

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

**IMPIANTO EOLICO DELLA POTENZA DI
72 MW WIND + 35 MW BESS
COMUNE DI GUAGNANO (LE)

RELAZIONE GEOTECNICA**

04	24/06/2022	REVISIONE	C.MEDICO	V.D'AMICO	A.SERGI (SCS)
03	28/03/2022	REVISIONE	C.MEDICO	V.D'AMICO	A.SERGI (SCS)
02	23/03/2022	REVISIONE	C.MEDICO	V.D'AMICO	A.SERGI (SCS)
01	21/03/2022	REVISIONE	C.MEDICO	V.D'AMICO	A.SERGI (SCS)
00	21/01/2022	EMISSIONE	C.MEDICO	V.D'AMICO	A.SERGI (SCS)
REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED

GRE VALIDATION

	TOMEI	TAMMA
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT IMPIANTO EOLICO GUAGNANO	GRE-CODE																		
	GROUP	FUNCION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT				SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION						
	GRE	EEC	R	2	5	I	T	W	1	6	1	1	7	0	0	0	1	1	0

CLASSIFICATION

UTILIZATION SCOPE

INDEX

1. PREMESSA	3
2. NORME DI RIFERIMENTO	4
3. CRITERI DI CALCOLO	4
4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	5
5. CONTESTO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO	13
5.1. CARATTERI GEOLOGICI LOCALI	15
6. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO.....	20
7. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE	22
8. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO	27
9. CRITERI DI VERIFICA	29
9.1. MODELLAZIONE	29
9.2. VERIFICHE ESEGUITE	29
9.3. APPROCCI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO	30
9.4. AZIONI DERIVANTI DALLA SOVRASTRUTTURA.....	31
10. SOLUZIONE: FONDAZIONE DIRETTA.....	33
10.1. PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE	34
10.2. PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO	34
10.3. RIEPILOGO CONDIZIONI DI CARICO	34
10.4. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	35
10.4.1. COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA	35
10.4.2. CARICO LIMITE	35
10.4.3. SLITTAMENTO	36
10.4.4. VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)	37
10.4.5. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	37
10.4.6. VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ROTAZIONALE DINAMICA	38
11. SOLUZIONE ALTERNATIVA: FONDAZIONE SU PALI	40
12. CONCLUSIONI.....	41

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione è il calcolo preliminare delle opere di fondazione degli aerogeneratori del proposto parco eolico denominato "Guagnano".

L'area di progetto oggetto di indagine, comprendente n. 12 aerogeneratori (nel seguito WTG) e ricade nell'ambito del territorio del Comune di Guagnano, in Provincia di Lecce.

Gli aerogeneratori che verranno installati nel nuovo impianto di Guagnano saranno selezionati sulla base delle più innovative tecnologie disponibili sul mercato. La potenza nominale delle turbine previste sarà pari a massimo 6,0 MW. Il tipo e la taglia esatta dell'aerogeneratore saranno comunque individuati in fase di acquisto della macchina e verranno descritti in dettaglio in fase di progettazione esecutiva.

Ai soli fini della valutazione della gittata massima, è stato considerato un aerogeneratore tipo Siemens Gamesa SG 6.0 - 170.

Le aree proposte per la realizzazione degli aerogeneratori impegnano la zona nell'intorno della SS7-ter. Gli aerogeneratori, sono localizzati nel Catasto Terreni del Comune di Guagnano (LE), come riportato in Tabella 1.

SISTEMA DI RIFERIMENTO UTM WGS 84 - FUSO 33N			RIFERIMENTI CATASTALI		
WTG	EST [m]	NORD [m]	COMUNE	FG	P.LLA
GU - 01	742472.01	4476275.05	GUAGNANO	16	55
GU - 02	743061.03	4476436.05	GUAGNANO	16	162
GU - 03	747356.31	4478792.75	GUAGNANO	7	467
GU - 04	747860.00	4479025.00	GUAGNANO	8	193
GU - 05	748478.63	4479194.09	GUAGNANO	9	2
GU - 06	749100.95	4479220.21	GUAGNANO	10	167
GU - 07	749666.03	4478920.16	GUAGNANO	10	25
GU - 08	748476.00	4477536.00	GUAGNANO	22	230
GU - 09	747803.81	4476500.43	GUAGNANO	23	195
GU - 10	747206.98	4476571.98	GUAGNANO	23	513
GU - 11	746577.99	4476045.02	GUAGNANO	29	148
GU - 12	746055.64	4476167.93	GUAGNANO	29	86

Tabella 1: Elenco degli aerogeneratori

2. NORME DI RIFERIMENTO

- [1] DM 17/01/2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»
- [2] Circ. 21 gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP.
- [3] Eurocodice 2 - "Progettazione delle strutture in calcestruzzo.1-1: Regole generali e regole per gli edifici"
- [4] Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica. Parte 1 - Regole generali"
- [5] CEI EN 61400-1

3. CRITERI DI CALCOLO

Le analisi sono state condotte per mezzo di un software che permette la modellazione sia del terreno che della fondazione, di cui al paragrafo 9.1. Le verifiche condotte sono quelle previste dalla normativa citata.

4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'intervento, nella sua totalità, ricade in agro di Guagnano (LE), per quanto concerne gli aerogeneratori, mentre l'area della SSU e della futura stazione elettrica "Cellino", ricadono in agro di Cellino San Marco (BR). Tutti gli interventi progettuali ricadono in zone agricole.

Per quanto concerne le quote topografiche, variano da un massimo di circa 60 m s.l.m. ad un minimo di circa 40 m s.l.m.. In generale l'area si presenta pianeggiante; non si rilevano salti ed accidenti morfologici degni di nota.

Cartograficamente l'area ricade all'interno della tavoletta I.G.M. alla scala 1:50.000 "Mesagne" Foglio 495. Alla scala 1:25.000 il sito di interesse ricade all'interno della Tavolette "SAN DONACI" 203 II-NE, "GUAGNANO" 203 II-SE, "SQUINZANO" 204 III-NO e "NOVOLI" III-SO

L'area interessata dal progetto è raggiungibile grazie ad una fitta rete di strade di vario ordine presenti in zona; tra queste l'arteria di collegamento principale è rappresentata dalla SS7ter.



Figura 1: Localizzazione dell'area di impianto nel contesto nazionale.

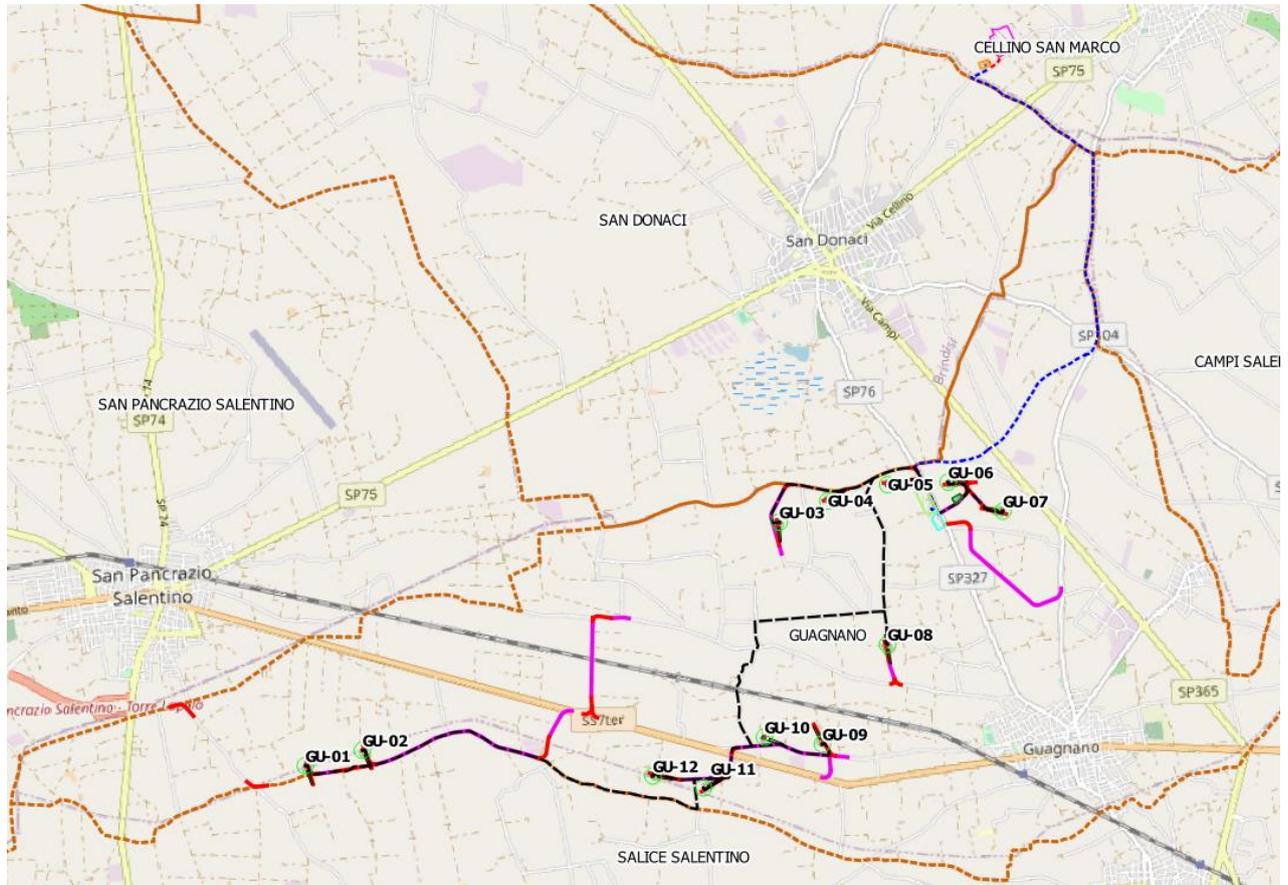
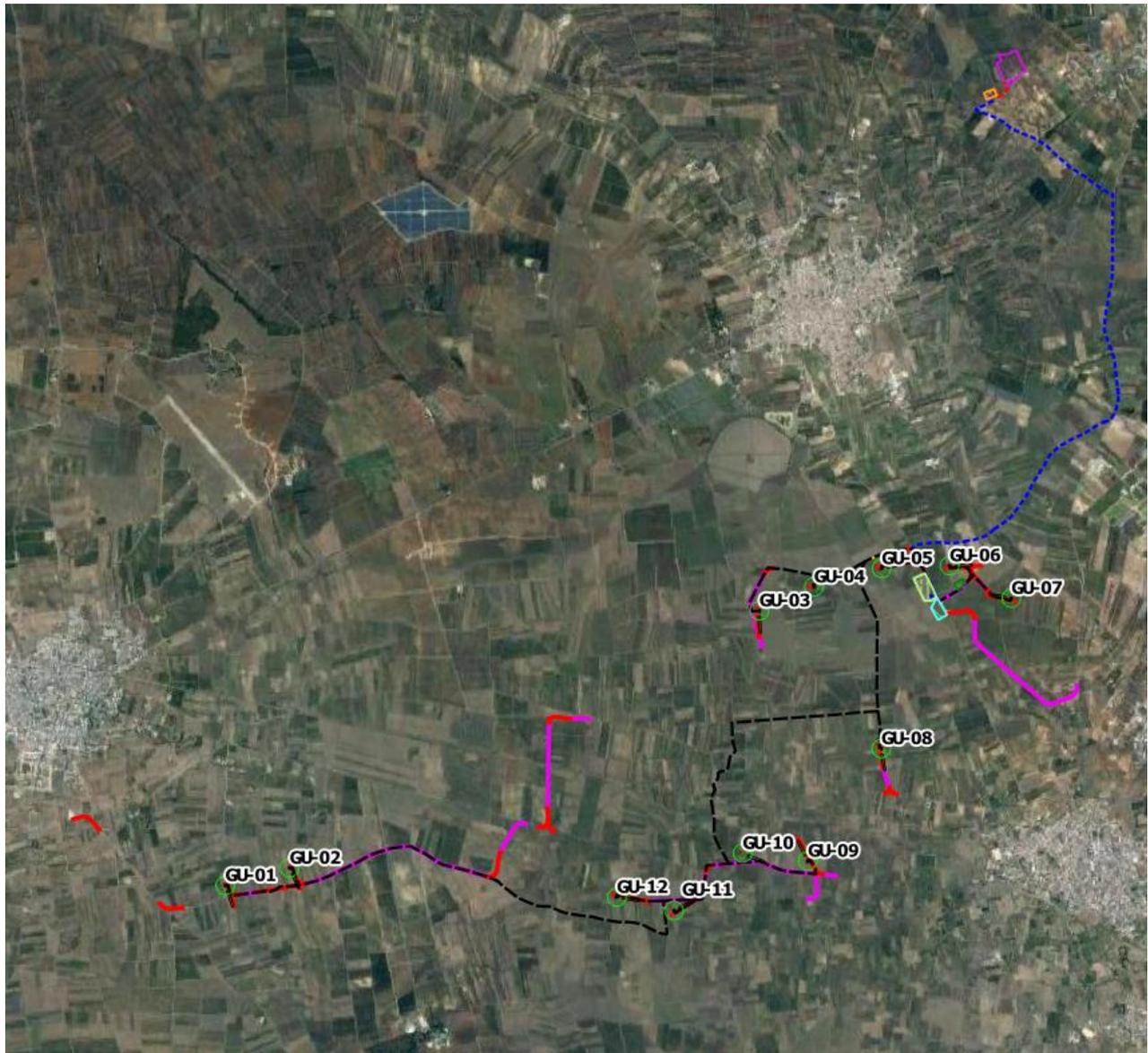


