



GRE CODE
GRE.EEC.R.25.IT.W.14706.00.023.01

PAGE
1 di/of 35

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

“IMPIANTO EOLICO LATIANO”

CALCOLO PRELIMINARE STRUTTURE

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
01	15/12/2020	REVISIONE	W. MICCOLIS (SCS)	W. MICCOLIS (SCS)	A.SSERGI (SCS)
00	02/12/2020	EMISSIONE	W. MICCOLIS (SCS)	W. MICCOLIS (SCS)	A.SSERGI (SCS)

GRE VALIDATION

-	DISCIPLINE	A.PUOSI
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT IMPIANTO EOLICO LATIANO	GRE.EEC.R.25.IT.W.14706.00.023.01																		
	GROUP	FUNCION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT	SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION									
	GRE	EEC	R	2	5	I	T	W	1	4	7	0	6	0	0	0	2	3	0

CLASSIFICATION	UTILIZATION SCOPE
----------------	-------------------

This document is property of Enel Green Power S.p.A. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by Enel Green Power S.p.A.

INDEX

1. PREMESSA	3
2. FONDAZIONE	4
3. NORME DI RIFERIMENTO	5
4. CRITERI DI CALCOLO	6
5. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	7
6. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE	11
7. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO	17
8. CRITERI DI VERIFICA	21
8.1. MODELLAZIONE	21
8.2. VERIFICHE ESEGUITE	21
8.3. APPROCCI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO	22
8.4. ANALISI DEI CARICHI	24
8.4.1. AZIONI DERIVANTI DALLA SOVRASTRUTTURA	24
8.4.2. PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE	26
8.4.3. PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO	26
8.5. RIEPILOGO CONDIZIONI DI CARICO	27
9. VERIFICHE GLOBALI / GEOTECNICHE	28
9.1. COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA	28
9.2. GAPPING	28
9.3. RIBALTAMENTO	29
9.4. CARICO LIMITE	29
9.5. SLITTAMENTO	31
9.6. VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)	32
9.7. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	32
9.8. VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ROTAZIONALE DINAMICA	33
10. ANNEX A – GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE	35

1. PREMESSA

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

L'area di progetto oggetto di indagine, comprendente n. 13 aerogeneratori (nel seguito WTG) e, ricade nell'ambito del territorio amministrato dai Comuni di Latiano e Mesagne in Provincia di Brindisi.

Gli aerogeneratori del tipo Siemens Gamesa SG 6.0 - 170, sono localizzati nel Catasto Terreni dei Comuni di Latiano e Mesagne come riportato in Tabella 1.

SISTEMA DI RIFERIMENTO UTM WGS 84 - FUSO 33N			ID. CATASTO		
WTG	EST [m]	NORD [m]	COMUNE	FG	P.LLA
1	727561	4497784	LATIANO	8	54
2	729449	4497237	LATIANO	9	306
3	730314	4497021	LATIANO	9	319
4	733012	4497300	LATIANO	17	35
5	728316	4495815	LATIANO	12	475
6	729376	4495890	LATIANO	13	126
7	731274	4495999	LATIANO	24	1
8	731967	4495907	LATIANO	24	8
9	732497	4496151	MESAGNE	10	1
10	732997	4496386	MESAGNE	10	45
11	730635	4495094	LATIANO	23	61
12	732072	4494258	LATIANO	32	68
13	733802	4495632	MESAGNE	11	1

Tabella 1: Coordinate aerogeneratori e relativa ubicazione catastale

2. FONDAZIONE

La fondazione tipica dell'aerogeneratore è in calcestruzzo armato, con pianta di forma circolare di diametro $D_e = 24,50$ m, spessore variabile da un minimo (sul bordo esterno) ad un massimo in corrispondenza della zona centrale di attacco della parte in elevazione della torre.

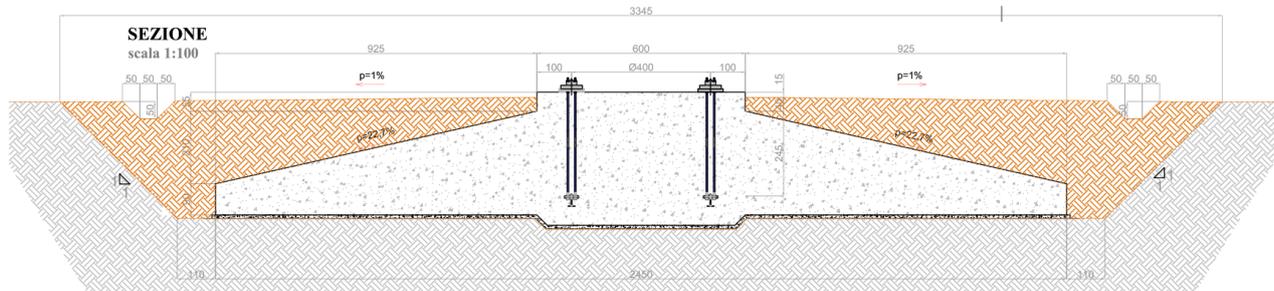


Figura 1: Geometria della fondazione dell'aerogeneratore

GEOMETRIA FONDAZIONE	
Diametro esterno fondazione	24,50 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
Ringrosso inferiore plinto (zona centrale)	0,30 m
Diametro zona di ringrosso inferiore plinto	6,00 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	22,70%

Tabella 2: Geometria del plinto

La parte più alta del plinto, cioè la zona centrale indicata come piedistallo, emerge dal terreno post-sistemazione di 15 cm (tenuto conto della pendenza del riempimento). Lo spessore minimo del plinto, sul perimetro, è di 90 cm.

3. 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

4. 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 8.1. Le verifiche condotte sono quelle previste dalla normativa citata.

5. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'intervento da realizzare ricade in agro di Latiano e di Mesagne (BR). Tutti gli aerogeneratori sorgono in zone agricole.

Per quanto concerne le quote topografiche, variano da un massimo di circa 120 m s.l.m. (zona WTG1 ad un minimo di circa 75 m s.l.m. (zona WTG04-WTG13). In generale le quote topografiche tendono a degradare da Ovest verso Est, Sud-Est, dalla piattaforma carbonatica verso la piana di Brindisi.

Cartograficamente l'area all'interno delle tavolette I.G.M. alla scala 1:50.000 denominate "Brindisi" Foglio 476 e "Mesagne" Foglio 495. Alla scala 1:5.000 il sito di interesse ricade nella sezione Brindisi n° 476133 – Masseria La Colura, nelle sezioni Mesagne n° 495011 - Masseria Partemio, n° 495012 – Latiano, n° 495014 – Masseria Tossano, n° 495024 – Masseria L'Orfani della Carta Tecnica Regionale della Puglia.

L'area interessata dal progetto è raggiungibili grazie ad una fitta rete di strade di vario ordine presenti in zona; tra queste l'arteria di collegamento più importante è costituita dalla Strada Provinciale n. 46 accessibile a sud dal raccordo la Strada Statale n. 7.

