



Engineering & Construction



Via Degli Arredatori, 8 – 70026 Modugno (BA) – Italy  
www.bfpgroup.net – info@bfpgroup.net  
tel. (+39) 0805046361  
Azienda con Sistema di Gestione Certificato  
UNI EN ISO 9001:2015  
UNI EN ISO 14001:2015  
UNI ISO 45001:2018

GRE CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.16303.00.013.01

PAGE

1 di/of 32

TITLE: RELAZIONE GEOTECNICA

AVAILABLE LANGUAGE: ITA

# IMPIANTO EOLICO DI SQUINZANO

## Progetto definitivo

## Relazione geotecnica

File: GRE.EEC.R.25.IT.W.16303.00.013.01 RELAZIONE GEOTECNICA.docx

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
01	31/03/2022	Revisione	SANTOPIETRO BFP	MIGLIONICO BFP	BISCOTTI BFP
00	10/03/2022	Emissione	SANTOPIETRO BFP	MIGLIONICO BFP	BISCOTTI BFP

### GRE VALIDATION

<i>Tamma</i>	<i>Buonomo</i>	<i>Tamma</i>
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT <b>Squinzano</b>	GRE CODE																		
	GROUP	FUNCION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT				SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION						
	<b>GRE</b>	<b>EEC</b>	<b>R</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>I</b>	<b>T</b>	<b>W</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	<b>3</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>3</b>	<b>0</b>

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.

## INDICE

1. <u>PREMESSA</u> .....	4
2. <u>INQUADRAMENTO GEOGRAFICO</u> .....	5
3. <u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</u> .....	6
4. <u>INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA IN ESAME</u> .....	7
4.1 GEOLOGIA DEL SITO DI PROGETTO .....	7
4.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....	11
5. <u>INDAGINI EFFETTUATE IN SITO</u> .....	14
5.1 INDAGINE SISIMICA DI TIPO MASW .....	15
6. <u>STIMA DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DA LETTERATURA</u> .....	21
7. <u>TRATTAZIONE TEORICA DEI CALCOLI GEOTECNICI</u> .....	22
7.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	22
7.2 CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI .....	22
7.3 CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SU PALI .....	25
7.3.1 $Q_{punta}$ : RESISTENZA ALLA PUNTA .....	26
7.3.2 $Q_{later}$ : RESISTENZA LATERALE .....	27
7.4 CAPACITÀ PORTANTE DELLE PLATEE .....	29
7.5 CALCOLO DEI CEDIMENTI .....	30
8. <u>CONCLUSIONI</u> .....	32

### Indice delle figure

Figura 1: – Localizzazione dell’area di progetto.....	4
Figura 2: – Stralcio aree perimetrare PAI Puglia ( <a href="http://webgis.adb.puglia.it/gis/map_default.phtml">http://webgis.adb.puglia.it/gis/map_default.phtml</a> ) .....	6
Figura 3: – Schema geologico-strutturale (da Pieri et Al., 1997, mod).....	9
Figura 4: – Stralcio della Carta Geologica scala 1:100.000 Fogli nn° 203 “Brindisi” (sinistra) e 204 “Lecce” (destra) con ubicazione dell’area di studio.....	10
Figura 5: – Stralcio della litologia dell’area di studio (Carta Idrogeomorfologica: <a href="http://www.sit.puglia.it">www.sit.puglia.it</a> ) .....	12
Figura 6: – Stralcio Carta Idrogeomorfologica ( <a href="http://webapps.sit.puglia.it/freewebapps/Idrogeomorfologia/index.html">http://webapps.sit.puglia.it/freewebapps/Idrogeomorfologia/index.html</a> ) .....	13
Figura 7: –Posizione indagini eseguite .....	14

## 1. PREMESSA

La presente relazione è relativa alla redazione del progetto per la realizzazione di un parco eolico proposto dalla società **Enel Green Power Puglia S.r.l.**