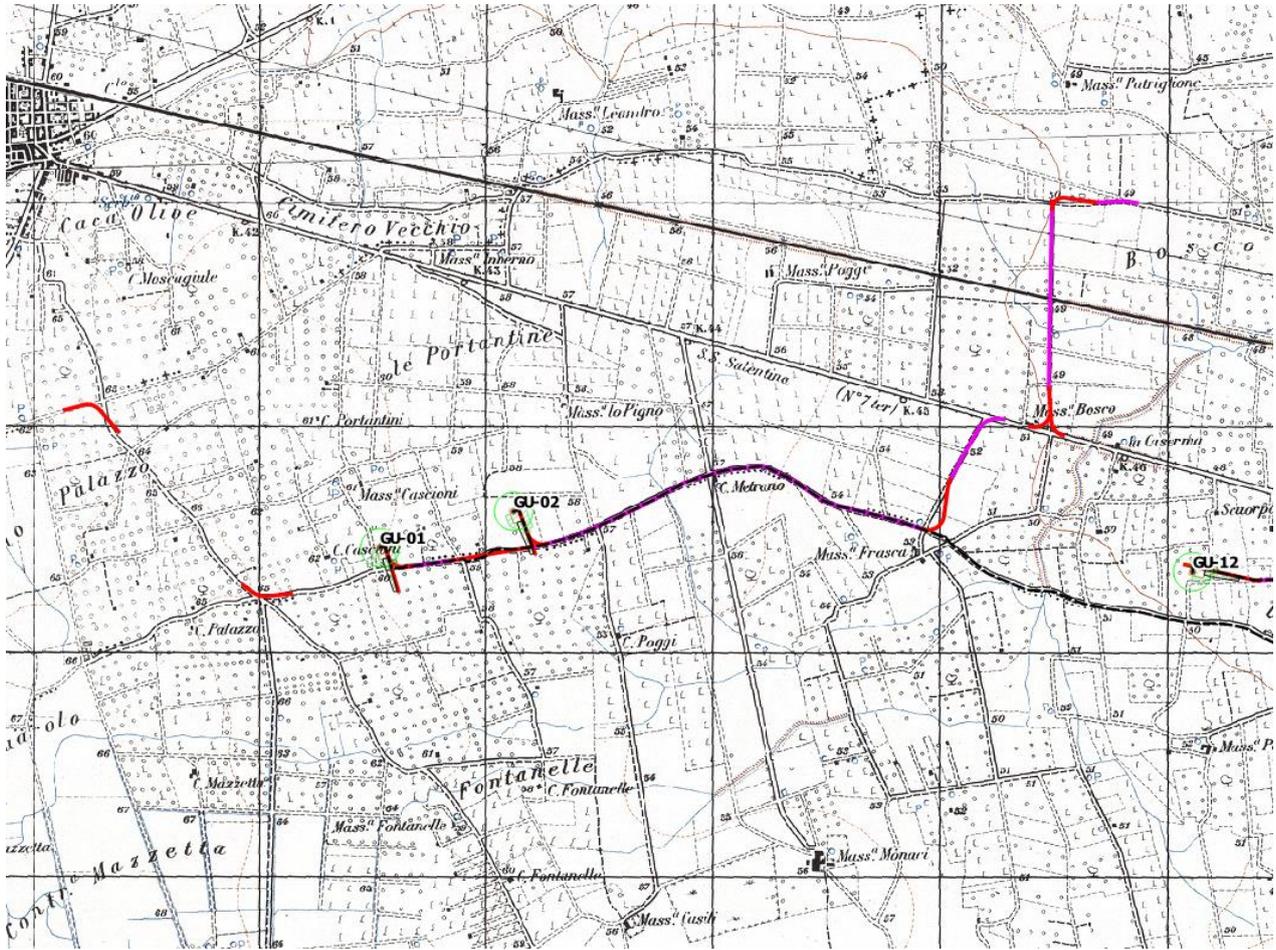
Figura 2: Ubicazione geografica dell'intervento.



LEGENDA

-  PIATTAFORMA E AEROGENERATORE
-  VIABILITA' NUOVA REALIZZAZIONE
-  VIABILITA' DA ADEGUARE
-  CAVIDOTTO MT
-  CAVIDOTTO AT
-  CAVIDOTTO AT CONDIVISO
-  AREA DI MANOVRA
-  ALLARGAMENTO
-  AREA DI CANTIERE/STOCCAGGIO
-  AREA SSU 33/150kV + BESS Guagnano
-  AREA SE Condivisa
-  AREA INDICATIVA FUTURA STAZIONE ELETTRICA 380/150kV CELLINO
-  STALLO ARRIVO SE CELLINO (Punto di connessione RTN)

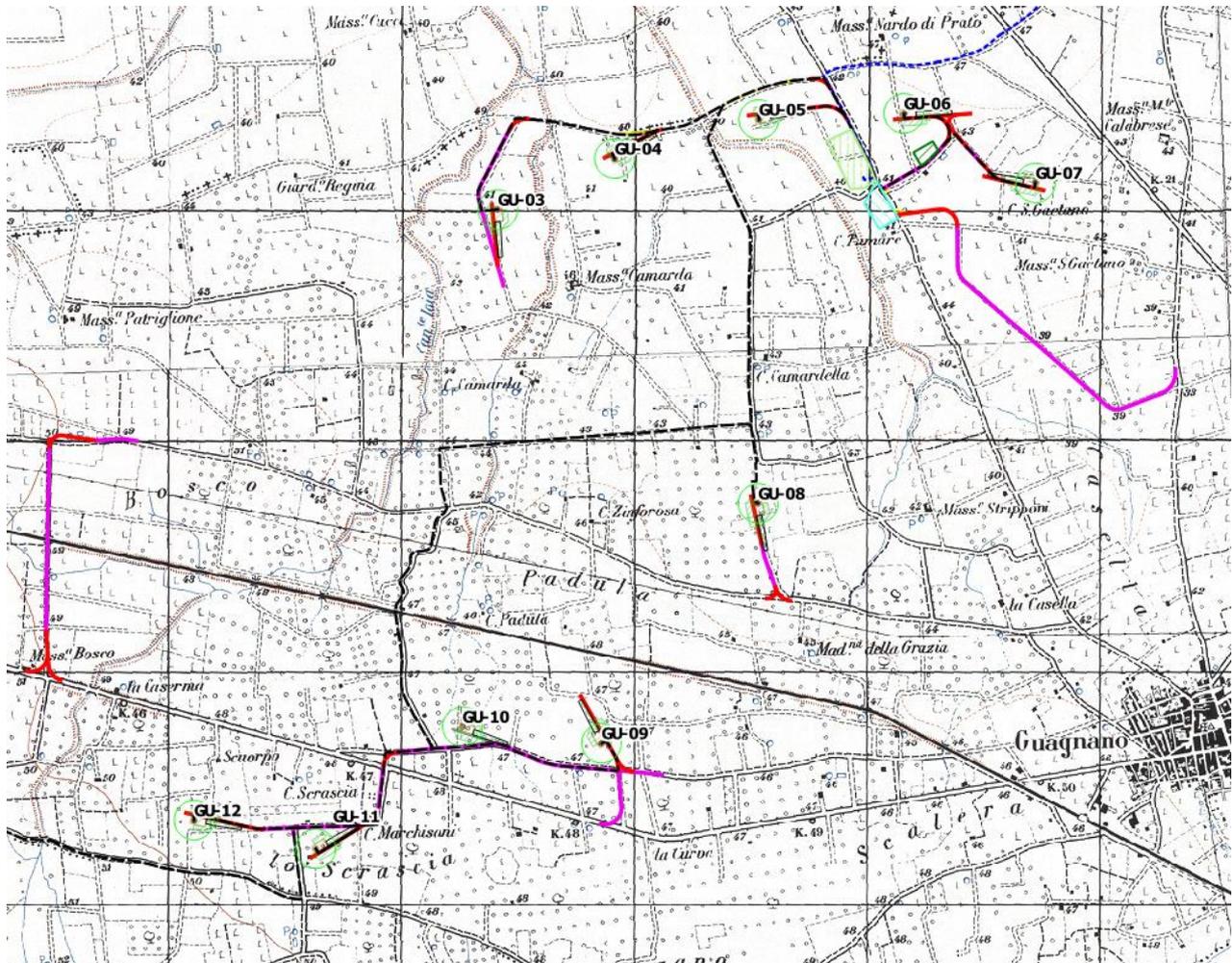
Figura 3: Ubicazione del progetto su ortofoto.



LEGENDA

-  WIG XX PIATTAFORMA E AEROGENERATORE
-  VIABILITA' NUOVA REALIZZAZIONE
-  VIABILITA' DA ADEGUARE
-  CAVIDOTTO MT
-  CAVIDOTTO AT
-  CAVIDOTTO AT CONDIVISO
-  AREA DI MANOVRA
-  ALLARGAMENTO
-  AREA DI CANTIERE/STOCCAGGIO
-  AREA SSU 33/150kV + BESS Guagnano
-  AREA SE Condivisa
-  AREA INDICATIVA FUTURA STAZIONE ELETTRICA 380/150kV CELLINO
-  STALLO ARRIVO SE CELLINO (Punto di connessione RTN)

Figura 4: Ubicazione del progetto su stralcio IGM (area parco eolico zona ovest).



LEGENDA

-  PIATTAFORMA E AEROGENERATORE
-  VIABILITA' NUOVA REALIZZAZIONE
-  VIABILITA' DA ADEGUARE
-  CAVIDOTTO MT
-  CAVIDOTTO AT
-  CAVIDOTTO AT CONDIVISO
-  AREA DI MANOVRA
-  ALLARGAMENTO
-  AREA DI CANTIERE/STOCCAGGIO
-  AREA SSU 33/150kV + BESS Guagnano
-  AREA SE Condivisa
-  AREA INDICATIVA FUTURA STAZIONE ELETTRICA 380/150kV CELLINO
-  STALLO ARRIVO SE CELLINO (Punto di connessione RTN)

Figura 5: Ubicazione del progetto su stralcio IGM (area parco eolico zona est).

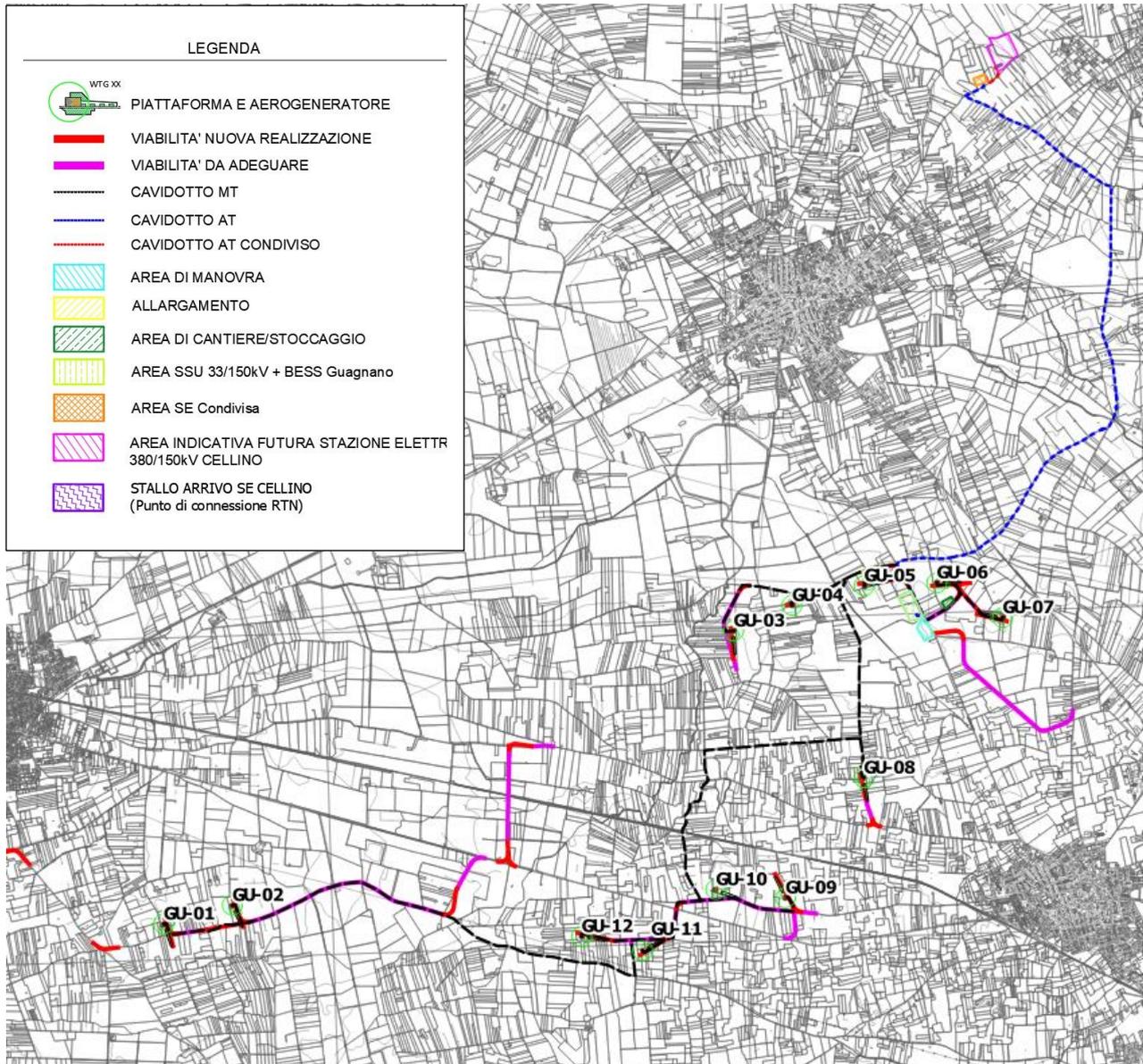


Figura 7: Ubicazione del progetto su stralcio CTR.