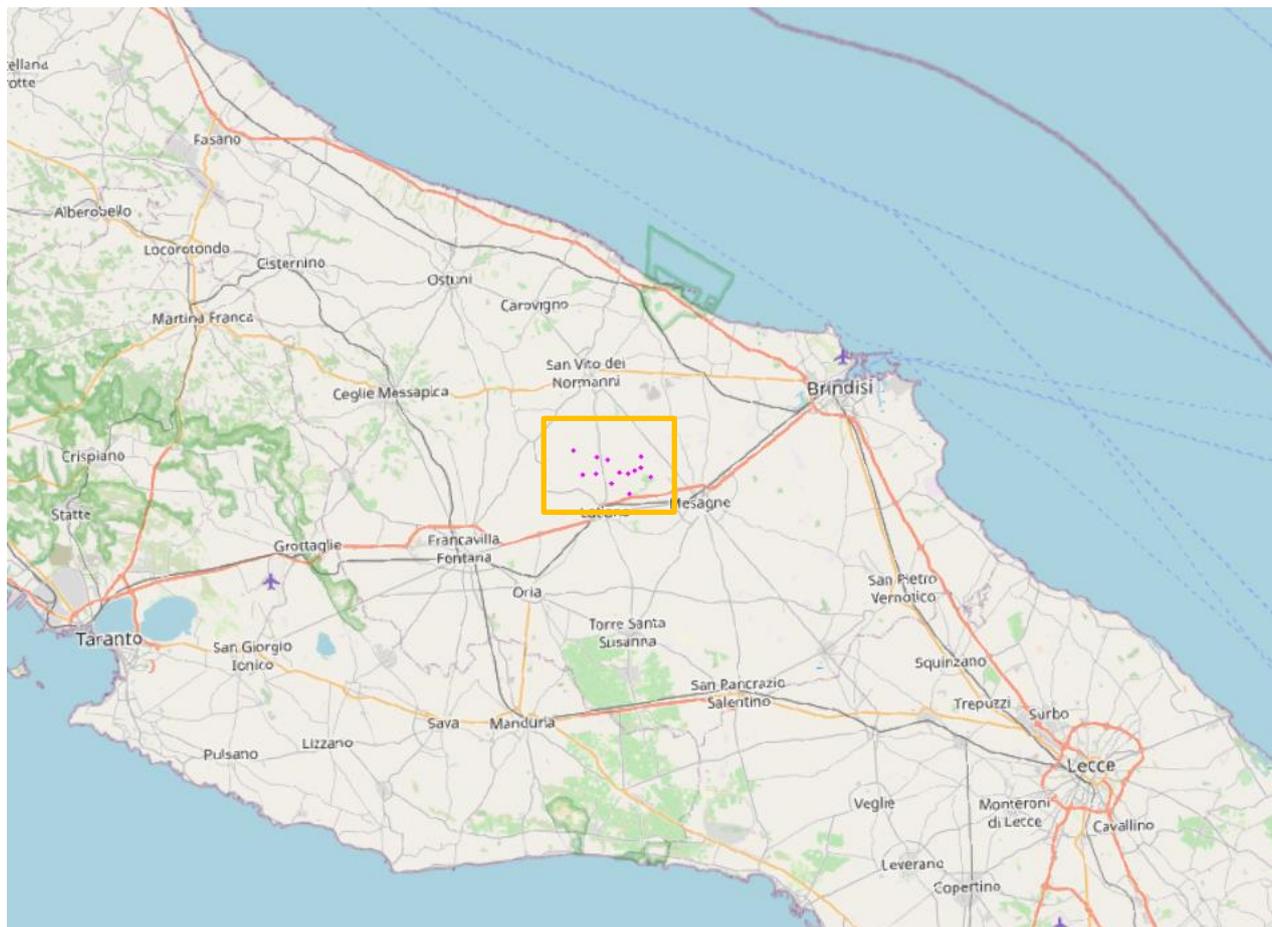
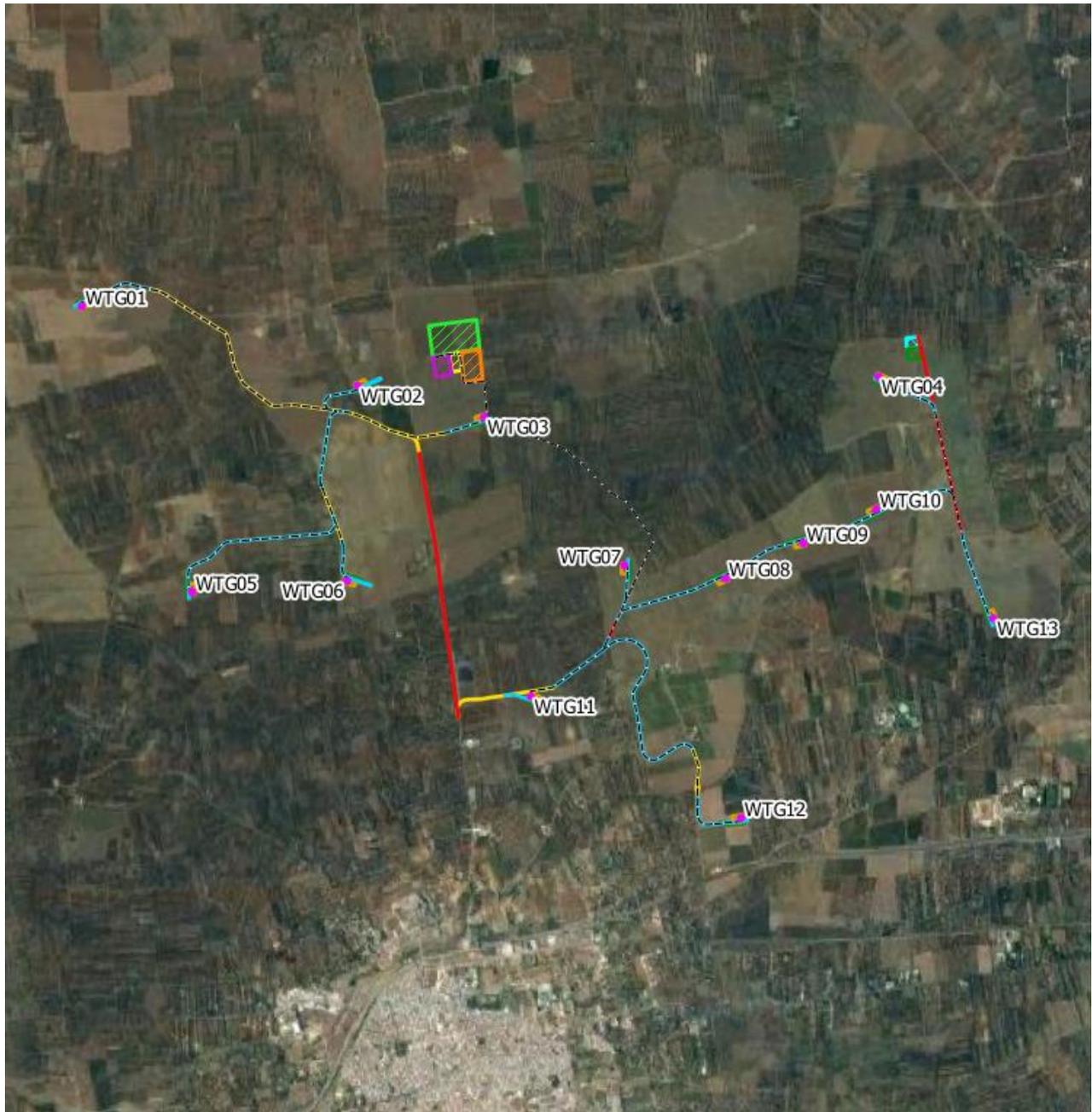


Figura 1: Ubicazione geografica dell'intervento



LEGENDA:

Layout di progetto

 LATIANO_WTG

Strade e Cavidotto

 Strada Esistente

 Strada esistente da adeguare

 Strada di nuova realizzazione

 Cavidotto MT

Piazzole, aree di cantiere, stoccaggio, SSU

 BESS

 AREA DI CANTIERE

 AREA FUTURA STAZIONE ELETTRICA 380/150Kv LATIANO

 PIAZZOLA DEFINITVA

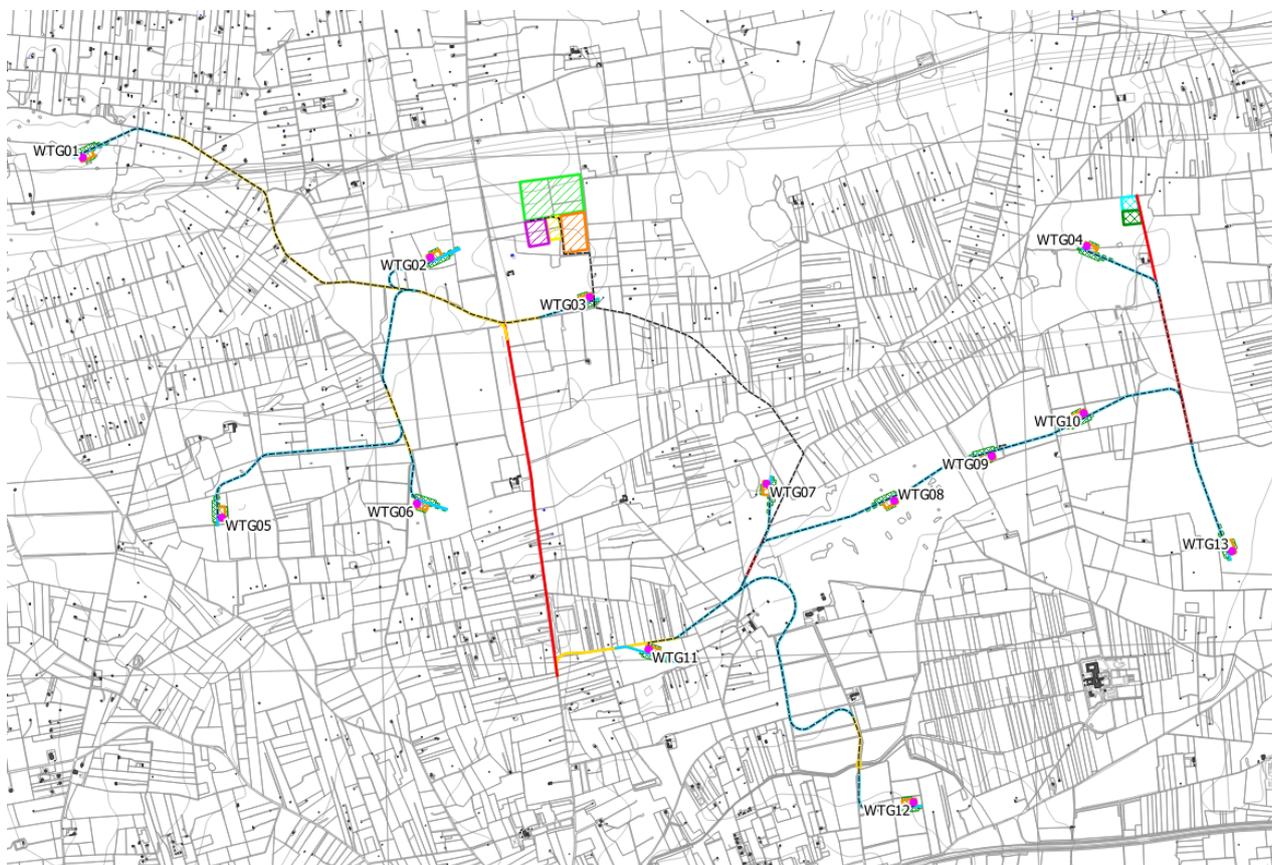
 PIAZZOLA TEMPORANEA

 AREA INDICATIVA SSU - ALTRO PRODUTTORE

 AREA SSU LATIANO

 AREA DI STOCCAGGIO

Figura 2: Ubicazione del progetto su ortofoto



LEGENDA:	Piazzole, aree di cantiere, stoccaggio, SSU
Layout di progetto	 BESS
 LATIANO_WTG	 AREA DI CANTIERE
Strade e Cavidotto	 AREA FUTURA STAZIONE ELETTRICA 380/150kv LATIANO
 Strada Esistente	 PIAZZOLA DEFINITVA
 Strada esistente da adeguare	 PIAZZOLA TEMPORANEA
 Strada di nuova realizzazione	 AREA INDICATIVA SSU - ALTRO PRODUTTORE
 Cavidotto MT	 AREA SSU LATIANO
	 AREA DI STOCCAGGIO

Figura 3: Ubicazione del progetto su stralcio CTR

L'impianto eolico ricade sui fogli catastali del Comune di Latiano: 9, 12, 13, 17, 23, 24, 32 sui Fogli catastali del Comune di Mesagne: 10 e 11.

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



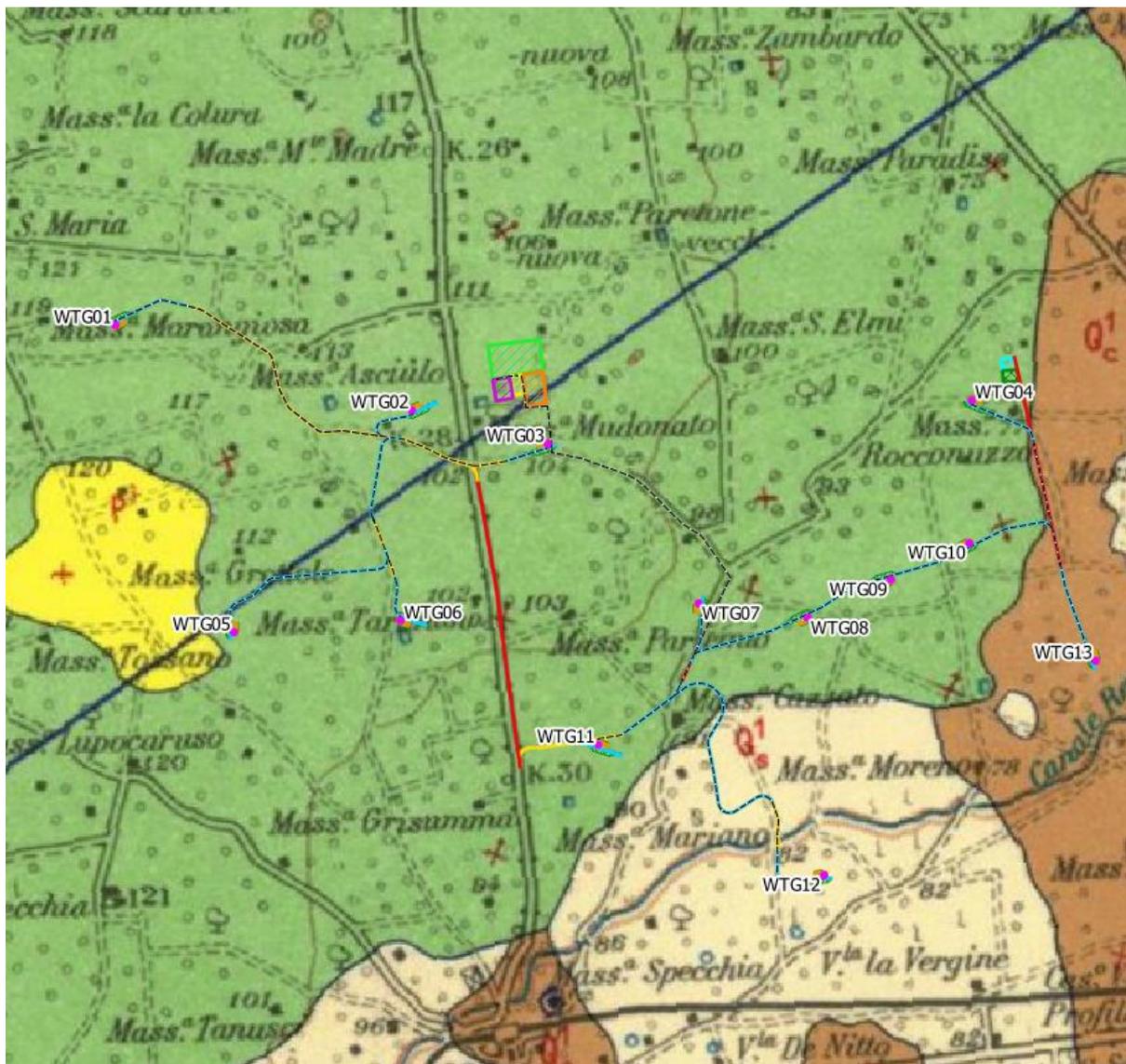
SERVIZIO GEOLOGICO D'ITALIA
ORIGINE CARTOGRAFICA DELLO STATO
 DATUM 1940 - P. 2 - 100.000 - 85

CARTA GEOLOGICA D'ITALIA

BRINDISI
(11 Edizione)

Dal rilevamento geologico 1:25.000

FOGLIO 203
della Carta 1:500.000 dell'I.G.M.



Q¹ Sabbie argillose giallastre, talora debolmente cementate, in strati di qualche cm. Di spessore, che passano inferiormente a sabbie argillose e argille grigio-azzurrastre (Q²); spesso l'unità ha intercalati banchi arenacei calcareniti ben cementati (Q²). Nelle sabbie più elevate si notano talora *Cassidulina laevigata* D'ORB., *Carinata* SILV., *Bulimina marginata* D'ORB., *Ammonia beccarii* (LIN.), *Ammonia perluca* (HER. ALL. EARL) (PLEISTOCENE). Nelle sabbie argillose ed argille sottostanti, accanto a *Arctica islandica* (LIN.), *Chlamys septemradita* MULL. Ed altri molluschi, sono frequenti: *Hyalinea balthica* (SCHR.), *Cassidulina laevigata* D'ORB., *Carinata* SILV., *Bulimina marginata* D'ORB., *Bolivina catanesis* SEG. (CALABRIANO). **FORMAZIONE DI GALLIPOPOLI.**



(Q¹ - P³) Sabbie calcaree poco cementate, con intercalati banchi di panchina; sabbie argillose grigio-azzurre. Verso l'alto associazione calabriana: *Hyalinea balthica* (SCHR.), *Cassidulina laevigata* D'ORB. var. *carinata* SILV., *Bulimina marginata* D'ORB., *Ammonia beccarii* (LIN) (CALABRIANO-PLIOCENE SUP.?). In trasgressione sulle formazioni più antiche.

(P³) Calcareniti, calcari tipo panchina, calcareniti argillose giallastre. Macrofauna a Coralli, Cirripedi, Molluschi, Echinidi, Grotacei tra cui *Cancer sismondai* MEY. Var. *antiatina* MAX. Microfauna ad Ostracoidi e Foraminiferi: *Bulimina marginata* D'ORB., *Cassidulina laevigata* D'ORB. var. *carinata* SILV., *Discardis orbicularis* (TERQ.), *Bicbides ungerianus* (D'ORB.), *G. sacculiter* (BRADY), *Orbulina univarsa* D'ORB., *Hastigerina aequilateralis* (BRADY) (PLIOCENE SUP.-MEDIO?). In trasgressione sulle forme più antiche.