La proposta progettuale è finalizzata alla realizzazione di un impianto eolico per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile eolica, costituito da n. 5 aerogeneratori, ciascuno di potenza nominale pari a 6,2 MW per una potenza complessiva di 31 MW, integrato da un sistema di accumulo della potenza di 15 MW e da realizzarsi nella Provincia di Lecce, nel territorio comunale di Squinzano (LE), in cui insistono gli aerogeneratori con annesse piazzole e relativi cavidotti di interconnessione interna, mentre il territorio comunale di Cellino San Marco (BR) viene attraversato dall'elettrodotto esterno, la sottostazione elettrica di trasformazione ed il sistema di accumulo.

Per tali aree, lo studio persegue il fine di fornire un panorama delle conoscenze del territorio ed effettuare una valutazione generale per la caratterizzazione dei terreni interessati dall'opera in oggetto.

Lo scopo del documento è quello di fornire i seguenti elementi:

- inquadramento geologico e geomorfologico dell'area di progetto;
- caratterizzazione geotecnica preliminare e caratterizzazione sismica dei terreni.

Ovviamente, il carattere preliminare del seguente lavoro richiederà una campagna di indagini dirette ed indirette, da programmare ed effettuare nelle successive fasi di progettazione.

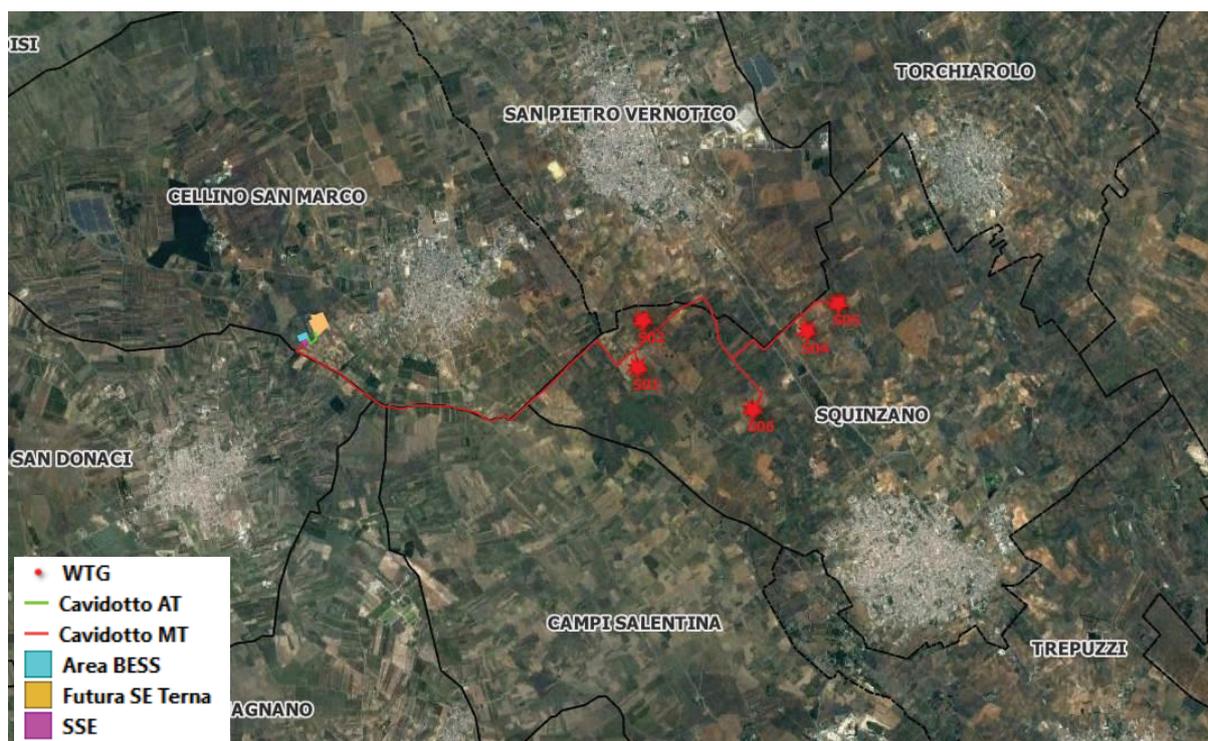


Figura 1: – Localizzazione dell'area di progetto.