Sulla cartografia geologica ufficiale, l'area ricade all'interno del Foglio 203 - "Brindisi" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000.

5. CONTESTO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

La geologia, in generale, rispecchia, i peculiari aspetti geotettonici regionali (Ciaranfi et al, 1992). La geologia, in generale, rispecchia, i peculiari aspetti geotettonici regionali (Ciaranfi et al, 1992). La formazione più antica presente, affiorante in maniera diffusa sulle Murge, è quella calcarea e calcarea-dolomitica del cretaceo superiore (calcarea di Altamura) che, come noto, costituisce il basamento regionale ove ha sede la più importante risorsa idrica sotterranea pugliese.

CARTA GEOLOGICA DELLE MURGE E DEL SALENTO

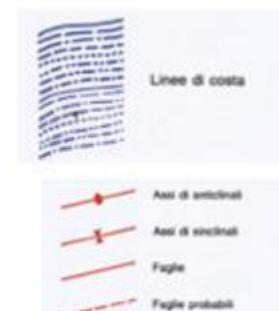
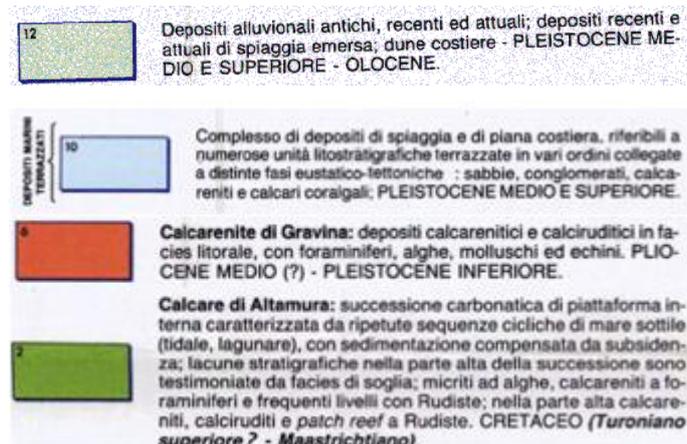
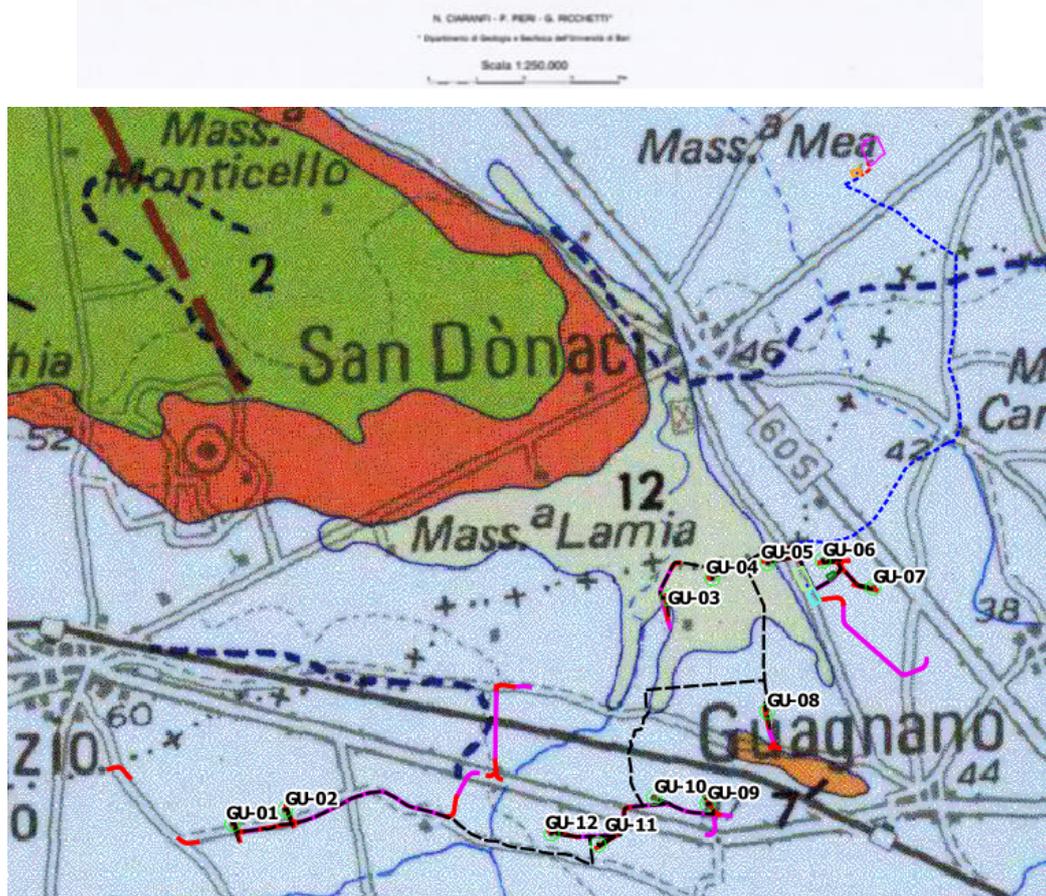


Figura 9: Stralcio Carta Geolitologica delle Murge e del Salento in scala 1:250.000 (Ciaranfi, Pieri, Ricchetti).

La formazione carbonatica cretacea digrada sino a quote di circa -60 metri sul lato adriatico; risulta coperta trasgressivamente da depositi sabbioso-calcarenitici di età calabriana (Calcareniti di Gravina), caratterizzati da un grado di cementazione variabile e da spessori massimi di 30-40 metri.

La formazione calcarenitica al tetto e lateralmente passa, con continuità di sedimentazione, ad argille marnose grigio-azzurre del Pleistocene inf. (Argille Subappennine), affioranti con continuità in una fascia ad E di Taranto e in piccoli lembi attorno al Mar Piccolo. Lo spessore della formazione argillosa varia da alcune decine di metri a 100-150 m.

Ove non affiorante, la formazione argillosa si rinviene al di sotto delle formazioni del Pleistocene medio-sup., raggruppate sotto il nome di Depositi marini terrazzati e comprendenti sia calcareniti, affioranti sul versante ionico, sia sabbie fini calcaree più o meno argillose, con intercalazioni calcarenitiche, affioranti diffusamente tra Francavilla F. e Brindisi. In questi depositi, di spessore variabile da pochi metri a circa 10 metri, molto spesso hanno sede falde idriche, piuttosto contenute, a carattere stagionale e localmente indicate come falde sospese.

I depositi olocenici principali, di estensione e spessori modesti, sono costituiti da sabbie calcaree poco cementate (dune costiere) oppure da limi e argille (area paludosa di Torre Guaceto ed incisioni fluviali, Sciannambolo et al., 1992; Tavolini et al., 1994).

Per quanto concerne i caratteri strutturali, nella zona il basamento carbonatico è dislocato da due sistemi di faglie (Ciaranfi et al., 1983): quello "principale", con orientazioni NW-SE ed E-W, e quello secondario, con direzione SW-NE. Si tratta di faglie dirette, che configurano il basamento carbonatico a "gradinata" con blocchi digradanti verso il mare. Studi strutturali pregressi (Cotecchia, 1997-99), hanno altresì evidenziato un sistema prevalente di fratture, orientate NW-SE, quasi sempre bene aperte, subverticali e, spesso, totalmente o in parte, riempite di Terra Rossa.

Tale sistema tettonico ha influenzato sia le caratteristiche stratigrafiche così come quelle geomorfologiche di tutte le aree interessate, infatti tutta l'area di Brindisi, fino al territorio di San Pietro Vernotico, ha subito una forte tettonizzazione che ha dato origine alla così detta "Conca di Brindisi".

Il territorio brindisino, presenta nell'insieme un aspetto tabulare con quote che degradano leggermente verso il mare; il paesaggio è interrotto da solchi erosivi di diversa estensione ed andamento.

Tutta l'area, come accennato, è stata interessata, nel periodo Orogenetico Appenninico, da intense forze tettoniche che hanno dato origine alla Conca di Brindisi, abbassando nella parte centrale i calcari cretacei, che costituiscono l'ossatura rigida dell'intera Puglia.

Una diminuzione altimetrica del tetto dei calcari si riscontra da W verso E; valutando le isobate del tetto del calcare, si nota una discontinuità fra le stesse; la causa è molto probabilmente da ricercarsi in una presumibile faglia che deve aver provocato uno scorrimento orizzontale nella direzione ENE - WSW di parte del massiccio carbonatico

(Monterisi, Romanizzi, Salvemini, 1978). Il rigetto di tale faglia è al massimo di 30-40 m e sembrerebbe annullarsi all'altezza del canale pigolati, all'interno del Porto di Brindisi.

Il combinarsi delle azioni tettoniche ha creato l'abbassamento dei calcari, che in tal modo hanno creato la conca di Brindisi, e successivamente sono stati ricolmati da sedimenti silicoclastici di origine marina.

Da un punto di vista tettonico tale conformazione strutturale può essere assimilata ad una struttura a Horst e Graben, in cui gli alti strutturali "Horst" sono rappresentati dai calcari bordanti la conca di Brindisi, mentre la parte depressa "Graben" è quella che comprende la conca.

5.1. CARATTERI GEOLOGICI LOCALI

Per la definizione dello scenario territoriale di riferimento, alla scala del progetto in epigrafe, è stato effettuato un rilievo geologico e strutturale all'intorno dell'area di intervento.

La geologia del territorio dell'area del parco eolico, è caratterizzata da un potente basamento carbonatico cretaceo (riferibile al "Calcere di Altamura") sovrastato, in trasgressione, dai termini basali della sequenza sedimentaria marina plio-pleistocenica della "Fossa Bradanica" (Calcarenite di Gravina e Argille subappennine) su cui, durante le fasi di ritiro del mare presso le attuali linee di costa, si sono accumulati, ai vari livelli, depositi terrazzati marini e/o, depositi continentali.

La stratigrafia della zona di studio, dalla più antica alla più recente, è rappresentata da (Figura 27):

DEPOSITI MARINI

- "Calcere di Altamura" (Cretaceo sup.)
- "Calcarenite di Gravina" (Pliocene sup. - Pleistocene inf.)
- "Argille subappennine" (Pleistocene inf.)
- "Deposit Marini Terrazzati" - DMT (Pleistocene medio - sup.)

DEPOSITI CONTINENTALI

- "Deposit colluviali ed eluviali" - (Olocene)

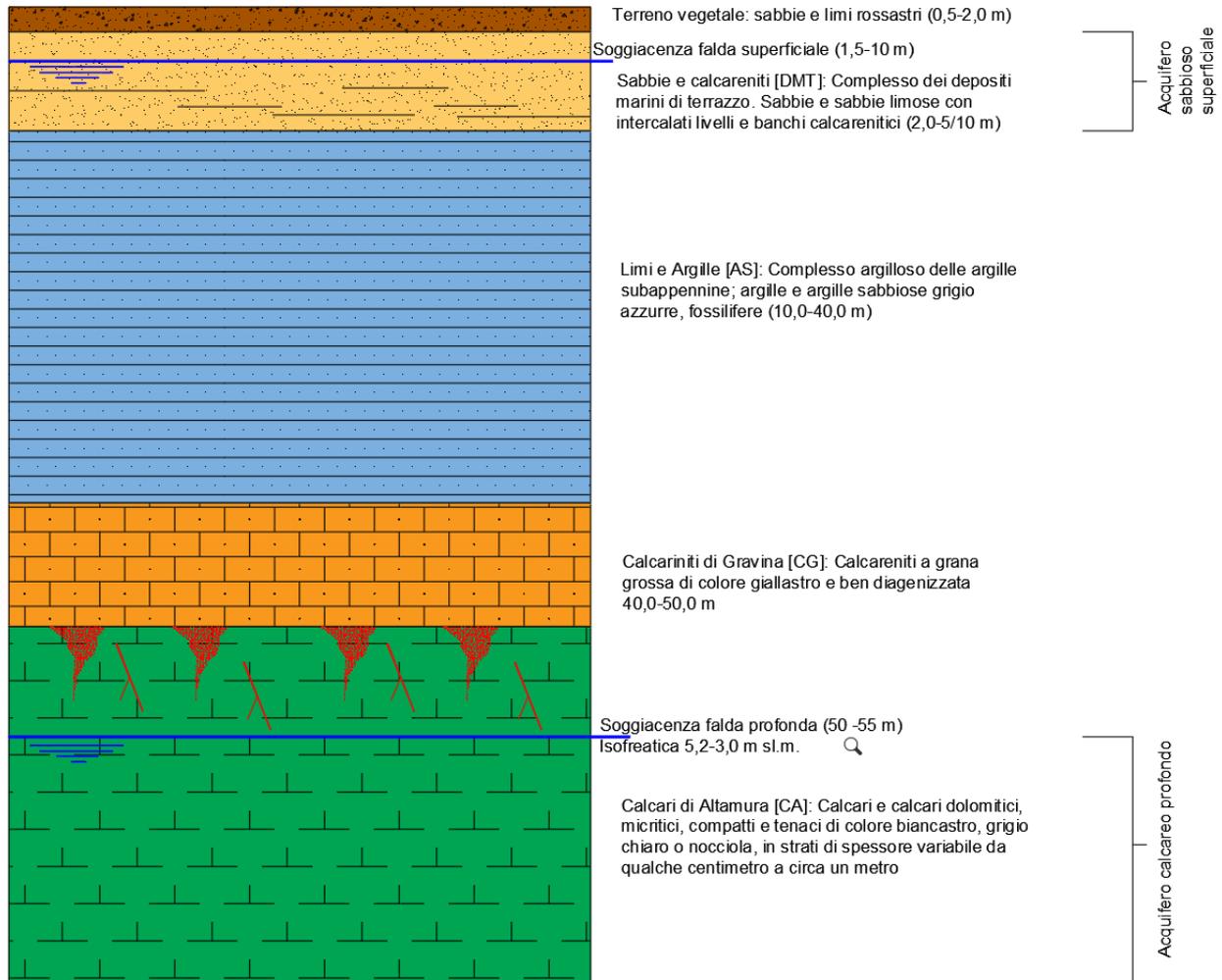


Figura 10: Assetto stratigrafico dell'area del parco eolico.