Q² Calcari dolomiti e dolomie grigio-nocciola, a frattura irregolare, calcari grigio-chiaro. Microfossili non molto frequenti: *Thaumatoporella* sp., *Praeglobotruncana stephani stephani* (GRAND.), *P. stephani turbinata* (REICH.), *Rotalipora appenninica* (RENZ), *R. cf. reicheli* (MORN.), *Nummuloculina* sp. (CENOMANIANO SUP. e forse TURONIANO). DOLOMIE DI GALATINA con passaggio graduale al CALCARE DI ALTAMURA (verso Nord e verso Ovest).

Figura 4: Inquadramento su cartografia geologica – Foglio 203 (Brindisi) della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000

6. 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 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. 5 indagini sismiche a rifrazione con restituzione tomografica in onde P;
- ✓ Esecuzione di n. 5 Indagini Sismiche MASW, al fine di definire la V_s , eq e di conseguenza la categoria del suolo di fondazione (NTC18).

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 SOCOTEC SRL.

Ad integrazione delle indagini pianificate e svolte per il presente progetto, ci si è avvalsi di alcune prove penetrometriche dinamiche (DPSH) fatte eseguire dallo scrivente per un progetto di realizzazione di un parco fotovoltaico. In particolare sono state prese a riferimento n. 8 Prove DPSH, utilizzate per la caratterizzazione meccanica dell'area di affioramento dei Depositi di Terrazzo (WTG12).

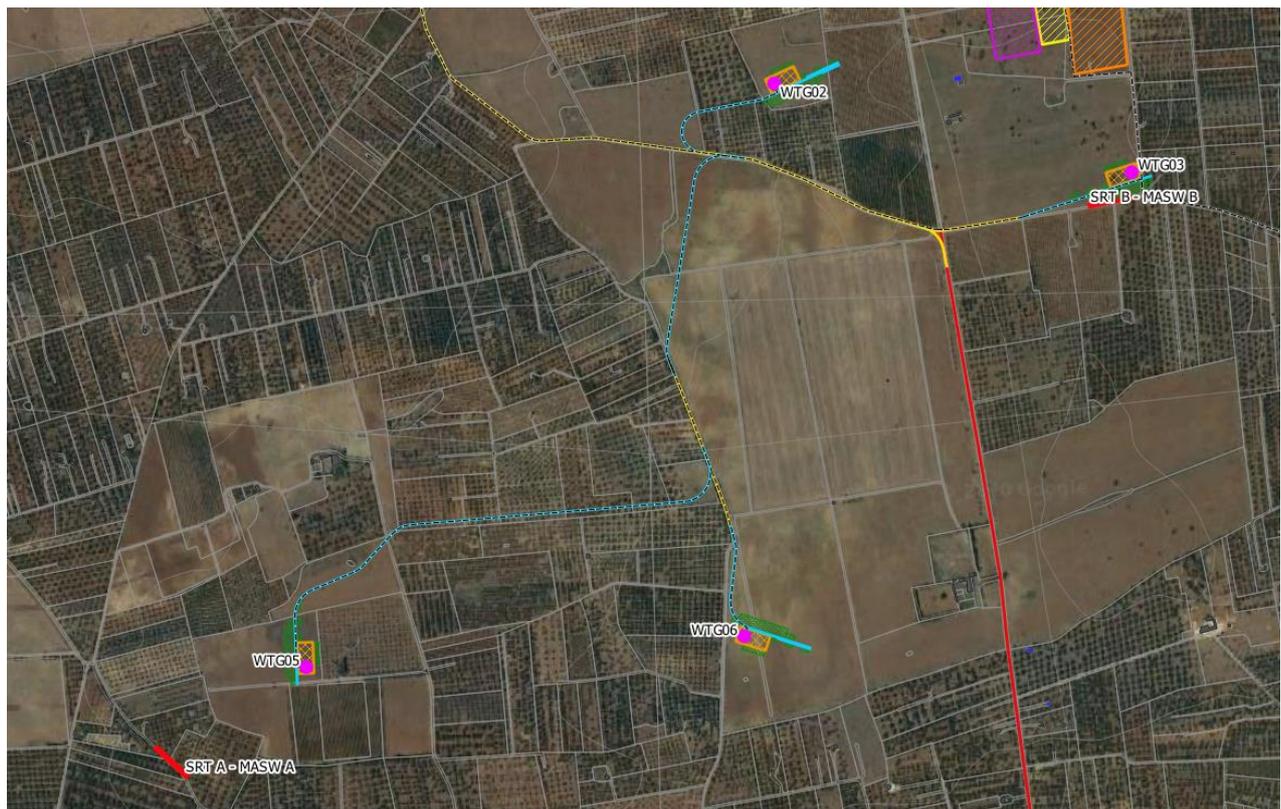


Figura 5: Ubicazione indagini geofisiche.



Figura 6: Ubicazione indagini geofisiche.

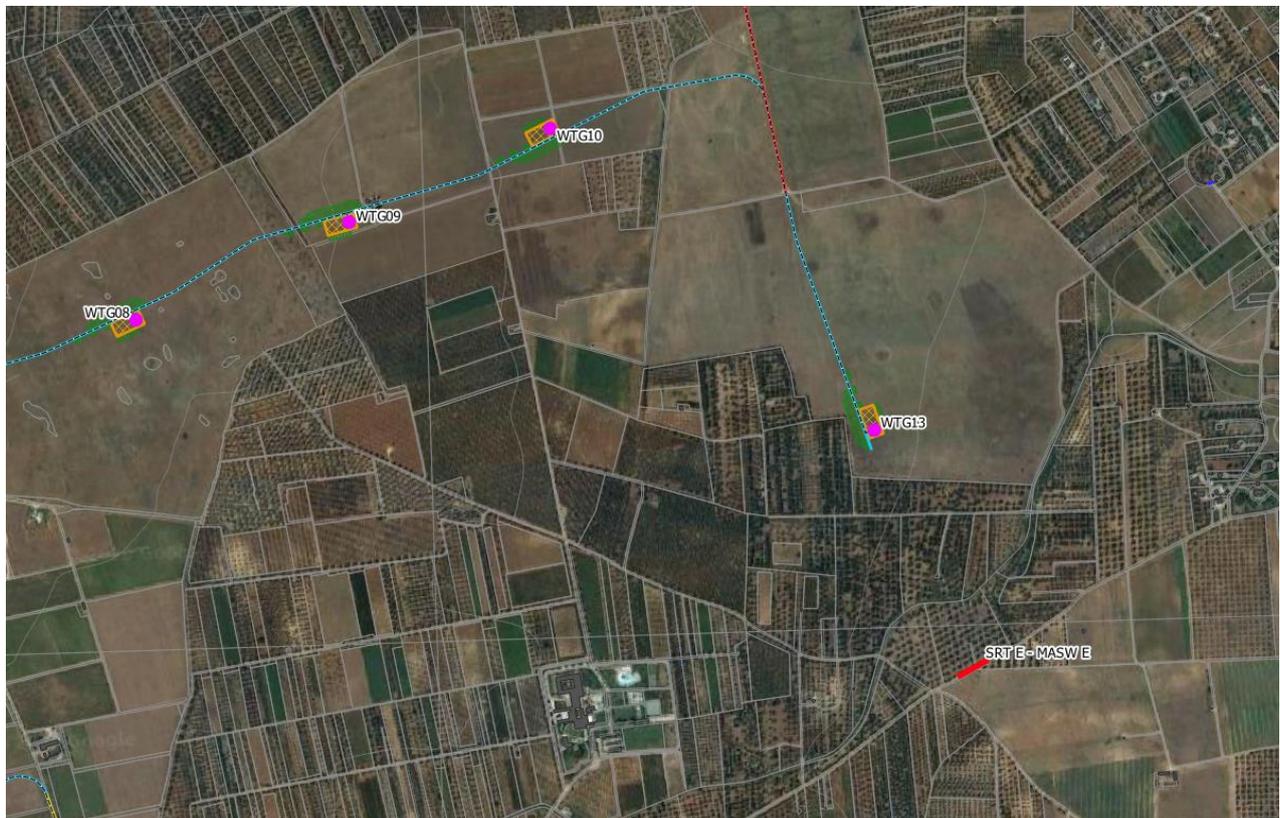


Figura 7: Ubicazione indagini geofisiche.



Figura 8: Ubicazione indagini penetrometriche DPSH prese a riferimento.

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. 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 risultato essere in riferimento al piano piano di posa delle fondazioni, supposte superficiali ad una profondità di 4,0 m dal p.c. il seguente:

MASW_A

Profondità del piano d'imposta delle fondazioni: m da p.c.

Caratteristiche dei sismostrati:

▲	Nr.	Profondità (m)	Spessori (m)	V_s (m/s)	Hcalc (m)	h_i calc (m)
	1	2,00	2,00	770,00	0,00	0,00
	2	6,00	4,00	800,00	2,00	2,00
	3	14,00	8,00	870,00	10,00	8,00
	4	30,00	16,00	940,00	26,00	16,00

Categoria di sottosuolo (Tab. 3.2.II da NTC 2018): V_s : m/s

MASW_B

Profondità del piano d'imposta delle fondazioni: m da p.c.