Gli aerogeneratori di progetto sono tutti ubicati nel comune di Squinzano (LE) alle seguenti coordinate nel sistema di riferimento WGS84 – UTM:

	COORDINATE PLANIMETRICHE			COORDINATE GEOGRAFICHE		DATI CATASTALI		
	ZONA	X	Y	LAT	LONG	Comune	F.M.	particelle
WTG								
		UTM WGS 84			UTM WGS84			
S01	33T	754093,3	4483194	40,46058	17,99675	Squinzano	10	118
S02	33T	754162	4483851	40,46647	17,99782	Squinzano	10	147
S04	34T	247734,6	4483562	40,46445	18,02463	Squinzano	8	37
S05	34T	248191,7	4483922	40,46783	18,02988	Squinzano	8	172
S06	34T	246903	4482521	40,45484	18,01525	Squinzano	13	284
SSE	33T	749476	4483560	40.46528	17.94251	Cellino San Marco	24	99, 100, 114, 73, 117, 118, 152, 124
BESS	33T	749439	4483621	40.46584	17.94210	Cellino San Marco	24	99, 100, 114, 73, 117, 118, 152, 124, 133, 132, 131, 151, 72, 119, 120

Ad integrazione dello studio geologico e geomorfologico, ai fini della ricostruzione stratigrafica e della caratterizzazione sismica dei terreni, oltre ai rilievi in campagna è stata eseguita una campagna di indagini in sito così articolata:

**Indagini in sito**

- n°4 Indagine sismica tipo MASW (Multichannel Analysis Surface Waves);

I risultati della campagna di indagine sono allegati alla reazione geologica:

- GRE.EEC.R.25.IT.W.16303.49.001.00\_Indagini geognostiche e geofisiche

**2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO**

L'area oggetto di studio ricade nel comune di Squinzano (LE) mentre la Stazione Elettrica, la sottostazione elettrica di trasformazione ed il sistema di accumulo ricadono nel comune di Cellino San Marco (BR), su un'area con morfologia pianeggiante posta ad una altitudine media di 39 m.s.l.m. Il parco dista a una distanza dai centri abitati di:

- circa 2 km a nord-ovest da Squinzano (LE);
- circa 1,5 km a sud-est da San Pietro Vernotico (BR);
- circa 2 km a sud da Cellino San Marco (BR);
- circa 1,7 km a sud-ovest da Torchiarolo (BR);
- circa 5,5 km a est da San Donaci (BR).

Il sito è circondato da diverse strade principali e da una fitta rete di strade interpoderali. Relativamente all'area parco e ai cavidotti, le principali strade interessate sono SS16, SP77, SP95, SP101.

**Perimetrazioni PAI Puglia.** Come si evince dalla seguente immagine, il layout preliminare proposto non interferisce con le perimetrazioni delle aree perimetrare dall'AdB. Solo in un punto il cavidotto lambisce un'area a media e alta pericolosità di inondazione su

viabilità esistente interpoderale.