Depositi colluviali ed eluviali

Sono coperture di origine eluviale e/o colluviale comunemente indicate con il termine di "terra rossa".

Si tratta di terreni di origine residuale, prodotti dagli effetti dell'alterazione e della dissoluzione carsica sulle rocce calcaree affioranti e dal progressivo accumulo dei prodotti residuali insolubili di composizione non carbonatica.

La composizione chimico-mineralogica delle terre rosse è caratterizzata da una notevole abbondanza di idrossidi di ferro ed alluminio, di minerali argillosi (soprattutto illite e caolinite) e da componenti minori quali quarzo, feldspati, pirosseni, ecc..

La granulometria delle terre rosse presenta di norma un ampio spettro di variabilità, poiché dipende strettamente dalle caratteristiche genetiche ed evolutive dei singoli depositi.

In linea di massima si tratta, nella maggior parte dei casi, di terreni composti da particelle delle dimensioni del limo e/o delle sabbie fini, con una discreta presenza di frazione argillosa: si va pertanto - dal punto di vista granulometrico - dalle sabbie limose ai limi sabbioso-argillosi, con variazioni sensibili ed imprevedibili anche nell'ambito di uno stesso deposito.

Le terre rosse possono presentarsi con caratteristiche sia di depositi eluviali che colluviali, vale a dire sia come prodotto di alterazione e disfacimento della roccia in posto che come accumulo di materiali rimossi (ad esempio, ad opera delle acque dilavanti o di ruscellamento) dalla loro posizione originaria e ridepositati in corrispondenza di aree morfologicamente più depresse.

Le coperture eluviali presentano spessori generalmente modesti (poche decine di centimetri), mentre i depositi colluviali, che si concentrano quasi esclusivamente in avvallamenti, cavità e depressioni, manifestano degli spessori estremamente mutevoli ed imprevedibili, in quanto strettamente connessi all'andamento morfologico del substrato.

Depositi Marini Terrazzati

L'unità pleistocenica dei Depositi di Terrazzo è litologicamente costituita da calcareniti giallastre a grana grossa ben cementate con intercalati livelli sabbiosi ed altri costituiti da calcari organogeni in strati di spessore variabile da qualche centimetro a 10÷15 cm; a luoghi, nell'ambito della successione, in particolare nel tratto basale della stessa, a diretto contatto con le Argille Subappennine, sono presenti strati decimetrici di calcari molto compatti e tenaci.

La facies sabbiosa è costituita da prevalenti granelli di quarzo, feldspati, materiale carbonatico di origine detritica e bioclastica nonché da subordinati cristalli di mica. I fossili rappresentati da prevalenti lamellibranchi ed alghe, sono frequenti tanto da costituire a luoghi vere lumachelle; le osservazioni al microscopio hanno messo in evidenza che sono frequenti anche i microrganismi rappresentati da foraminiferi. Da quanto sopra esposto se ne deduce che, dal punto di vista granulometrico, per quanto riguarda la facies sabbiosa, i contenuti in ghiaia (0%÷28%), in sabbia (3%÷84%) e limo (2%÷75%) sono estremamente variabili in funzione degli intervalli stratigrafici presi in considerazione.

Il contenuto naturale d'acqua oscilla intorno ad un valore medio del 20,79% con indice dei vuoti variabile e compreso tra 0,49 e 0,87.

Per quanto riguarda l'estensione areale di questa unità si può supporre che sia totale per tutta l'area oggetto di studio. Il passaggio alle sottostanti Argille subappennine può avvenire in maniera diretta o tramite dei termini di passaggio rappresentati da sabbie e limi sabbiosi che si descrivono nel successivo paragrafo.

Lo spessore dell'unità è molto variabile, compreso tra pochi decimetri e una ventina di metri pur essendo i valori più ricorrenti di 5÷6 m. Il tetto di questa unità si trova a quote variabili tra 30 m e -15 m rispetto al l.m.m.

I Depositi Marini Terrazzati (DMT), costituiscono il sedime di fondazione della totalità dell'area del parco eolico.

Argille Subappennine

La formazione infrapleistocenica che si descrive è caratterizzata da argille e argille sabbiose grigio azzurre, fossilifere. Dal punto di vista granulometrico, questi depositi possono essere definiti come limi sabbiosi con argilla; ciò nonostante notevoli sono le variazioni relativamente alla dimensione dei granuli. La percentuale in sabbia varia dal 2% al 55%, quella in limo dal 11%; il contenuto medio in carbonati è del 31%, valore quest'ultimo che tende ad aumentare man mano che ci si avvicina alle sottostanti Calcareniti di Gravina. All'interno della successione, il cui spessore è di difficile valutazione ma sempre perlomeno decametrico, si possono individuare livelli sabbiosi, anch'essi di colore grigio azzurro, la cui estensione laterale e verticale non è ben definibile. Il passaggio stratigrafico con le sottostanti Calcareniti di Gravina avviene mediante un livello continuo sabbioso limoso particolarmente ricco in fossili. Il contenuto naturale d'acqua varia passando da un valore minimo del 14,05% al 43,5% ed il grado di saturazione è anch'esso estremamente variabile passando dal 71,84% al valore limite pari al 100%.

Le analisi geotecniche di laboratorio, eseguite sui campioni indisturbati prelevati in corrispondenza dello strato argilloso, indicano una bassa permeabilità, che si attesta intorno a valori compresi tra 10-10 e 10-11 m/s (media 1,81E -10 m/s).

Localmente, tale formazione non è stata rilevata in affioramento.

Calcareniti di Gravina

L'unità della Calcarenite di Gravina rappresenta la più antica delle unità pleistoceniche presenti nell'area. La formazione, caratterizzata da calcareniti a grana grossa di colore giallastro e ben diagenizzata, con frequenti macro e microfossili (foraminiferi bentonici, briozoi, lamellibranchi, gasteropodi, echinodermi, alghe calcaree e serpulidi), poggia con contatto discontinuo e discordante sul basamento carbonatico cretaceo.

Dal punto di vista chimico questi depositi sono costituiti da calcite normale con un basso contenuto in magnesio. Costituenti minori sono la kaolinite, l'illite, la clorite, la smectite, la gibsite e la goethite che si trovano dispersi nel sedimento mentre quarzo e feldspati si rinvencono come singoli grani. La matrice micritica è più o meno completamente assente.

Lo spessore di questa formazione è molto variabile e raggiunge valori massimi superiori alla trentina di metri. Il grado di porosità è variabile tra il 42,90% ed il 49,40%.

Le calcareniti di Gravina affiorano in lembi di limitate estensioni nell'area est del parco eolico.

Calcari di Altamura

L'intervallo stratigrafico, è costituito da un'alternanza tra calcari e calcari dolomitici, micritici, compatti e tenaci di colore biancastro, grigio chiaro o nocciola, in strati di spessore variabile da qualche centimetro a circa un metro. A luoghi gli strati si presentano fittamente laminati e sono facilmente riducibili in lastre. Gli affioramenti sono limitati a qualche metro di spessore, a luoghi coperti da terreno agrario; spessori maggiori, sino a 30÷40 m, sono esposti nelle pareti delle cave, attive e no, in alcuni casi utilizzate come discariche, ubicate nell'entroterra brindisino. In più luoghi gli strati risultano fratturati e disarticolati. I microfossili sono in genere scarsi, caratterizzati da frammenti di rudiste e subordinati coralli e pettinidi.

Il tetto del basamento carbonatico cretaceo si trova a quote molto differenti tra loro anche in aree relativamente vicine, in ciò evidenziando la probabile presenza di faglie che presentano rigetto decametrico.

La formazione è rappresentata dai seguenti tipi litologici:

1. dolomie e calcari dolomitici, grigi, talora bituminosi; in alcuni livelli la dolomitizzazione si è compiuta durante la prima diagenesi (dolomitizzazione penecontemporanea, dimostrata dalla grana assai minuta, dalla porosità scarsa, dalle strutture originarie ben conservate), mentre in altri livelli, più frequenti, la dolomitizzazione è di diagenesi tardiva (grana più grossa, porosità notevole, strutture originarie praticamente scomparse);
2. calcari micritici, chiari, spesso laminari;
3. calcari ad intraclasti;
4. calcari a pellets;
5. calcari a bioclasti;
6. breccie calcaree.

Le breccie sono particolarmente frequenti a nord dell'area in studio, soprattutto in prossimità di S. Vito

dei Normanni, dove sembrano rappresentare un livello abbastanza continuo, di qualche metro di potenza, che potrebbe segnare un episodio regressivo.

I frammenti, calcarei, sono angolosi, di dimensioni variabili (che talora superano i 30 cm di diametro) e derivano chiaramente dagli strati cretatici sottostanti.

La stratificazione è molto spesso evidente, con periodo da 5 a 40 cm. Sono pure spesso presenti, nei singoli strati, laminazioni e suddivisioni ritmiche.

I calcari cretacei appartenenti alla formazione sopra descritta non affiorano direttamente all'interno dell'area di progetto: estesi affioramenti si rilevano a nord ed a sud dell'area in studio.

6. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il territorio si mostra piuttosto pianeggiante con deboli contro pendenze, leggermente inclinata sull'asse NO-SE, con quote variabili che vanno da circa 70,00 m. s.l.m. dell'area sud-ovest ai 40,00 m. s.l.m. della zona centrale.

Le aree più elevate del territorio rappresentano presumibilmente un "alto strutturale", elevato per una decina di metri all'area adiacente pianeggiante, che corrisponde al "basso strutturale" originatosi in concomitanza di fenomeni tettonici antichi che hanno interessato il basamento carbonatico cretacico; la morfologia del terreno appare qui piana e tabulare, con evidenti tracce di fenomeni carsici.

La rete idrografica superficiale è rappresentata da una successione monotona di bacini endoreici, di "lame" e di "gravine"; queste ultime rappresentate da canali scolanti e drenanti naturali in rocce carbonatiche prevalentemente carsificate.

Nel Salento sono presenti 8 aree endoreiche con verso di deflusso omogeneo, separate da linee spartiacque poco evidenti sul terreno o da aree, coincidenti normalmente con estesi affioramenti di rocce carbonatiche, dove non esiste un drenaggio superficiale organizzato.

Nel perimetro delle aree endoreiche esistono diversi reticoli che per lo più terminano in corrispondenza di inghiottitoi carsici. I singoli bacini idrografici si sviluppano prevalentemente sulle unità non carbonatiche e poco permeabili del Pleistocene medio - superiore (Depositi Marini Terrazzati); il deflusso delle acque invece avviene normalmente verso settori dove affiorano rocce carsificabili o dove le coperture non carbonatiche si assottigliano.