Caratteristiche dei sismostrati:

▲	Nr.	Profondità (m)	Spessori (m)	V_s (m/s)	Hcalc (m)	h_i calc (m)	h_i/V_s (s)
	1	3,00	3,00	840,00	0,00	0,00	0,000000
	2	5,90	2,90	1.070,00	2,00	2,00	0,005000
	3	11,90	6,00	1.250,00	10,00	8,00	0,000000
	4	30,00	18,10	1.490,00	26,00	16,00	0,000000

Categoria di sottosuolo (Tab. 3.2.II da NTC 2018): V_s : m/s

MASW_C

Profondità del piano d'imposta delle fondazioni: m da p.c.

Caratteristiche dei sismostrati:

▲ Nr.	Profondità (m)	Spessori (m)	Vs (m/s)	Hcalc (m)	hi calc (m)	hi/Vs (s)
1	3,00	3,00	1.000,00	0,00	0,00	0,000000
2	9,60	6,60	1.320,00	5,60	5,60	0,005000
3	28,20	18,60	1.740,00	24,20	18,60	0,000000
4	30,00	1,80	2.300,00	26,00	1,80	0,000000

Categoria di sottosuolo (Tab. 3.2.II da NTC 2018): Vs: m/s

MASW_D

Profondità del piano d'imposta delle fondazioni: m da p.c.

Caratteristiche dei sismostrati:

▲ Nr.	Profondità (m)	Spessori (m)	Vs (m/s)	Hcalc (m)	hi calc (m)	hi/Vs (s)
1	5,40	5,40	230,00	1,40	1,40	0,006087
2	9,00	3,60	290,00	5,00	3,60	0,012414
3	19,80	10,80	650,00	15,80	10,80	0,016615
4	30,00	10,20	730,00	26,00	10,20	0,013973

Categoria di sottosuolo (Tab. 3.2.II da NTC 2018): Vs,eq: m/s

MASW_E

Profondità del piano d'imposta delle fondazioni: m da p.c.

Caratteristiche dei sismostrati:

▲ Nr.	Profondità (m)	Spessori (m)	Vs (m/s)	Hcalc (m)	hi calc (m)	hi/Vs (s)
1	3,00	3,00	750,00	0,00	0,00	0,006087
2	9,00	6,00	820,00	5,00	5,00	0,012414
3	22,10	13,10	1.020,00	18,10	13,10	0,016615
4	30,00	7,90	1.630,00	26,00	7,90	0,013973

Categoria di sottosuolo (Tab. 3.2.II da NTC 2018): Vs: m/s

Sulla scorta delle risultanze delle analisi, si è deciso di procedere al predimensionamento di fondazioni del tipo superficiale.

Per l'interpretazione di dettaglio delle indagini si rimanda all'elaborato "GRE.EEC.R.25.IT.W.14706.00.009.00 - Relazione geologica sismica".



GRE CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.14706.00.023.01

PAGE

16 di/of 35

Per l'interpretazione di dettaglio delle indagini si rimanda all'elaborato "GRE.EEC.R.25.IT.W.14706.00.009.00 - Relazione geologica sismica".

7. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Sulla scorta degli studi delle risultanze delle indagini geognostiche effettuate è stato possibile elaborare per l'area di progetto un modello geologico di riferimento, il quale tiene conto di tutte le informazioni acquisite durante il presente studio, che viene nel seguito esplicitato.

All'interno dell'area progettuale si individuano due aree distinte, in cui le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del sedime di fondazione sono del tutto differenti tra loro. In particolare la prima è caratterizzata dalla presenza del substrato roccioso (calcarenitico/calcareo) sub-affiorante, mentre nella seconda, il substrato roccioso è sormontato da un deposito di sabbie, sabbie limose alternate a livelli di arenarie organogene, deposito ascrivibile alla formazione dei Depositi Marini Terrazzati.

La falda idrica superficiale non è presente in nessuna delle aree investigate, mentre quella profonda, che circola all'interno della massa carbonatica è localizzata a quote di circa ai 70-100 m dal p.c., e pertanto non vi può essere alcuna interazione fra le acque sotterranee e le opere in progetto.

Alla luce di quanto detto è possibile distinguere all'interno dell'area interessata dal parco eolico tre differenti unità litologiche [U.L.]:

- Unità Litologica 1: Unità dei depositi eluvio colluviali ("Terre rosse")
- Unità Litologica 2: Unità delle sabbie calcarenitiche concrezionate.
- Unità Litologica 3: Unità delle calcareniti bioclastiche.
- Unità Litologica 4: Unità dei calcari cretacei.

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

Categoria di sottosuolo	A-B
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:

Unità Geotecnica	Descrizione
U.G. 1)	TERRENO VEGETALE
U.G. 2)	SABBIE E SABBIE CALCARENITICHE CONCR.
U.G. 3)	CALCARENITI BIOCLASTICHE
U.G. 4)	CALCARI MICRITICI: è possibile all'interno della seguente unità distinguere a sua volta due differenti unità geotecniche, la prima costituita dai calcari alterati e fratturati [U.G.4a] ed una seconda costituita da calcari da poco fratturati ed alterati a compatti [U.G.4b]

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 dello scrivente riguardanti indagini pregresse su terreni simili a quelli in studio.

In particolare sono state parametrizzate le Unità geotecniche 2, 3, 4a e 4b; 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, con l'indicazione degli aerogeneratori di cui ne costituiscono il sedime di fondazione.

UNITA' GEOTECNICA 2: Depositi sabbioso-ghiaioso-arenitici [WTG12]

Formazione geologica: Depositi Marini Terrazzati

Descrizione litologica: alternanza di sabbie, sabbie con limo, e strati arenitici da mediamente a ben cementati.

Soggiacenza della falda: Assente.

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico da discreto a buono, prevalentemente incoerente, a consistenza generalmente medio-bassa nei livelli superficiali, che tende ad aumentare con la profondità.

Comportamento Strato: Granulare sciolto

Stato di addensamento: da mediamente addensato a semicoerente.

Parametri geotecnici caratteristici:

	MIN	MAX	BEST FIT
g (kN/m ³) Peso per unità di volume naturale	17,5	21,0	20,0
g_{sec} (kN/m ³) Peso per unità di volume secco	16,8	18,0	17,5
g_{sat} (kN/m ³) Peso per unità di volume saturo	19,5	21,8	20,5
g_s (kN/m ³) Peso specifico	---	---	24,0
f' (°) Angolo di attrito di picco	28,0	32,0	30,0
f'_{vc} (°) Angolo di attrito a volume costante	26,0	31,0	29,0
c' (kPa) Coesione efficace	0,0	9,0	4,0
E (Mpa) Modulo Elastico Statico	--	--	40
η Coefficiente di Poisson	--	--	0,40

UNITA' GEOTECNICA 3: Depositi calcarenitici [WTG13]

Formazione geologica: Calcareniti di Gravina

Descrizione litologica: Calcareniti bioclastiche a grana grossolana di colore bianco giallastro da mediamente a scarsamente cementate

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico da discreto a buono, con comportamento assibilabile ad un ammasso roccioso dalle discrete qualità.

Comportamento Strato: Roccioso

Stato di addensamento: Da mediamente a ben cementato

Parametri geotecnici caratteristici:

	MIN	MAX	BEST FIT
g (kN/m ³) Peso per unità di volume naturale	19,5	22,0	21,0
g_{sec} (kN/m ³) Peso per unità di volume secco	18,0	19,5	18,5
g_{sat} (kN/m ³) Peso per unità di volume saturo	20,0	22,0	21,0
g_s (kN/m ³) Peso specifico	---	---	22,0
f' (°) Angolo di attrito	30,0	34,0	32,0
c' (kPa) Coesione efficace	0,0	10,0	5,0
E (Mpa) Modulo Elastico Statico	50	80	70
η Coefficiente di Poisson	--	--	0,40
R.Q.D. (%)	30	60	50

UNITA' GEOTECNICA 4: Depositi calcarei [WTG1 – WTG2 – WTG3 – WTG4 – WTG5 – WTG6 – WTG7 – WTG8 – WTG9 - WTG10 - WTG11]

Formazione geologica: Calcari di Altamura

Descrizione litologica: Calcari micritici biancastri da fratturati ed alterati a compatti.

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico in genere buono, con comportamento assibilabile ad un ammasso roccioso dalle buone qualità. La qualità dell'ammasso e le caratteristiche geotecniche tendono ad aumentare al diminuire del grado di alterazione e fratturazione dell'ammasso. Per tale motivo l'unità geotecnica viene distinta in due sottounità: quella più superficiale, costituita dai calcari alterati e fratturati e quella più profonda costituita dai calcari da poco fratturati a compatti.