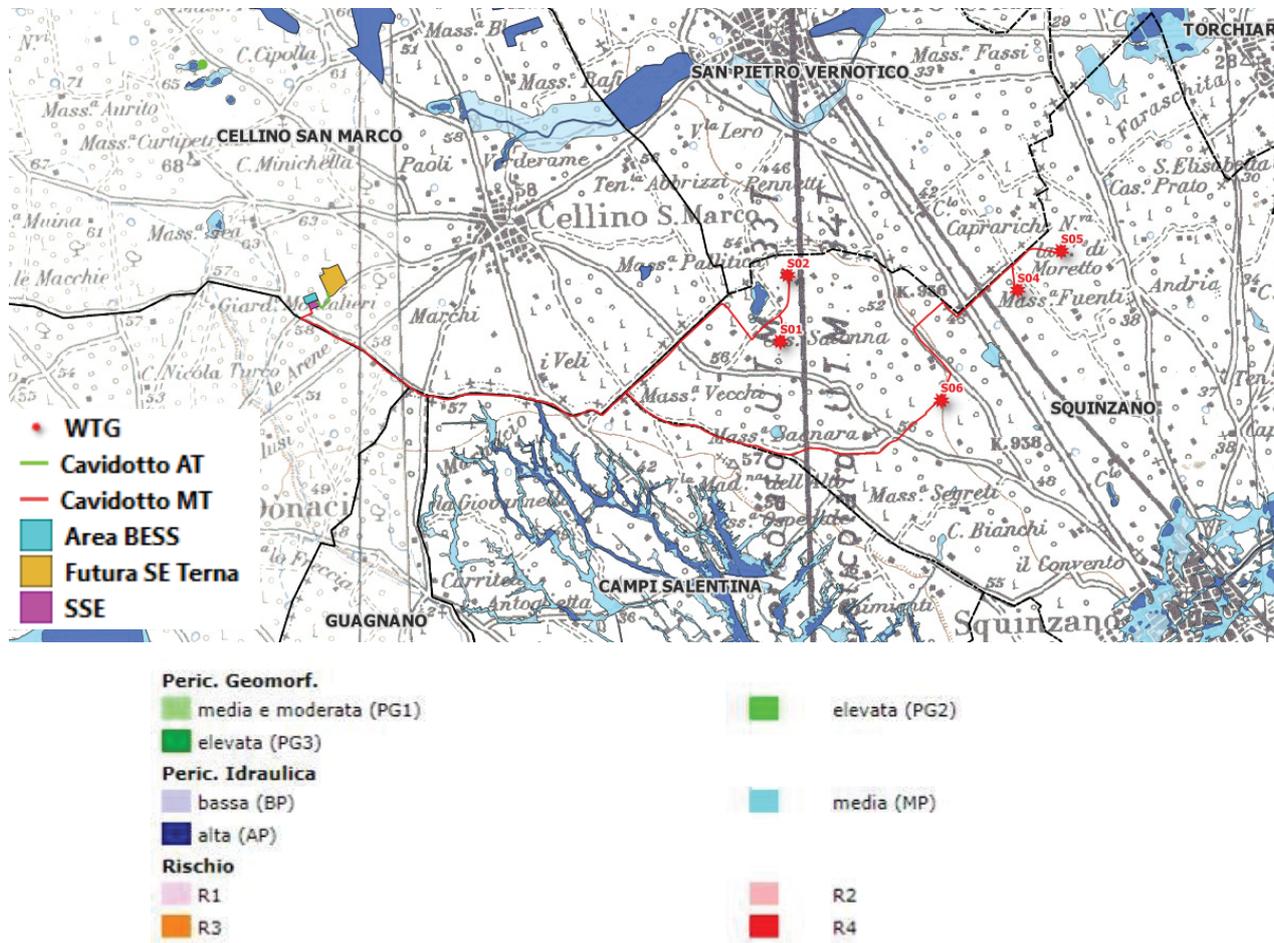


Figura 2: – Stralcio aree perimetrare PAI Puglia ([http://webgis.adb.puglia.it/gis/map\\_default.phtml](http://webgis.adb.puglia.it/gis/map_default.phtml))

### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione degli elementi strutturali soggetti ad azioni sismiche è stata condotta in conformità al quadro legislativo attualmente vigente

- Decreto ministeriale 17-01-2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Decreto ministeriale 14-01-2008 – Testo unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni Allegati A e B;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n° 36 del 27/07/2007;
- O.P.C.M. n° 3274 (2003) - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- O.P.C.M. n° 3519 (2006) – "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle stesse zone";
- Eurocodici in versione normata UNI.