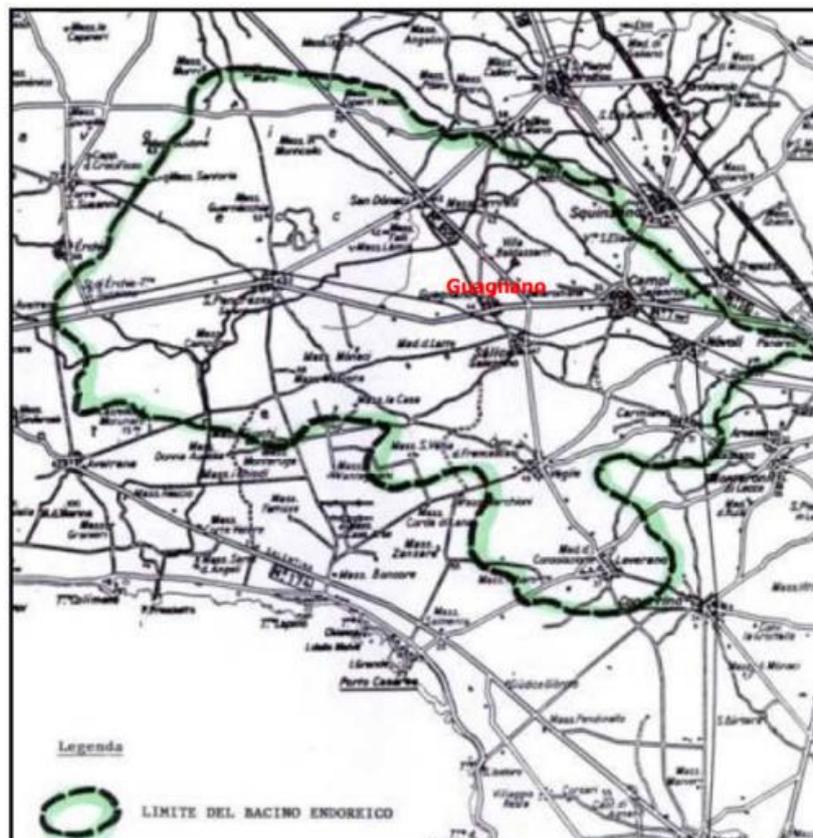


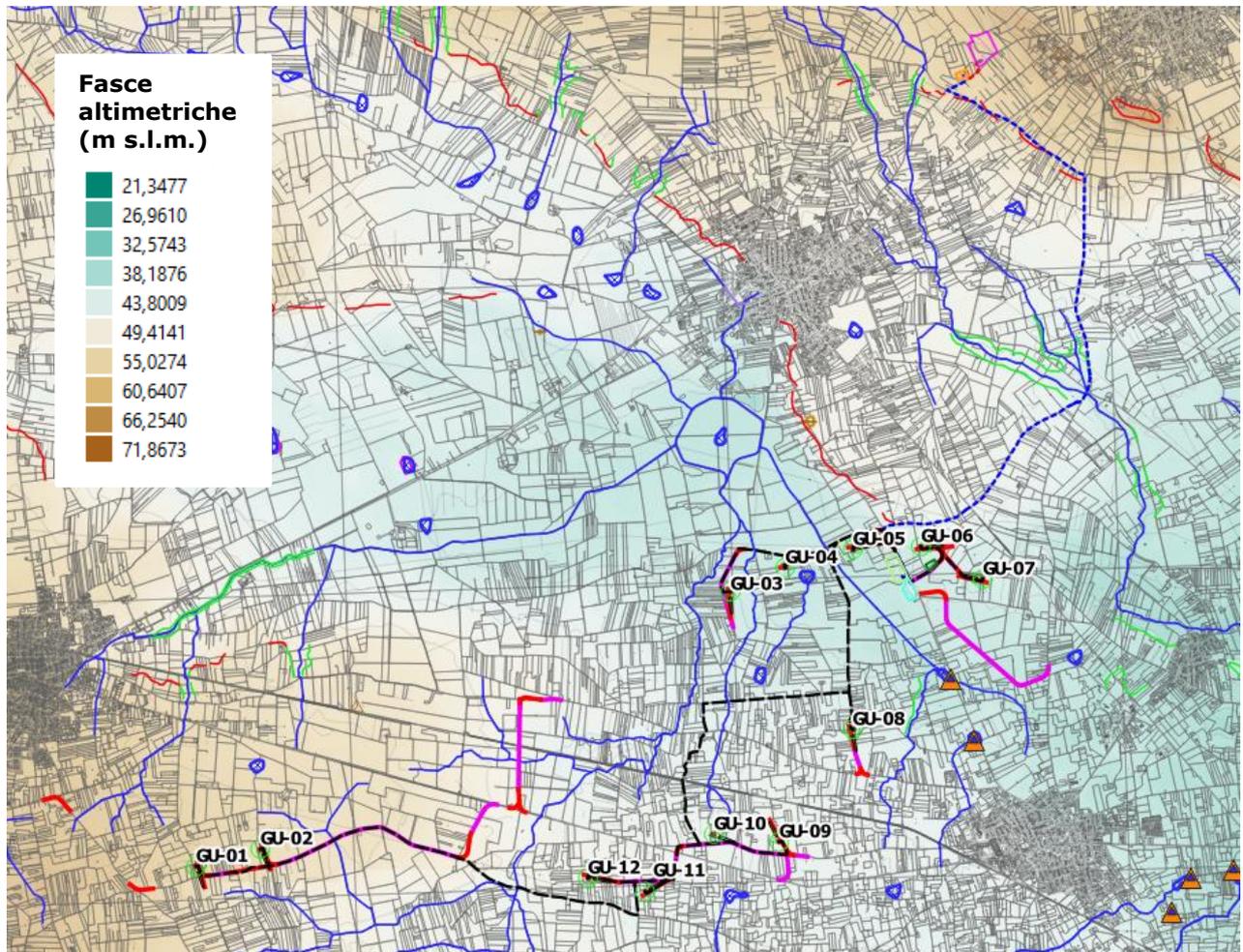
Figura 11: Bacino endoreico di pertinenza del territorio di Guagnano.

L'area endoreica di pertinenza del territorio di Guagnano (Figura 28), è delimitata dalle altre aree endoreiche contermini da linee spartiacque più o meno evidenti; in quest'area il deflusso avviene verso i quadranti orientali, grossomodo verso il piede di una lunga ed evidente scarpata arcuata di probabile origine tettonica, allungata tra Cellino San Marco e San Cesario di Lecce. La scarpata è modellata nel tratto settentrionale in depositi sabbiosi ascrivibili al complesso dei Depositi Marini Terrazzati e nel tratto meridionale sulle unità cretacee, oligoceniche, mioceniche e del Pleistocene inferiore.

In questa area sono presenti lunghi reticoli poco gerarchizzati e poco incisi ed alcuni brevi solchi il cui andamento è stato probabilmente condizionato dall'intervento antropico. L'incisione più importante è il Canale della Lacrima (in territorio di Campi). I solchi fluviali si sviluppano quasi integralmente sulle rocce non carbonatiche del Pleistocene medio e superiore; quelli meridionali sono orientati circa E-W o SW-NE, quelli più settentrionali, tra cui anche il Canale della Lacrima, sono orientati NW-SE. I solchi più brevi terminano direttamente all'interno di inghiottitoi carsici; quelli più lunghi invece terminano nel perimetro di conche poco estese dove normalmente sono presenti diversi punti assorbenti più o meno visibili. I punti assorbenti si trovano lungo il limite stratigrafico tra le unità del Pleistocene medio e superiore e le unità calcaree del Cretaceo e del Pleistocene inferiore.

In tali solchi gli episodi di erosione per ruscellamento si manifestano in occasione di eventi meteorici particolarmente intensi anche se non eccezionali. Tanto le acque incanalate quanto quelle non regimate vanno poi, di solito, a raccogliersi in aree a elevata permeabilità secondaria, lungo il limite di affioramento dei calcari, infiltrandosi nel sottosuolo attraverso fratturazioni e cavità carsiche; ovvero tendono a raccogliersi nelle aree delle "Paludi" localizzate a nord dell'area del parco in agro di San Donaci (BR), dove è ricorrente la formazione di durevoli ed estesi ristagni a carattere stagionale che si esauriscono nel tempo per lenta infiltrazione dell'acqua in cavità naturali delle rocce carbonatiche sottostanti.

Quanto esplicitato in precedenza è mostrato in forma grafica nella *Tavola 2 - Carta Geologica e Geomorfologica* di cui la figura 29 ne mostra uno stralcio.



Fasce altimetriche (m s.l.m.)

- 21,3477
- 26,9610
- 32,5743
- 38,1876
- 43,8009
- 49,4141
- 55,0274
- 60,6407
- 66,2540
- 71,8673

LEGENDA

-  PIATTAFORMA E AEROGENERATORE
-  VIABILITA' NUOVA REALIZZAZIONE
-  VIABILITA' DA ADEGUARE
-  CAVIDOTTO MT
-  CAVIDOTTO AT
-  CAVIDOTTO AT CONDIVISO
-  AREA DI MANOVRA
-  ALLARGAMENTO
-  AREA DI CANTIERE/STOCCAGGIO
-  AREA SSU 33/150kV + BESS Guagnano
-  AREA SE Condivisa
-  AREA INDICATIVA FUTURA STAZIONE ELETTRICA 380/150kV CELLINO
-  STALLO ARRIVO SE CELLINO (Punto di connessione RTN)

Elementi Geomorfolgici

- Forme di versante**
 -  Punti sommitali
 -  Orlo di scarpata delimitante forme semispianate
- Forme di modellamento di corso d'acqua**
 -  Ripa di erosione
- Forme carsiche**
 -  Vore
 -  Doline_point
 -  Dolina
- Forme ed elementi legati all'idrografia superficiale**
- Reticolo**
 -  Corso d'acqua episodico
 -  Corso d'acqua obliterato
 -  Recapito finale di bacino endoreico
 -  Cave

Figura 12: Carta Geomorfolgica di sintesi dell'area in studio.

7. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE

La campagna di indagini geognostiche, pianificata per il presente progetto ha indagato aree in cui l'accesso era consentito, cercando di investigare le litologie caratteristiche del sedime di fondazione degli aerogeneratori. Le indagini eseguite, rappresentano una prima La campagna di indagini geognostiche, pianificata per il presente progetto ha indaaato aree in cui l'accesso

era consentito, cercando di investigare le litologie caratteristiche del sedime di fondazione degli aerogeneratori. Le indagini eseguite, rappresentano una prima caratterizzazione di massima dei litotipi affioranti all'interno dell'area di progetto, che dovranno necessariamente essere integrate in fase di progettazione esecutiva, andando ad investigare puntualmente ogni postazione in cui è prevista l'ubicazione degli aerogeneratori, nonché di ogni struttura interagente con il sottosuolo.

Nello specifico la campagna di indagini è consistita in:

- ✓ esecuzione di n. 6 indagini sismiche a rifrazione con restituzione tomografica in onde P ed S;
- ✓ Esecuzione di n. 6 Indagini Sismiche MASW, al fine di definire la V_s , eq e di conseguenza la categoria del suolo di fondazione (NTC18).
- ✓ Esecuzione di n. 6 misure HVSR con impiego di sismografo monocanale tridimensionale.

L'ubicazione, le metodologie di indagine ed i report dettagliati sono riportati nell'Allegato 1 – REPORT SULLE INDAGINI IN SITO.

Le indagini sono state commissionate dal soggetto proponente, Enel Green Power SRL ed eseguite dalla ditta CoStag.

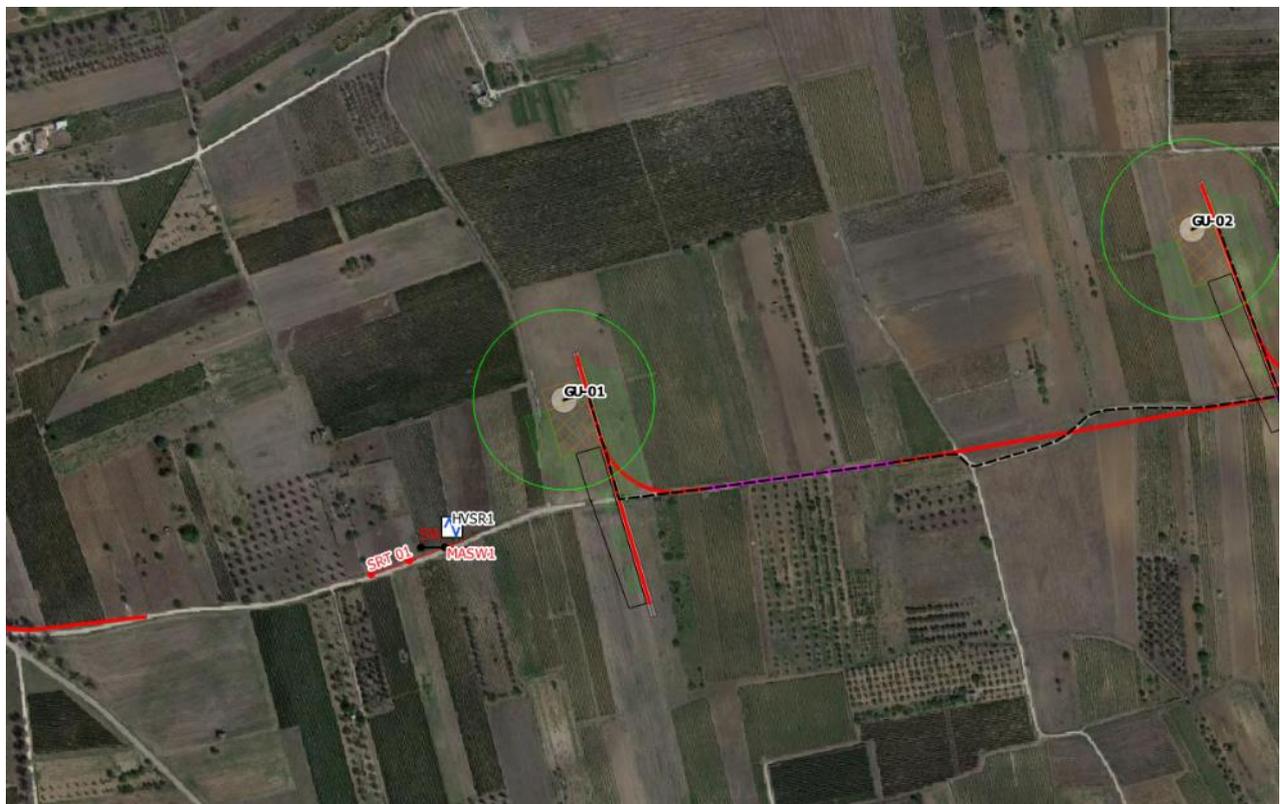


Figura 13: Ubicazione indagini geofisiche.