Parametri geotecnici caratteristici [U.G.4a] – calcari alterati e fratturati:

	MIN	MAX	BEST FIT
g (kN/m ³) Peso per unità di volume naturale	22,0	23,0	22,5
g_{sec} (kN/m ³) Peso per unità di volume secco	20,0	21,0	20,5
g_{sat} (kN/m ³) Peso per unità di volume saturo	23,0	24,0	23,0
g_s (kN/m ³) Peso specifico	---	---	23,0
f' (°) Angolo di attrito	32,0	36,0	33,0
c' (kPa) Coesione efficace	100,0	150,0	120,0
E (Mpa) Modulo Elastico Statico	80	100	90
η Coefficiente di Poisson	--	--	0,35
R.Q.D. (%)	40	60	50

Parametri geotecnici caratteristici [U.G.4b] – calcari da poco fratturati a compatti:

	MIN	MAX	BEST FIT
g (kN/m ³) Peso per unità di volume naturale	21,5	24,0	22,5

g_{sec} (kN/m ³) Peso per unità di volume secco	20,0	21,5	20,5
g_{sat} (kN/m ³) Peso per unità di volume saturo	23,0	24,5	24,0
g_s (kN/m ³) Peso specifico	---	---	24,0
f' (°) Angolo di attrito	37,0	40,0	38,0
c' (kPa) Coesione efficace	150,0	180,0	160,0
E (Mpa) Modulo Elastico Statico	200	500	300
η Coefficiente di Poisson	--	--	0,32
R.Q.D. (%)	80	100	90

8. CRITERI DI VERIFICA

8.1. 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 rigidezza equivalente verticale alla **Winkler** del terreno di fondazione, adottata nell'ambito della modellazione strutturale: tale parametro è riportato al § 9.6.

Il modello geotecnico ipotizzato è il seguente:

SPESSORE STRATO	UNITÀ GEOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI
10 m	UG 2	g_s (kN/m ³) Peso specifico: 24,0 f' (°) Angolo di attrito di picco: 30,0 c' (kPa) Coesione efficace: 4,0 E (Mpa) Modulo Elastico Statico: 40 η Coefficiente di Poisson: 0,40
20 m	UG3	g_s (kN/m ³) Peso specifico: 22,0 f' (°) Angolo di attrito: 32,0 c' (kPa) Coesione efficace: 5,0 E (Mpa) Modulo Elastico Statico: 70 η Coefficiente di Poisson: 0,40 R.Q.D. (%): 50

Parametri geotecnici caratteristici:

	BEST FIT
g_s (kN/m ³) Peso specifico	22,0
f' (°) Angolo di attrito	32,0
c' (kPa) Coesione efficace	5,0
E (Mpa) Modulo Elastico Statico	70
η Coefficiente di Poisson	0,40
R.Q.D. (%)	50

8.2. 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 globali di gapping (parzializzazione delle pressioni sul piano di appoggio)
- 3) verifiche geotecniche di resistenza a slittamento e carico limite
- 4) valutazioni dei cedimenti massimi assoluti e differenziali

- 5) valutazione della rigidità rotazionale dinamica
- 6) valutazione della costante di Winkler

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 (§ 8.4).

8.3. 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	EQU	A1	A2
		γ_F			
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 8.1

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

Tabella 8.2

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 (8.1 e 8.2) 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 8.3: 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 § 8.4; 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
	IEC	abnormal case	Abnorm.EQU	8	0,90	0,80	0,90	1,10	1,10
	IEC	normal case	Normal	9	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	IEC	abnormal case	Abnormal	10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	IEC		Operational	11	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabella 8.4: 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 combinazioni 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. La combinazione 9 è utilizzata per le verifiche relative alla superficie di contatto (area d'impronta) terreno - plinto di fondazione (assieme alle combinazioni 7 e 8). Le combinazioni 10 e 11 fanno riferimento agli stati limite di esercizio strutturali (tensioni, fessurazione) e, pertanto, non sono prese in considerazione nell'ambito di questa relazione, ma saranno oggetto di successive fasi di progetto.

8.4. ANALISI DEI CARICHI

8.4.1. AZIONI DERIVANTI DALLA SOVRASTRUTTURA

Il documento « D2370721-004 SGRE ON SG 6.0-170 Foundation loads T115-50A.pdf» - fornito dal progettista degli aerogeneratori - riporta gli scarichi in fondazione derivanti dall'aerogeneratore, in accordo con le indicazioni delle norma [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]

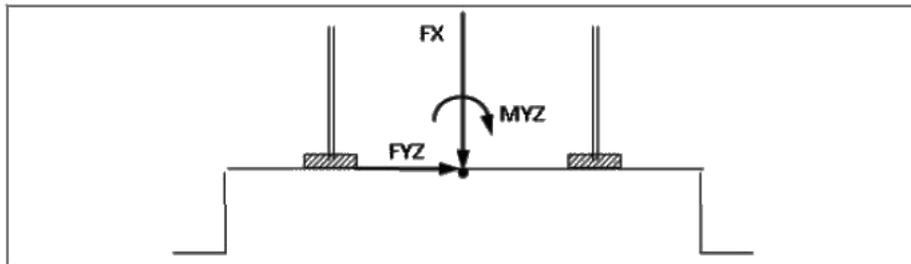


Figura 8.1: Simboli e segni adottati nelle successive tabelle fornite dal fabbricante degli aerogeneratori

Extreme load

The extreme loads for the design of the SG 6.0-170 T115-50A 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_n_s7	1,1	1688,55	55,55	-7508,71	1689,47	4580,25	196184,46	412,39	196237,91
Dlc22_3bn_V11.0_n_s7	1.0	1535,05	50,5	-6826,1	1535,88	4163,87	178349,5	374,9	178398,1

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

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

Characteristic 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)
Dlc62_V42.5_060_s9	1535,05	50,5	-6826,1	1535,88	4163,87	178349,5	374,9	178398,1

Table 4 SG 6.0-170 HH115m 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	1002,07	123,15	1002,48	-6629,52	18223,36	119459,49	119805,99	4928,71

Table 5 SG 6.0-170 HH115m Quasi Permanent Loads at tower bottom

Tabella 8.5: Scarichi in fondazione forniti sa Siemens Gamesa secondo [5]

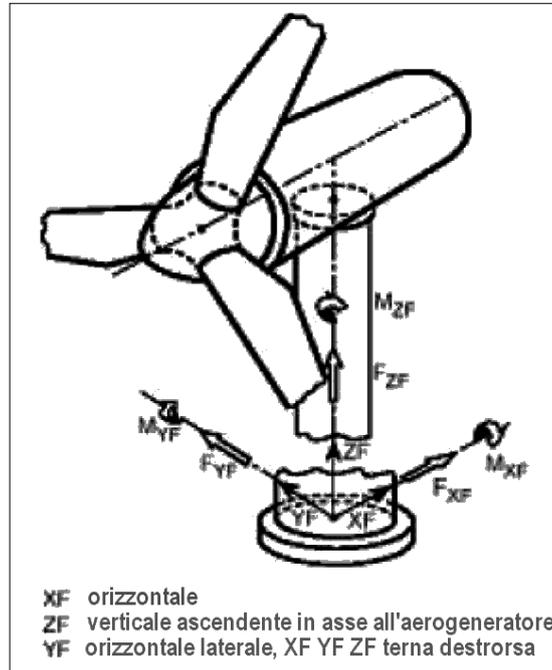


Figura 8.2: Simbologia adottata nell'analisi dei carichi e nelle verifiche

Oltre a queste azioni si sono considerate quelle derivanti dal peso proprio della struttura di fondazione e da peso del terreno di riempimento.

8.4.2. PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE

Il peso del plinto di fondazione è pari a 21.489,75 kN.

8.4.3. 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.

CARICO TERRENO RIEMPIMENTO			
Raggio interno [m]	Raggio esterno [m]	H = spessore riempim. [m]	q riempim. [kN/m ²]
3,000	4,850	0,90	12,90
4,850	6,700	1,30	20,03
6,700	8,550	1,70	27,21
8,550	10,400	2,11	34,41
10,400	12,250	2,51	41,62

Figura 8.3: Carico del riempimento

La risultante del peso del riempimento vale 13.319,78 kN

8.5. 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]	2.072,32	68,18	-9.215,24	5.621,22	240.771,83	506,12
Abnormal[Fc=1,1]	1.688,56	55,55	-7.508,71	4.580,26	196.184,45	412,39

SCARICHI IN CONDIZIONI NORMAL (IEC 64100)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Normal	1.535,05	50,50	-6.826,10	4.163,87	178.349,50	374,90
Abnormal	1.535,05	50,50	-6.826,10	4.163,87	178.349,50	374,90

SCARICHI COND. OPERAZIONALI (IEC 64100)		Fxy [kN]	Fz [kN]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]
Operational		1.002,48	-6.629,52	119.805,99	4.928,71

Tabella 8.6: Riepilogo delle condizioni di carico secondo la convenzione di cui alla figura 8.2

9. VERIFICHE GLOBALI / GEOTECNICHE

9.1. 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	8,11
	Carico limite	2	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU1	8,43
	Scorrimento	3	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	12,09
GEO (normal)	Carico limite	4	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	4,39
	Carico limite	5	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	6,16
	Scorrimento	6	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	8,71
EQU	Ribaltamento	7	IEC	normal case	Normal EQU	1,62
		8	IEC	abnormal case	Abnorm.EQU	2,21
	Sollevamento	9	IEC	normal case	Normal	1,65
		10	IEC	abnormal case	Abnormal	1,65
		11	IEC		Operational	1,04

Tabella 9.1: Riepilogo delle verifiche geotecniche e globali e relativi coefficienti di sicurezza (F.S.)

