1500 \text{ kg/m}^3 \times 0,05\text{m} = 75,00 \text{ Kg/mq}$

coibente 20,00 kg/mq
per complessivi 95,00 Kg/mq.

Il peso proprio del solaio in precompresso di altezza complessivo pari a 21 cm è pari a 318,00 Kg/mq.

12.3 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

Il sovraccarico accidentale per solaio di copertura è pari a 50 Kg/mq.

Sono considerati anche il carico da neve e da vento calcolati direttamente dal software e riportato nei tabulati allegati.

12.4 COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state considerate le combinazioni delle azioni di cui al paragrafo 2.5.3 delle NTC 2018, per i seguenti casi di carico:

SLO	SI
SLD	SI
SLV	SI
SLC	SI
Combinazione Rara	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente	SI
SLU terreno A1 – Approccio 2	SI

13 FONDAZIONI DI TIPO INDIRETTO: VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO

13.1 GENERALITA'

Nel presente paragrafo vengono riportate le teorie di calcolo e i risultati delle verifiche geotecniche della fondazione di tipo. In particolare, secondo quanto stabilito al punto 6.4.3 NTC 2018, nei confronti delle fondazioni di tipo indiretto devono essere condotte le seguenti verifiche:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei confronti di carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei confronti di carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei confronti di carichi assiali di trazione.

Le verifiche di cui sopra devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I (coefficienti moltiplicativi per le azioni), 6.2.II (coefficienti moltiplicativi per i parametri geotecnici) e 6.4.II e 6.4.VI (coefficienti divisori della resistenza), seguendo il seguente approccio:

Approccio 2:

Un'unica combinazione (A1+M1+R3).

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata analogamente a quanto previsto nel capitolo 6.8 secondo la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.8.I.

Nelle verifiche agli SLU di tipo strutturale il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Per le verifiche agli SLU di tipo strutturale si rimanda alla relazione di predimensionamento strutturale. In particolare, le verifiche geotecniche sono state eseguite con opportuno software di calcolo strutturale e geotecnico della Software House Aztec Informatica API++ .11, licenza n° A101280VT.

13.2 CARICO LIMITE DEI PALI DI FONDAZIONE

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- Q_T = portanza totale del palo;
- Q_P = portanza di base del palo;
- Q_L = portanza per attrito laterale del palo;
- W_P = peso proprio del palo,

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

La portanza limite per ciascun palo è calcolata in base alle caratteristiche del terreno dei vari strati attraversati dal palo.

Secondo quanto previsto al punto 6.4.3.1.1 del D.M. 14/01/2008, a partire dal valore così calcolato della portanza Q_t si ricava il valore caratteristico, dividendo Q_t per i coefficienti ξ_3 e ξ_4 , per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, riportati in tabella 6.4.IV:

Numero di verticali indagate							
	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Nel caso in esame, si è condotto un solo sondaggio per ogni postazione. Per cui si farà riferimento al coefficiente 1.70.

A partire dal valore caratteristico così ottenuto, si calcola il valore di progetto applicando i coefficienti γ_R riportati nella tabella 6.4.II:

	Pali trivellati		
	R1	R2	R3
Base	1.00	1.70	1.35
Laterale in compressione	1.00	1.45	1.25
Totale	1.00	1.60	1.30
Laterale in trazione	1.00	1.60	1.25

Il valore di progetto così determinato della capacità portante deve risultare non minore del valore caratteristico ottenuto dal calcolo.

La portanza limite per ciascun palo è calcolata in base alle caratteristiche del terreno dei vari strati attraversati dal palo.

La portanza per attrito laterale viene calcolata tramite la relazione:

$$Q_l = \pi \cdot \int_0^L D \tau_s dl$$

Rappresentando τ_s le tensioni tangenziali che si mobilitano all'interfaccia palo terreno e D il diametro del palo.

La portanza di base del palo è calcolata come:

$$Q_p = q_b \cdot A_b$$

Dove q_b , che esprime il valore ultimo della pressione alla base, è stato determinato con l'approccio di Berezantsev.

13.3 CALCOLO TENSIONI E CEDIMENTI

Determinata la portanza laterale e di punta del palo lo stesso viene discretizzato in 100 elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione trasversale del palo e lunghezza pari ad L_e . Vengono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidezza opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare, le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la pressione in corrispondenza di esse non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo terreno. Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso.

Per la determinazione delle rigidzze delle molle si considerano gli spostamenti limite ΔY_1 e ΔY_p (definiti dall'Utente nella finestra Metodo cedimenti).

La rigidzza della generica molla, posta a profondità z rispetto al piano campagna sarà data da:

$$R_l = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \tan \delta) \pi D l_e}{\Delta Y_l}$$

In questa espressione c_a è l'aderenza palo terreno, σ_h è la pressione orizzontale alla profondità z , δ è l'angolo d'attrito palo terreno, K_s è il coefficiente di spinta e D è il diametro del palo.

Indicando con Q_p la portanza alla punta del palo, la rigidzza della molla posta alla base dello stesso è data da:

$$R_p = \frac{Q_p}{\Delta Y_p}$$

Il processo di soluzione è, naturalmente, di tipo iterativo: a partire da un carico iniziale N_0 si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tenere conto di eventuali plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

13.4 CAPACITÀ PORTANTE PER CARICO ORIZZONTALE

L'analisi del palo soggetto a forze orizzontali non risulta sicuramente più agevole del caso di palo soggetto a forze assiali. Trattasi di un problema d'interazione parzialmente risolto solo per casi più semplici ed adottando notevoli semplificazioni d'analisi. In particolare, sono stati analizzati da Broms il caso di palo in un mezzo omogeneo puramente coesivo ed in un mezzo omogeneo incoerente, nei casi in cui il palo sia libero di ruotare in testa o sia incastrato. Le soluzioni ottenute da Broms si basano sull'utilizzo dei teoremi dell'analisi limite e sull'ipotesi che si verifichino alcuni meccanismi di rottura (meccanismo di palo corto, meccanismo di palo lungo, etc).

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale, necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo, ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). In particolare, si rimanda alla relazione ai tabulati di calcolo allegati al presente progetto.

14 CONCLUSIONI

Il progetto definitivo di cui è stato effettuato lo studio strutturale e geotecnico consiste nella realizzazione di un parco eolico costituito da otto aerogeneratori da 6,0 MW ciascuno ubicato nei Comuni di San Gavino Monreale in Provincia di Sud Sardegna.

Alla luce dello studio geologico redatto dal dott. Carlo Cibella è stato possibile costruire un modello geotecnico del terreno commisurato al livello di progettazione in essere.

Pur non competendo a questa fase progettuale, si è scelto di eseguire un dimensionamento delle fondazioni mediante software FEM.

Il risultato delle verifiche ha condotto a fondazioni indirette costituite da un plinto circolare, avente diametro pari a 20,00 m, posto su 26 pali di diametro $\Phi 1000$ e lunghezza pari a 25,00 m. La piastra di fondazione dovrà avere forma in pianta circolare e sezione trapezia con altezza al bordo pari a 1,85 m e in corrispondenza della parte centrale pari a 2,55 m, a cui si aggiungono altri 60 cm di colletto. E' appena il caso di accennare che la fondazione superficiale sarà egualmente possibile realizzarla e la scelta finale sarà effettuata a valle dei risultati delle prove e delle indagini tipiche del progetto esecutivo.

Quanto sopra descritto garantisce la fattibilità geotecnico-strutturale dell'impianto.