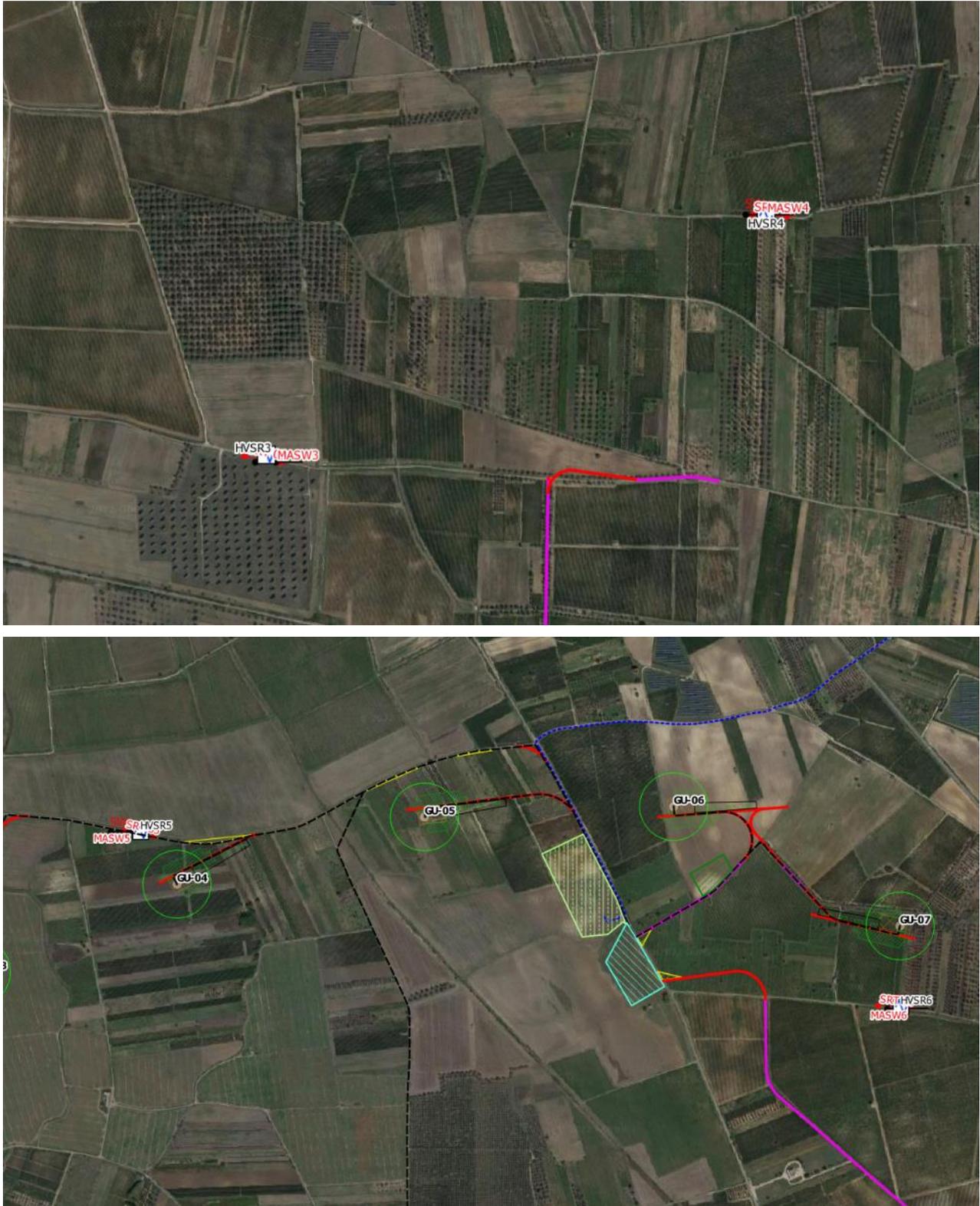


Figura 14: Ubicazione indagini geofisiche.

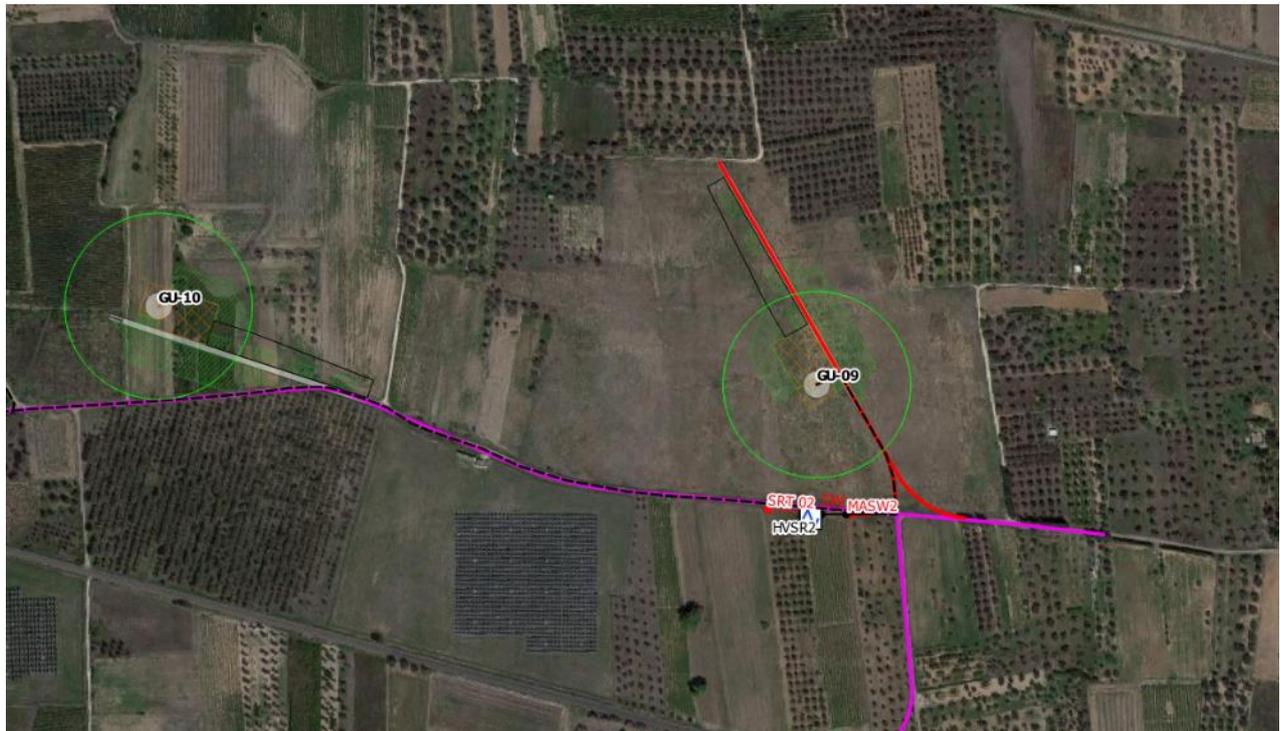


Figura 15: Ubicazione indagini geofisiche.

Con l'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17.1.2018), per quanto riguarda le categorie di sottosuolo, vengono eliminate le categorie S1 ed S2, mentre con l'utilizzo della VSeq, le categorie di sottosuolo B, C e D vengono ampliate inglobando alcune configurazioni che rientravano in S2, quando il bedrock sismico si posizionava tra i 3 ed i 25 metri dal piano di riferimento. Inoltre la Categoria di sottosuolo D (che nelle NTC08 erano definite con $V_{s,30} < 180$ m/sec) viene classificata con valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 100 e 180 m/sec.

La VSeq, è data dai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con

h_i = spessore dello stato i-esimo;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato viene riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali alla testa dei pali.

Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità viene riferita al piano di imposta della fondazione (Figura 16).

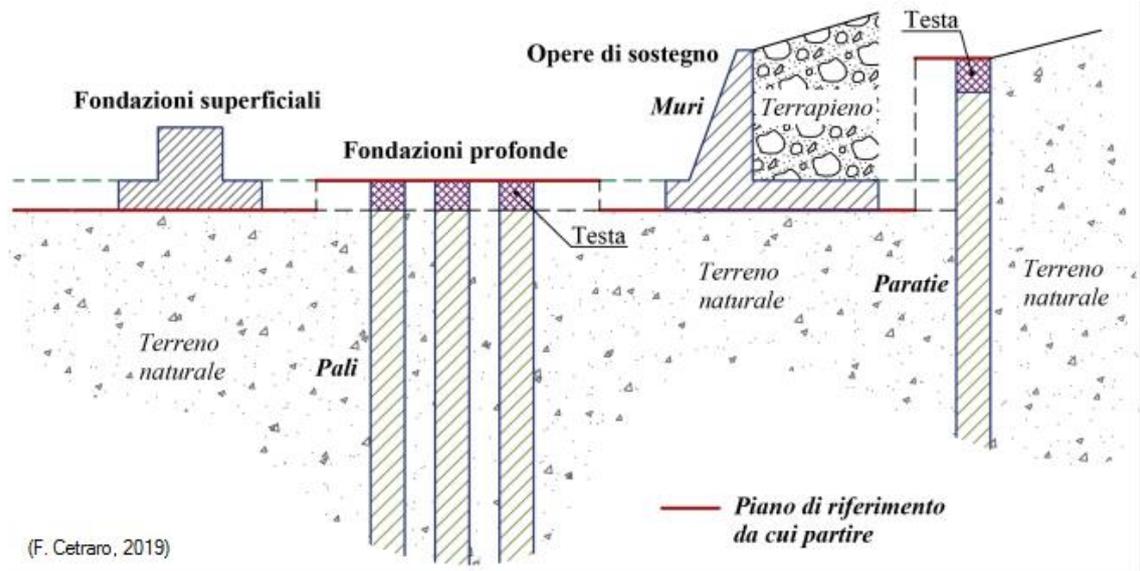


Figura 16: Definizione della profondità del substrato.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Il valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,eq}$), ottenuto dal Modello Medio dell'elaborazione dei dati acquisiti attraverso le basi sismiche, è stato calcolato in riferimento al piano piano di posa delle fondazioni, supposte superficiali ad una profondità di 4,0 m dal p.c..

Come si evince dai profili di velocità mostrati in precedenza, in alcuni casi si nota una inversione delle velocità V_s . La norma definisce che nel caso vi sia una inversione di velocità, si deve fare riferimento, come del resto prescritto in generale dalle NTC2018, alla RSL mediante analisi numerica.

Perché si verifichi una inversione di velocità, devono venirsi a creare situazioni litostratigrafiche dove si verificano contemporaneamente 4 condizioni: un terreno rigido che in profondità sovrasta un terreno soffice con un rapporto $V_s \text{ rig} / V_s \text{ sof}$ superiore a 1.5; la differenza tra le V_s dei due terreni è maggiore di 200 m/s; lo spessore dello strato a velocità minore è maggiore di 5 m; la V_s dello strato più rigido è maggiore o uguale a 500 m/s.

Nel nostro caso tali condizioni non si verificano mai contemporaneamente e pertanto è possibile fare riferimento all'utilizzo dell'approccio semplificato, le cui categorie sono definite in Tab. 3.2.II del D.M. 17.01.2018.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente 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 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Figura 17: Tab. 3.2.II del D.M. 17.01.2018 – Categorie Suolo di Fondazione.

Linea	Vs eq	Categoria di Sottosuolo (D.M. 17.01.2018)
MASW 1	297	E
MASW 2	218	C
MASW 3	281	C
MASW 4	286	C
MASW 5	1010	A
MASW 6	474	B

Per l'interpretazione di dettaglio delle indagini si rimanda all'elaborato "GRE.EEC.R.25.IT.W.16117.00.010.00 - Relazione geologica sismica".

8. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Sulla base dei modelli geologico di riferimento è possibile considerare i seguenti aspetti, valevoli per tutta l'area progettuale:

Categoria di sottosuolo	Variabile (A-B-C-E)
Categoria Topografica	T1
Rischio liquefazione dei terreni	Nulla
Rischio instabilità dei terreni	Situazione Stabile
Pericolosità geo-sismica del sito	Molto Bassa

In accordo con il modello geologico, sintetizzando le risultanze delle indagini geognostiche effettuate unitamente ai dati bibliografici in possesso dello scrivente, è stato elaborato il modello geotecnico dell'area in studio, il quale è formato dalle seguenti unità geotecniche (graficamente i modelli geotecnici sono mostrati in dettaglio all'interno della Tavola 6):

Unità Geotecnica	Descrizione
U.G. 1)	TERRENO VEGETALE
U.G. 2a)	LIMI SABBIOSI

- U.G. 2b) SABBIE CALCARENITICHE GHIAIOSE A LUOGHI BEN CEMENTATE
 U.G. 3) SABBIE FINI LIMOSE E ARGILLE
 U.G. 4) CALCARENITI BIOCLASTICHE
 U.G. 5) CALCARI MICRITICI

I valori delle principali caratteristiche fisiche e meccaniche sono stati ricavati dall'elaborazione di tutte le prove eseguite oltre che da dati bibliografici in possesso del tecnico geologo, riguardanti indagini pregresse su terreni simili a quelli in studio.

In particolare sono state parametrizzate le Unità geotecniche 2 (2a e 2b), 3, 4 e 5; l'Unità 1, costituita da terreno vegetale, date le scadenti caratteristiche meccaniche non viene prese in considerazione, e dovrà necessariamente essere asportato.

Di seguito, viene esplicitata la parametrizzazione geotecnica di massima delle singole Unità precedentemente individuate.

UNITA' GEOTECNICA 2 [U.G.2b] – Facies sabbioso-ghiaiosa-arenitica

Φ' (°)	c' (kPa)	Cu (kPa)	γ_s (kN/m ³)	E (MPa)	ν
29.00	4.00	---	24.00	30.00	0.35

UNITA' GEOTECNICA 3 [U.G.3] – Depositi sabbioso-limo-argillosi e argillosi

Φ' (°)	c' (kPa)	Cu (kPa)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν
25.00	8.00	90.00	26.10	40,00	0.40

UNITA' GEOTECNICA 4 [U.G.4] – Depositi calcarenitici

Φ' (°)	c' (kPa)	Cu (kPa)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν
32.00	5.00	---	22.00	70	0.40

UNITA' GEOTECNICA 4 [U.G.4] – Depositi calcarei

Φ' (°)	c' (kPa)	Cu (kPa)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν
38.00	160.00	---	24.00	300	0.32

9. CRITERI DI VERIFICA

9.1. MODELLAZIONE

La fondazione è stata analizzata considerando i carichi dovuti alle seguenti azioni:

- 1) il peso proprio
- 2) il peso del terreno di rinterro (sovraccarico permanente non compiutamente definito)
- 3) carichi provenienti dalla struttura in elevazione (F_z , F_x , F_y , M_z , M_x , M_y) e applicati a 20 cm dal piedistallo

Nell'ambito della valutazione geotecnica della fondazione si è proceduto alla determinazione delle rigidità equivalente verticale alla **Winkler** del terreno di fondazione, adottata nell'ambito della modellazione strutturale: tale parametro è riportato al § 10.4.4.