9.2. GAPPING

La verifica di GAPPING è condotta assumendo che in combinazione 11 si abbia un'impronta sul terreno pari al 100 % dell'area di sedime del plinto. Per le combinazioni 9 e 10 si assume, invece, che l'impronta possa ridursi fino al 50% dell'area. Per garantire il 100% di sezione reagente occorre che la risultante abbia un'eccentricità massima e non superiore a $0,125 D_e$ - essendo D_e pari al diametro del plinto - mentre per garantire che la porzione compressa sia non inferiore al 50% dell'area di base del plinto occorre limitare l'eccentricità a $0,294 D_e$. Di seguito si riportano le verifiche di GAPPING rispetto alla combinazione 11 - GAP, 9 - Normal e 10 - Abnormal, tutte non fattorizzate ⁽¹⁾.

SCARICHI AEROGENERATORE - NON FATTORIZZATI			
Azione	Operational	Normal	Abnormal
Fz	6.629,52	6.826,10	6.826,10
Fxy	1.002,48	1.535,88	1.535,88
Mxy	119.805,99	178.398,10	178.398,10
AZIONI RISULTANTI INTRADOSSO FONDAZIONE - NON FATTORIZZATE			
Azione	Operational	Normal	Abnormal
Fz	41.922,78	42.119,36	42.119,36
Fxy	1.002,48	1.535,88	1.535,88
Mxy	123.683,58	184.338,89	184.338,89

Tabella 9.2: Analisi scarichi in fondazione ad estradosso e intradosso plinto

⁽¹⁾ Così come richiesto dalle linee guida [6]

COEFFICIENTI PARZIALI

CdC	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Operational	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Normal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Abnormal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

VERIFICA DI PARZIALIZZAZIONE DELLA FONDAZIONE

Eccentricity	Operational	Normal	Abnormal
e [m]	2,95	4,38	4,38
(e / D)	0,120	0,179	0,179
(e / D) max	0,125	0,294	0,294
Checks			
FS	1,0380	1,646	1,646

Tabella 9.3: Coefficienti parziali e verifica di Gapping

9.3. RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento è dettagliata nelle seguenti tabelle.

CdC	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal EQU	0,90	0,80	0,90	1,50	1,50
Abnor. EQU	0,90	0,80	0,90	1,10	1,10

Tabella 9.4: Coefficienti di combinazione per la verifica a ribaltamento

	Normal EQU	Abnor. EQU
Mo (overturning) [kNm]	248.857,50	202.772,77
Ms (stabilizing) [kNm]	448.049,21	448.049,21
FS = Ms / Mo	1,62	2,21

Tabella 9.5: Verifica a ribaltamento

9.4. 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	38.772,79	58.784,34	38.772,79	56.053,90	
Fxy	2.303,82	2.303,82	1.689,47	1.689,47	
Mxy	276.508,33	276.508,33	202.772,77	202.772,77	
Fz undrained	38.772,79	58.784,34	38.772,79	56.053,90	

Tabella 9.6: Analisi scarichi in fondazione

CdC	Q _{rd} (kPA)	Q _{sd} (kPA)	FS	
Normal SLU1	1466,61	238,24	6,156	> 1 OK
Normal SLU2	1192,53	271,37	4,395	> 1 OK
Abnormal SLU1	1592,35	188,87	8,431	> 1 OK
Abnormal SLU2	1.408,97	173,72	8,11	> 1 OK

Tabella 9.7: Verifica a carico limite in condizioni drenate – Per tutte le combinazioni

9.5. 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	38.772,79		38.772,79		
Fxy	2.303,82		1.689,47		
Mxy	276.508,33		202.772,77		

Tabella 9.8: 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}			276.508	kNm
Design torque moment	M _z			759,17	kNm
Design vertical load	F _z			38.773	kN
Design tangential load	H			2.304	kN
Radius	R			12,25	m
Eccentricity	e	M _{xy} /F _z		7,13	m
Ellipse minor axes	B _e	2*(R-e)		10,24	m
Ellipse major axes	L _e	2 R [1-(1-B _e /2R) ²] ^{1/2}		19,92	m
Effective loaded area	A _{eff}	2*[R ² arccos(e/R)-e*(R ² - e ²) ^{1/2}]		142,88	m ²
Effective length	L _{eff}	(A _{eff} *L _e /B _e) ^{1/2}		16,67	m
Effective width	B _{eff}	L _{eff} *B _e /L _e		8,57	m
Horizontal force	H'	2*M _z /L _{eff} + [H ² +(2*M _z /L _{eff}) ²] ^{1/2}		2.396,68	kN
Friction angle	φ'			30,0°	
Struct.-ground friction	δ'		30° =	30,0°	
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 =	20.870	kN
Sliding check	FS		20870 / 2397 =	8,708	> 1 OK

Tabella 9.9: Verifica a slittamento – Combinazione Normal SLU 2

SLIDING CHECK		Condition	Soil parameters	Load comb.
		drained	STR.-01 - Layer 1	Abnormal 2
Cohesion	c'			4 kPa
Design bending moment	M_{xy}			202,773 kNm
Design torque moment	M_z			556,73 kNm
Design vertical load	F_z			38,773 kN
Design tangential load	H			1,689 kN
Radius	R			12,25 m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z		5,23 m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$		14,04 m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$		22,16 m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$		223,19 m ²
Effective length	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$		18,77 m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$		11,89 m
Horizontal force	H'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$		1,749,84 kN
Friction angle	φ'			30,0°
Struct.-ground friction	δ'		30° =	30,0°
Adhesion	c_a			4 kPa
Resistance factor	γ_R			1,100
Design sliding resist.	R_d		$(F_z \tan(\delta) + A_{eff} c_a) / \gamma_R =$	21,162 kN
Sliding check	FS		$21162 / 1750 =$	12,094 > 1 OK

Tabella 9.10: Verifica a slittamento – Combinazione Abnormal SLU 2

9.6. 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		14,29 N/mm ²
Static Young modulus	E		40,00 N/mm ²
Poisson ratio	ν		0,40 -
Foundation radius	R		12,25 m
Thickness of layer	H		10,00 m
	α_r	(for circular rigid foundation)	-
Winkler modulus	K_w	$\frac{4GR}{1-\nu} (1 + 1.28 \frac{R}{H}) \frac{1}{\pi R^2}$	6.355,06 kN/m ³

Tabella 9.11: Valutazione della costante di Winkler

9.7. 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

$$Q_{MEDIA,SLE R} = 58784,34 / (3,1416 * 12,25^2) = 124,69 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\text{Cedimento elastico medio atteso} = 100 * 124,69 / 6.355,06 \approx 1,96 \text{ cm.}$$

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, sempre in combinazione rara, è valutato secondo Bowles:

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Poisson ratio	ν		
Static Young modulus	E	(Layer 1)	40,00 N/mm ²
		(Layer 2)	70,00 N/mm ²
		(mean value)	40,00 N/mm ²
Thickness of Layer 1	t1	(Layer 1)	10,00 m
Bending moment	M	(Rare)	184.338,89 kNm
Influence factor	I θ	(rigid circular spread foundation)	5,53
Static rotation	tan(θ)	$\tan(\theta) = \frac{(1-\nu^2)}{E} \frac{M}{B^2 L} I_{\theta}$	1,58 mm/m

Tabella 9.12: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara

Pertanto il cedimento medio vale 19,6 mm mentre la rotazione vale 1,58 mm/m.

Si tratta di valori assolutamente compatibili con la funzionalità delle strutture in elevazione.