Il modello geotecnico ipotizzato è il seguente:

SPESORE STRATO	UNITÀ GEOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI
10 m	U.G. 2b	z_w (m) Profondità falda superficiale: 5,0 m γ_s (kN/m ³) Peso specifico: 24,00 Φ' (°) Angolo di attrito di picco: 29,0 c' (kPa) Coesione efficace: 4,0 E (Mpa) Modulo Elastico Statico: 30 ^(*) η Coefficiente di Poisson: 0,35
30 m	U.G. 3	γ_s (kN/m ³) Peso specifico: 26,1 Φ' (°) Angolo di attrito di picco: 25,0 c' (kPa) Coesione efficace: 8,0 E (Mpa) Modulo Elastico Statico: 40 ^(**) η Coefficiente di Poisson: 0,40

(*)Valore medio assunto da bibliografia. Il modulo elastico medio per un terreno sabbioso a diverso grado di cementazione può variare da un minimo 10MPa ad un massimo di 80MPa. Si assume 30 MPa, data la presenza di banchi arenacei all'interno del deposito.

(**) Valore medio assunto da bibliografia. Il modulo elastico medio per un terreno argilloso può variare da un minimo 15MPa ad un massimo di 250MPa.

9.2. VERIFICHE ESEGUITE

Le verifiche riguardanti la sicurezza globale e geotecnica sono state eseguite in accordo con il metodo degli stati limite di cui al cap. 2, 4 e 6 di [1], tenendo conto delle ulteriori richieste prestazionali previste nella normativa di settore [5]. In particolare sono state eseguite le:

- 1) verifiche globali di ribaltamento
- 2) verifiche geotecniche di resistenza a slittamento e carico limite
- 3) valutazione della costante di Winkler
- 4) valutazioni dei cedimenti massimi assoluti e differenziali
- 5) valutazione della rigidità rotazionale dinamica

Le verifiche espone nel seguito si fondano sui dati di calcolo forniti dal progettista della parte in elevazione, e che sono riassunti nelle successive tabelle (§9.4).

9.3. APPROCCI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche geotecniche si fa riferimento all'approccio 2, in accordo con la combinazione A1+M1+R3 e le tabelle seguenti:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 9.1

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

Tabella 9.2

Nella logica del metodo degli Stati Limite ogni azione è stata classificata in base alla "sorgente" (cioè alla norma di riferimento, [1] e [5]) e al tipo di carico. Ciò anche nell'ottica di operare una corretta applicazione della norma [5], specifica per gli aerogeneratori, assieme con i criteri di progettazione previsti dalla norma [1] valida per tutte le costruzioni civili ed industriali. La tabella seguente riassume, pertanto, i coefficienti parziali da applicare, che differiscono in caso di azione "Abnormal" o "Normal" in accordo con le precedenti tabelle (9.1 e 9.2) estratte da [1] e la tabella 3 di [5].

AZIONE	TIPO DI CARICO	NORMA DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTI PARZIALI γ_F	
			GEO	EQU
Peso proprio fondazione	Permanente fondazione	[1]	1,00 / 1,30	0,90
Peso terreno riempimento	Permanente fondazione	[1]	0,80 / 1,50	0,80
Peso aerogeneratore	Permanente aerogener.	[1] [5]	0,90 / 1,10 1,50	0,90 / 1,00
Vento aerogen.	Variabile aerogeneratore	[1] [5]	/ 1,10 1,50	1,00 / 1,10 1,50

Tabella 9.3: Possibili valori dei coefficienti parziali delle azioni adottati nel presente progetto

Nella tabella a seguire si riporta l'elenco completo delle combinazioni di carico adottate nelle verifiche della fondazione dell'aerogeneratore in oggetto, esplicitate al successivo §9.4; i coefficienti adottati sono in accordo con quanto riportato nella tabella precedente.

Tipo di combinazione				CdC N.	Coefficienti parziali delle azioni γ_f				
					Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
GEO (abnormal)	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	1	1,00	0,80	0,90	1,10	1,10
	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU1	2	1,30	1,50	1,10	1,10	1,10
	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	3	1,00	0,80	0,90	1,10	1,10
GEO (normal)	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	4	1,00	0,80	0,90	1,50	1,50
	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	5	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50
	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	6	1,00	0,80	0,90	1,50	1,50
EQU	IEC	normal case	Normal EQU	7	0,90	0,80	0,90	1,50	1,50

Tabella 9.4: Coefficienti parziali delle azioni utilizzati ai fini del presente progetto

L'azione della neve, che presenta un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0$ in accordo con [1], non è stata mai assunta come azione variabile dominante e, pertanto, non compare in tabella.

Le combinazione 7 è assunta come Caratteristica (Rare) e, pertanto ad essa sono state riferite le valutazioni delle tensioni (SLE R) su calcestruzzo e armatura (si veda la relazione di calcolo strutturale delle fondazioni), oltre che per la valutazione dei cedimenti di fondazione.

9.4. AZIONI DERIVANTI DALLA SOVRASTRUTTURA

Ai soli fini della valutazione dei carichi, è stato considerato un aerogeneratore tipo Siemens Gamesa SG 6.0 – 170. Il documento « D2370721-004 SGRE ON SG 6.0-170 Foundation loads T115-50A.pdf» - preparato dal costruttore delle WTG - riporta gli scarichi in fondazione derivanti dall'aerogeneratore, in accordo con le indicazioni delle norme [5]. I valori dei carichi, non fattorizzati, sono riportati nelle successive tabelle e, pertanto ad essi sono da applicare i "Partial Load Factor" in accordo con quanto riportato nella tabella 3 al § 7.6.2.1 della norma [5].

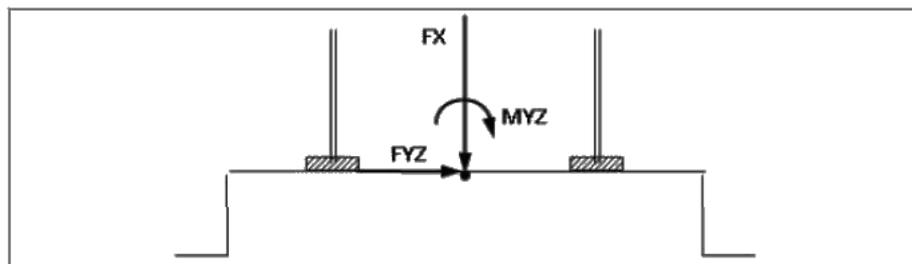


Figura 18: Simboli e segni adottati nelle successive tabelle fornite dal fabbricante degli aerogeneratori

Extreme load

The extreme loads for the design of the SG 6.0-170 T135-50A foundations are shown in Table 3.

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

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

The loads provided by Siemens Gamesa as "Extreme Loads" in this section are the maximum static loads for the specific wind turbine calculated according to IEC 61400 or DIBt standard for each site class. These loads must not be combined with any other type of load. They include the dynamic behaviour of the structure and correspond to the most unfavourable case at the base of the wind turbine among the different load cases, according to IEC 61400 or DIBt. Therefore, the loads provided by Siemens Gamesa as "Extreme Loads" are directly the foundation design loads. They shall not be divided or combined with any other load.

Characteristic load

Characteristics loads (maximum M_{xy} bending moment load combination of groups N, E and T according to GL2012 Sec. 5.4.3.1.3, or equivalent groups N-T according to IEC 61400-1 2006) have been estimated as shown in Table 4:

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

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

Quasi-permanent load

Loads according to GL2010, considering DLC 1.1 and 6.4 with a probability of exceedance of $pf = 10^{-2}$ (equivalent to 1750 h in 20 years) with $\gamma F = 1.0$ have been estimated as shown in Table 5:

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	1006,5	113,9	1007,01	-7544,75	20249,99	139551,8	139856,37	4991,2

Table 5 SG 6.0-170 HH135m Quasi Permanent Loads at tower bottom

Tabella 9.5: Scarichi in fondazione forniti sa Siemens Gamesa secondo [5]

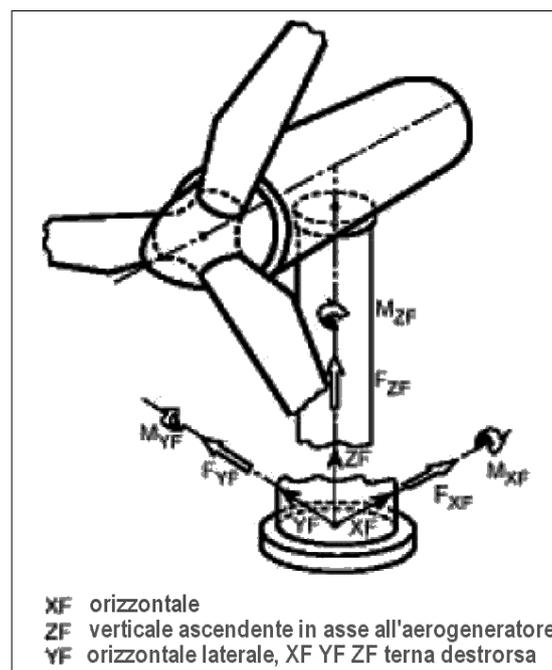


Figura 19: Simbologia adottata nell'analisi dei carichi e nelle verifiche

Oltre a queste azioni si sono considerate quelle derivanti dal peso proprio della struttura di

fondazione e dal peso del terreno di riempimento.

10. SOLUZIONE: FONDAZIONE DIRETTA

La fondazione sarà in calcestruzzo armato, con pianta di forma circolare di diametro $D_e = 25,50$ m, spessore variabile da un minimo di 0,90 m sul bordo esterno, ad un massimo di 3,55 m.

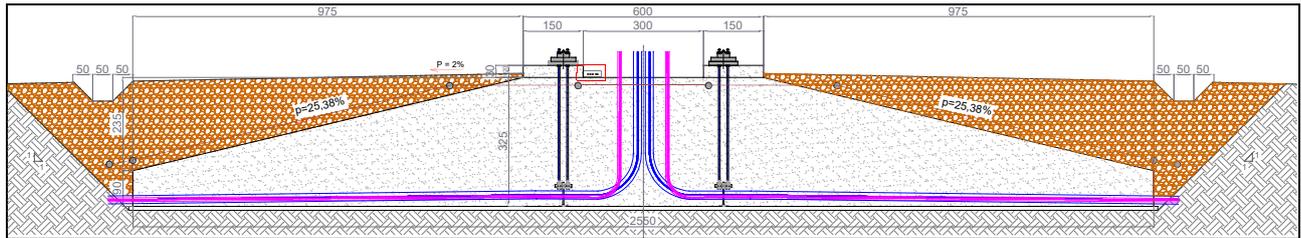


Figura 20: Geometria della fondazione diretta dell'aerogeneratore

GEOMETRIA FONDAZIONE DIRETTA	
Diametro esterno fondazione	25.50 m
Diametro esterno piedistallo	6.00 m
Spessore fondazione al bordo esterno	0.90 m
Spessore massimo della suola di fondaz.	3.00 m
Scalino esterno del piedistallo	0.55 m
Altezza massima piedistallo	3.55 m
Spessore minimo di ricoprimento fondaz.	0.50 m
Pendenza profilo terra di ricoprimento	1.00%
Pendenza estradosso fondazione	21.54%

Tabella 6: Geometria del plinto

La parte più alta del plinto, cioè la zona centrale indicata come piedistallo, emerge dal terreno post-sistemazione di 20 cm (tenuto conto della pendenza del riempimento).

10.1. PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE

Il peso del plinto di fondazione è pari a 23'626,74 kN.

10.2. PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO

E' previsto un ritombamento al di sopra e a fianco del plinto di fondazione, da realizzarsi con materiale drenante di buone caratteristiche meccaniche. Si assume un peso di volume pari a 18 kN/m³, e si assegna questo peso come pressione verticale secondo quanto riportato nella figura seguente.

Raggio Interno	Raggio Esterno	Area Corona	Peso ricoprimento su singolo anello	q ricoprimento
[m]	[m]	[m ²]	[kN]	[kN/m ²]
3,00	4,95	48,70	613,99	12,90
4,95	6,90	72,59	1'419,79	20,01
6,90	8,85	96,49	2'562,26	27,17
8,85	10,80	120,38	4'041,39	34,35
10,80	12,75	144,27	5'857,20	41,54

Figura 10.21: Carico del riempimento

La risultante del peso del riempimento vale 14'494,63 kN.

10.3. RIEPILOGO CONDIZIONI DI CARICO

SCARICHI IN CONDIZIONI ESTREME (IEC 64100)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Normal[Fc=1,35]	1.776,84	73,09	-10.405,79	3.325,64	252.196,88	397,55
Abnormal[Fc=1,1]	1.899,37	-30,20	-8.518,03	10.542,97	248.324,90	848,68

SCARICHI IN CONDIZIONI NORMAL (IEC 64100)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Normal	1.316,18	54,14	-7.707,99	2.463,44	186.812,50	294,48
Abnormal	1.726,70	-27,45	-7.743,66	9.584,52	225.749,91	771,53

SCARICHI COND. OPERAZIONALI (IEC 64100)	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]	
Operational		1.007,01	-7.544,75	139.856,37	4.991,20

Tabella 10.7: Riepilogo delle condizioni di carico secondo la convenzione di cui alla Figura 18

10.4. VERIFICHE GEOTECNICHE

10.4.1. COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA

Nella tabella a seguire si riporta un riepilogo dei fattori parziali, dei coefficienti e fattori di sicurezza.

Verifica		CdC N.	Tipo di combinazione			Fattore di Sicurezza
GEO (abnormal)	Carico limite	1	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	6,36
	Carico limite	2	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU1	7,16
	Scorrimento	3	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	11,32
GEO (normal)	Carico limite	4	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	5,07
	Carico limite	5	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	6,39
	Scorrimento	6	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	10,72

Tabella 10.8: Riepilogo delle verifiche geotecniche e globali e relativi coefficienti di sicurezza (F.S.)