9.8. 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:

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

- G_{dyn} = 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 (Vs) 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)	$\langle V_s \rangle =$		260,00 m/s
Poisson ratio	$\nu =$		0,40
Dynamic shear modulus ($\gamma=0.001$)	$G_{dyn} =$	$0,35 * 2,4 * 260^2 / 1000 =$	56,78 N/mm ²
Foundation radius	$R =$		12,25 m
Rotational stiffness	$K_r =$	$8 * 56,78 * 12,25^3 / 3 / (1-0,4) =$	463.929,22 MNm/rad
Min required K_r (from manufacturer)	$K_{r,min} =$		150.000,00 MNm/rad
CHECK			OK



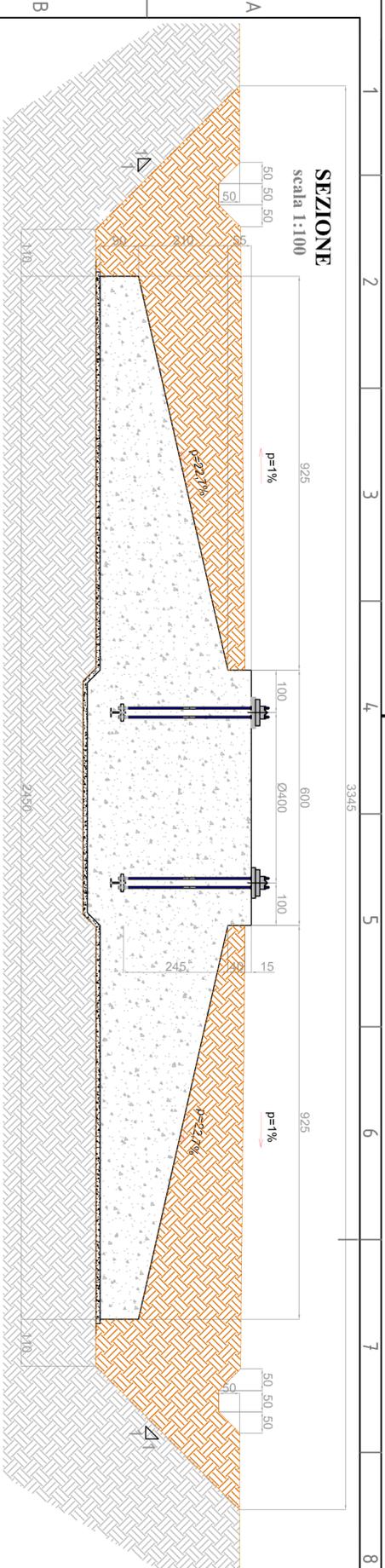
GRE CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.14706.00.023.01

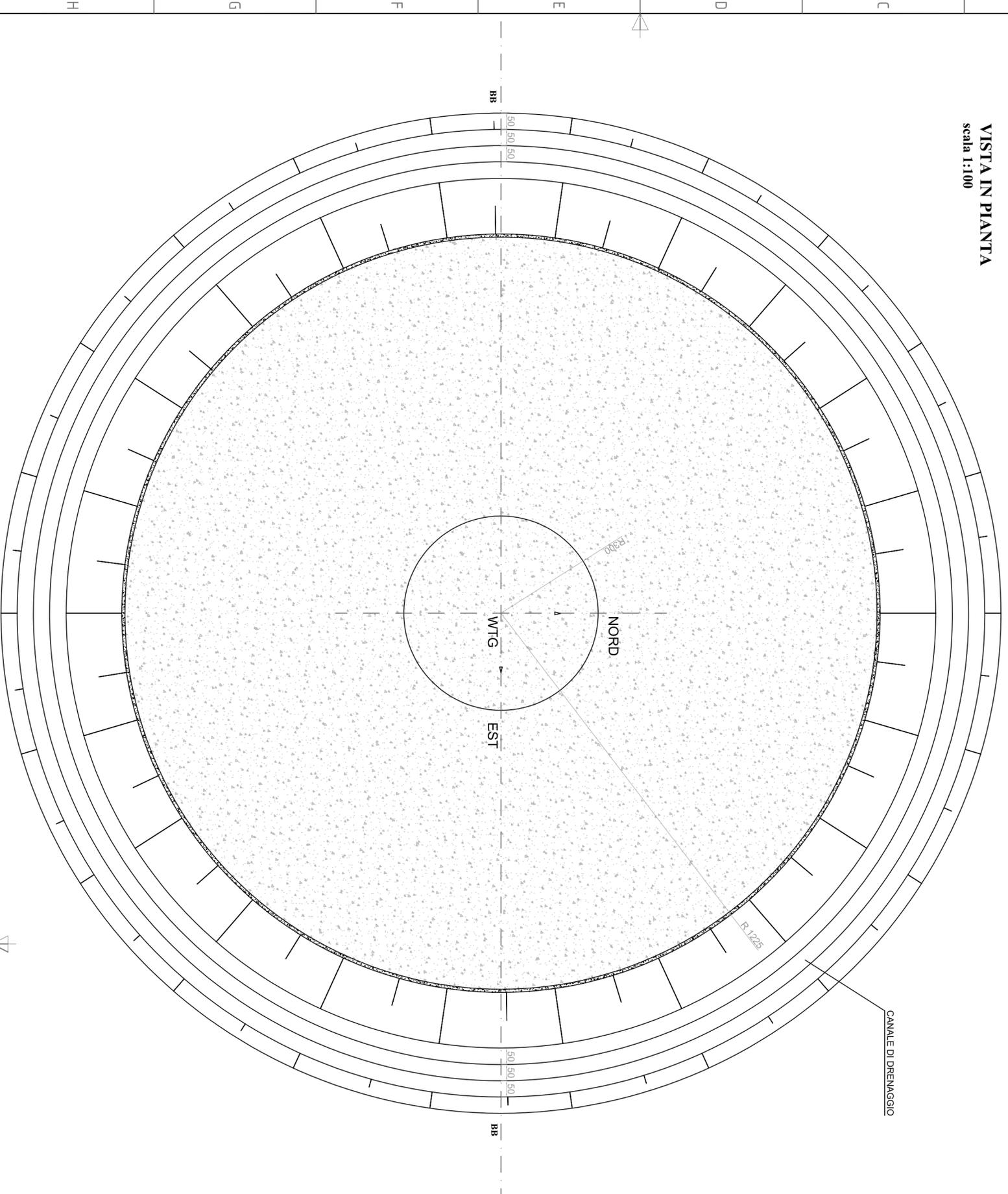
PAGE

35 di/of 35

10. ANNEX A – GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE



VISTA IN PIANTA
scala 1:100



SISTEMA DI RIFERIMENTO UTM WGS 84 - FUSO 33N				RIFERIMENTI CATASTALI		
WTG	EST [m]	NORD [m]	COMUNE	FG	P.LLA	
1	727561	4497784	LATTIANO	8	54	
2	729449	4497237	LATTIANO	9	306	
3	730314	4497021	LATTIANO	9	319	
4	733012	4497300	LATTIANO	17	35	
5	728316	4495815	LATTIANO	12	475	
6	729376	4495890	LATTIANO	13	126	
7	731274	4495999	LATTIANO	24	1	
8	731967	4495907	LATTIANO	24	8	
9	732497	4496151	MESAGNE	10	1	
10	732997	4496386	MESAGNE	10	45	
11	730635	4495094	LATTIANO	23	61	
12	732072	4494258	LATTIANO	32	68	
13	733802	4495632	MESAGNE	11	1	

TABELLA QUANTITÀ	
Calcestruzzo piedistallo (m³)	15,55
Calcestruzzo plinto (m³)	869,39
Magrone (m³)	47,89
Grout (m³)	0,88
Incidenza armatura (kg/m³)	110,00
Volume di scavo (m³)	2.148,00
Volume di riempimento (m³)	1.316,88

- Note:
- Il presente elaborato si riferisce alle fondazioni degli aerogeneratori Siemens Gamesa SG 6.0 - 170
 - I volumi di scavo e riempimento computati si riferiscono ad una quota finale del piazzale coincidente con la quota del piano campagna esistente.



INGEGNERIA

VALIDATION

VALIDATED BY: A.Pirosi

VERIFIED BY: Discipline

COLLABORATORS:

PROJECT: **IMPIANTO EOLICO DELLA POTENZA COMPLESSIVA 78 MW, COMUNI DI LATTIANO (BR) E MESAGNE (BR)**

FILE NAME: GRE.EEC.R.25.IT.W.14706.00.023.00

CLASSIFICATION: **WIND FARM**

UTILIZATION SCOPE: **Iter Autorizzativo**

FORMATT: **A0**

SCALE: **1:10.000**

PLOT SCALE: **1:1**

SHEET: **1 di 1**

REV. DATE DESCRIPTION

00 02/12/2020 first issue

SCS Ingegneria C. Capillano PREPARED

SCS Ingegneria C. Locontere CHECKED

SCS Ingegneria A. Sergi APPROVED

GROUP FUNCTION TYPE ISSUER COUNTRY TEC. PLANT

GRE.EEC D 25 IT W 1470600002300

CODE

PLANT

Calcoli Preliminari Strutture

ANNEX A