10.4.2. CARICO LIMITE

Le verifiche a carico limite sono dettagliate nelle successive tabelle. Si è adottato il metodo di verifica di cui all'appendice D di [4] (Eurocodice 7).

SCARICHI DI PROGETTO PER VERIFICHE DI PORTANZA					
	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal SLU2	1,00	0,80	0,90	1,50	1,50
Normal SLU1	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50
Abnormal 2	1,00	0,80	0,90	1,10	1,10
Abnormal 1	1,30	1,50	1,10	1,10	1,10
FOUNDATION BOTTOM					
	Normal SLU2	Normal SLU1	Abnormal 2	Abnormal 1	
Fz	42.159,64	64.018,70	42.191,74	60.974,74	
Fxy	1.975,94	1.975,94	1.899,61	1.899,61	
Mxy	287.886,05	287.886,05	255.896,30	255.896,30	

Tabella 10.9: Analisi scarichi in fondazione

Si effettuano le verifiche per le sole condizioni drenate, in considerazione del fatto che all'interno dello strato UG2b sono le uniche verificabili, in virtù della natura granulare del terreno.

CdC	Q _{rd} (kPA)	Q _{sd} (kPA)	FS	
Normal SLU1	1.430	224	6,394	> 1 OK
Normal SLU2	1.189	234	5,073	> 1 OK
Abnormal SLU1	1.453	203	7,163	> 1 OK
Abnormal SLU2	1.257	198	6,359	> 1 OK

Tabella 10.10: Verifica a carico limite in condizioni drenate – Per tutte le combinazioni

10.4.3. SLITTAMENTO

Di seguito di dettaglio la verifica a slittamento.

SCARICHI DI PROGETTO PER VERIFICHE A SLITTAMENTO					
	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal SLU2	1,00	0,80	0,90	1,50	1,50
Abnormal 2	1,00	0,80	0,90	1,10	1,10
FOUNDATION BOTTOM					
	Normal SLU2		Abnormal 2		
Fz	42.159,64		42.191,74		
Fxy	1.975,94		1.899,61		
Mxy	287.886,05		255.896,30		

Tabella 10.11: Analisi scarichi in fondazione

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA A SLITTAMENTO					
		Condition	Soil parameters	Load comb.	
SLIDING CHECK		drained	STR.-01 - Layer 1	Normal SLU2	
Cohesion	c'			4	kPa
Design bending moment	M _{xy}			287.886	kNm
Design torque moment	M _z			596,32	kNm
Design vertical load	F _z			42.160	kN
Design tangential load	H			1.976	kN
Radius	R			12,75	m
Eccentricity	e	M _{xy} /F _z		6,83	m
Ellipse minor axes	B _e	2*(R-e)		11,84	m
Ellipse major axes	L _e	2 R [1-(1-B _e /2R) ²] ^{1/2}		21,53	m
Effective loaded area	A _{eff}	2*[R ² arccos(e/R)-e*(R ² - e ²) ^{1/2}]		179,90	m ²
Effective length	L _{eff}	(A _{eff} *L _e /B _e) ^{1/2}		18,09	m
Effective width	B _{eff}	L _{eff} *B _e /L _e		9,95	m
Horizontal force	H'	2*M _z /L _{eff} + [H ² +(2*M _z /L _{eff}) ²] ^{1/2}		2.042,98	kN
Friction angle	φ'			29,0°	
Struct.-ground friction	δ'		29° =	29,0°	
Adhesion	c _a			4	kPa
Resistance factor	γ _R			1,100	
Design sliding resist.	R _d		(F _z tan(δ) + A _{eff} c _a) / γ _R =	21.899	kN
Sliding check	FS		21899 / 2043 =	10,719	> 1 OK

Tabella 10.12: Verifica a slittamento - Combinazione Normal SLU 2

		Condition	Soil parameters	Load comb.
SLIDING CHECK		drained	STR.-01 - Layer 1	Abnormal 2
Cohesion	c'			4 kPa
Design bending moment	M _{xy}			255.896 kNm
Design torque moment	M _z			437,30 kNm
Design vertical load	F _z			42.192 kN
Design tangential load	H			1.900 kN
Radius	R			12,75 m
Eccentricity	e	M _{xy} /F _z		6,07 m
Ellipse minor axes	B _e	2*(R-e)		13,37 m
Ellipse major axes	L _e	2 R [1-(1-B _e /2R) ²] ^{1/2}		22,43 m
Effective loaded area	A _{eff}	2*[R ² arccos(e/R)-e*(R ² - e ²) ^{1/2}]		213,48 m ²
Effective length	L _{eff}	(A _{eff} *L _e /B _e) ^{1/2}		18,92 m
Effective width	B _{eff}	L _{eff} *B _e /L _e		11,28 m
Horizontal force	H'	2*M _z /L _{eff} + [H ² + (2*M _z /L _{eff}) ²] ^{1/2}		1.946,39 kN
Friction angle	φ'			29,0°
Struct.-ground friction	δ'		29° =	29,0°
Adhesion	c _a			4 kPa
Resistance factor	γ _R			1,100
Design sliding resist.	R _d		(F _z tan(δ) + A _{eff} c _a) / γ _R =	22.037 kN
Sliding check	FS		22037 / 1946 =	11,322 > 1 OK

Tabella 10.13: Verifica a slittamento – Combinazione Abnormal SLU 2

10.4.4. VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)

VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE SOTTOFONDO (WINKLER)

n. stratigraphy 1

- on stratum over bedrock
- on stratum over half-space
- embedded in stratum over bedrock

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Static shear modulus	G		11,11 N/mm ²
Static Young modulus	E		30,00 N/mm ²
Poisson ratio	ν		0,35 -
Foundation radius	R		12,75 m
Thickness of layer	H		10,00 m
	α _r	(for circular rigid foundation)	-
Winkler modulus	K _w	$\frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1,28 \frac{R}{H}\right) \frac{1}{\pi R^2}$	4.492,93 kN/m ³

Tabella 10.14: Valutazione della costante di Winkler

10.4.5. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

I cedimenti medio e differenziale in combinazione SLE Rara (Normal) sono valutati attraverso il metodo semplificato.

Si assume che il cedimento medio sia pari al rapporto tra la pressione media e la costante di Winkler di cui al punto precedente. La pressione media, sulla base dell'analisi di carichi esposta ai punti precedenti, vale:

$$Q_{MEDIA,SLE R} = 45'829,36 / (3,1416 * 12,75^2) = 89,74 \text{ kN/m}^2$$

Pertanto il cedimento medio atteso, se si escludono gli effetti legati alle pressioni efficaci litostatiche (dovute, in sostanza, al peso del terreno di scavo rimosso), vale:

$$\text{Cedimento elastico medio atteso} = 100 * 89,74 / 4.492,93 \approx 2,00 \text{ cm.}$$

Questa valutazione si basa, oltre che sul modello di terreno alla Winkler, sull'ipotesi di fondazione deformabile (rispetto al terreno), dunque in grado di trasmettere un campo di pressioni di contatto con andamento quasi lineare.

Il cedimento differenziale massimo atteso, in combinazione rara, è valutato secondo Bowles:

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Poisson ratio	ν		
Static Young modulus	E	(Layer 1) (Layer 2) (mean value)	30,00 N/mm ² 40,00 N/mm ² 30,00 N/mm ²
Thickness of Layer 1	t1	(Layer 1)	10,00 m
Bending moment	M	(Rare)	191'924,03 kNm
Influence factor	I_{θ}	(rigid circular spread foundation)	5,53
Static rotation	$\tan(\theta)$	$\tan(\theta) = \frac{(1-\nu^2)}{E} \frac{M}{B^2 L} I_{\theta}$	1,94 mm/m

Tabella 10.15: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara

Pertanto il cedimento medio vale 20 mm mentre la rotazione vale 1,94 mm/m (49,47 mm per D=25,5m).

Con riferimento alla trattazione di Sowers (1962), si può assumere per strutture assimilabili a WTG (ciminiere e silos), un valore ammissibile del cedimento tra 75 e 130 mm, mentre come cedimento rotazionale, un valore di 0,004D (nel caso in esame 102 mm). L'analisi ha perciò evidenziato che nel caso in esame i valori dei cedimenti sono assolutamente compatibili con la funzionalità delle strutture in elevazione.

10.4.6. VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ROTAZIONALE DINAMICA

Si riporta a seguire la valutazione della rigidezza rotazionale dinamica e la relativa verifica rispetto al valore minimo richiesto dal fabbricante della torre. La rigidezza rotazionale dinamica è assunta pari a:

$$K_r = 8 \text{ Gdyn } R^3 / [3 (1-\nu)]$$

- Gdyn = modulo a taglio dinamico di progetto

- R = raggio del plinto

- ν = coefficiente di Poisson

Per il calcolo del modulo a taglio dinamico si fa riferimento alla velocità delle onde di taglio (V_s) del sottosuolo, mediata sulla profondità significativa in funzione delle pressioni indotte dai carichi.

Si adotta la formula $G_{dyn} = 0.35 \rho \langle V_s \rangle^2$ in cui $\langle V_s \rangle$ il valore medio ponderato della velocità delle onde di taglio e ρ la densità media del sottosuolo. Nel caso in esame la $\langle V_s \rangle$ è stata assunta conservativamente pari al valore minimo della velocità equivalente delle onde a taglio valutate nell'ambito delle indagini geofisiche esecutive MASW di cui alla relazione geologica.

Soil density	$\rho =$		2,40 kg/dm ³
Shear wave velocity (design value)	$\langle V_s \rangle =$		156,00 m/s
Poisson ratio	$\nu =$		0,35
Dynamic shear modulus ($\gamma=0.001$)	$G_{dyn} =$	$0,35 * 2,4 * 156^2 / 1000 =$	20,44 N/mm ²
Foundation radius	$R =$		12,75 m
Rotational stiffness	$K_r =$	$8 * 20,44 * 12,75^3 / 3 / (1-0,35) =$	173.825,87 MNm/rad
Min required K_r (from manufacturer)	$K_{r,min} =$		150.000,00 MNm/rad
CHECK			OK

11. SOLUZIONE ALTERNATIVA: FONDAZIONE SU PALI

Sulla base dei dati provenienti dalle prove eseguite in sito, ed in considerazione delle informazioni bibliografiche, la soluzione con fondazione diretta risulta essere la più compatibile con le caratteristiche del sito.

Tuttavia, il dimensionamento di dettaglio in fase di progettazione esecutiva sarà eseguito a valle di indagini sulle singole posizioni, non eseguibili in questa fase per la non disponibilità delle aree di sedime proposte per le WTG. A solo titolo esemplificativo, si presenta perciò una soluzione di fondazione che prevede l'utilizzo di plinto su pali trivellati e gettati in opera, di opportuno diametro e lunghezza, adeguatamente armati.

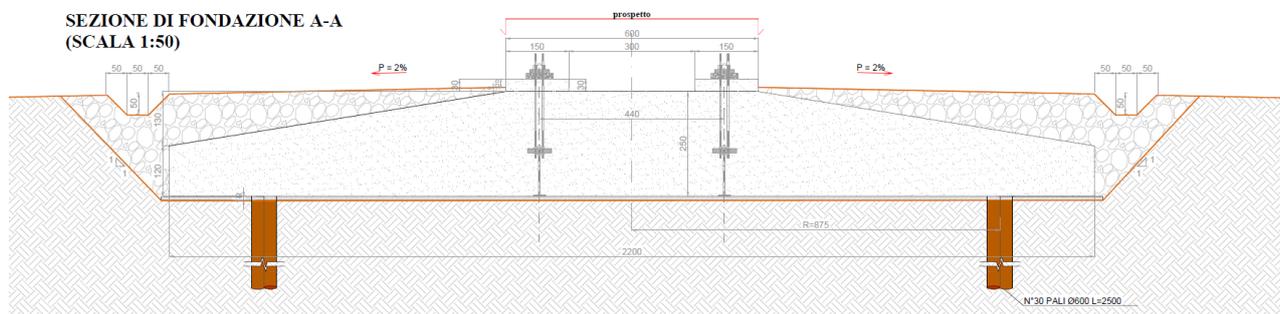


Figura 22: Geometria della fondazione su pali dell'aerogeneratore

GEOMETRIA FONDAZIONE SU PALI	
Diametro esterno fondazione	22,00 m
Diametro esterno piedistallo	6,00 m
Spessore fondazione al bordo esterno	1,20 m
Spessore massimo della suola di fondaz.	3,50 m
Scalino esterno del piedistallo	0,30 m
Altezza massima piedistallo	3,80 m
Spessore minimo di ricoprimento fondaz.	0,10 m
Pendenza profilo terra di ricoprimento	2,00%

Tabella 16 - Geometria del plinto su pali

Al di sotto del plinto è prevista l'esecuzione di uno strato di calcestruzzo magro di pulizia avente spessore variabile e comunque mai inferiore ai 10 cm.

In fase di progetto esecutivo dovrà verificarsi la necessità/opportunità di eseguire opere di drenaggio sul paramento dell'opera di fondazione in calcestruzzo degli aerogeneratori, per la captazione e l'evacuazione delle acque provenienti dai terreni.

12. CONCLUSIONI

Le verifiche incluse nel presente elaborato, tengono in considerazione i carichi relativi ad un aerogeneratore tipo e delle assunzioni relative ai modelli geotecnici.

Le caratteristiche geometriche delle due tipologie di fondazione descritte nel presente elaborato dovranno confermarsi mediante dimensionamento di dettaglio in fase di progettazione esecutiva, con i carichi di dettaglio sitospecifici forniti dal produttore delle turbine eoliche e a valle di indagini di dettaglio da eseguire sulle singole posizioni. Per questo motivo, la soluzione di fondazione potrà prevedere, in relazione ai carichi ed al terreno, l'utilizzo di una fondazione diretta o su pali trivellati.