#### **4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA IN ESAME**

##### **4.1 GEOLOGIA DEL SITO DI PROGETTO**

L'area oggetto di studio ricade all'interno del territorio comunale di Squinzano (S01, S02, S04, S05, S06) (LE), mentre la Stazione Terna e la sottostazione elettrica ricadono nel territorio di Cellino San Marco (BR). La quota degli aerogeneratori varia da 34 a 52 m s.l.m.

E' allocata all'interno del Foglio n. 204 "Lecce" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000. L'area della Stazione Terna e la sottostazione elettrica rientra nel Foglio geologico n. 203 "Brindisi".

Al fine di una più immediata comprensione dei caratteri litologici delle unità geologiche affioranti nel territorio studiato, si ritiene opportuno un inquadramento preliminare geologico-regionale dell'intera area investigata.

La Puglia si presenta costituita da rocce sedimentarie di età mesozoica e cenozoica.

La base della successione stratigrafica che caratterizza questa regione, infatti, è costituita da rocce appartenenti al Mesozoico, periodo durante il quale il mare ricopriva l'intera area dell'Italia meridionale.

La geografia dell'epoca vedeva la presenza di un vasto bacino soggetto ad un abbassamento lento del fondo che si estendeva dalla Puglia fino all'Appennino Settentrionale con condizioni di forte evaporazione delle acque. Ciò provocava una sedimentazione di origine chimica, detta appunto "evaporitica", con formazione di dolomie e di gessi, di cui si conosce in affioramento solo il piccolo lembo diapirico della Punta delle Pietre Nere (Gargano), appartenenti al Trias Superiore. Lateralmente a questo bacino evaporitico si avevano, nella vicina area appenninica meridionale, condizioni di mare aperto con deposizioni di calcari ricchi di noduli di selce, che si ritrovano oggi in affioramento in Lucania e Calabria.

Nel Giurassico, tutta la parte centro occidentale del Gargano era occupata da un grandioso complesso di scogliere. Oltre il bordo della barriera corallina, nel resto della Puglia, si sviluppava un mare poco profondo, che si estendeva fino al Salento, con sedimentazione di calcari e dolomie. Le prime emersioni, di piccole aree, si hanno nel Cretacico, a chiusura della successione mesozoica alla quale è ascrivibile la maggior parte degli affioramenti del Gargano, delle Murge e delle Serre Salentine. Con il Terziario, ha invece inizio l'era delle grandi emersioni. L'attuale Murgia rimaneva così emersa per tutto il Cenozoico, mentre i blocchi carbonatici degli attuali promontori del Gargano e della Penisola Salentina subivano, in misura differente, ripetute e sempre più vaste subsidenze tettoniche, accompagnate da ingressioni marine.

Nel Paleocene-Oligocene si assisteva alla costituzione di una formazione calcarea (detritico organogena) poco estesa che oggi affiora lungo i bordi orientali del Gargano e del Salento.

Proprio nel Salento, in età Miocenica, andarono a depositarsi spessori di arenarie formate da detriti calcarei che provenivano dallo smantellamento dei depositi mesozoici affioranti,

costituendo, così, la formazione ben nota nel Salento con la denominazione di "Pietra Leccese".

Nell' "Infrapliocene" si originarono, infine, le condizioni che hanno portato alla più vasta ingressione marina che l'intera Puglia abbia mai subito e che portò alla conseguente acquisizione dell'assetto geografico-strutturale che oggi la contraddistingue. La storia geologica e le vicende tettoniche e paleogeografiche hanno fatto sì che la Puglia si diversificasse nel suo complesso in varie unità con caratteri geologici, morfologicostrutturali, idrografici ed idrogeologici alquanto diversi fra loro, che geograficamente si identificano nelle seguenti zone:

- Promontorio del Gargano;
- Appennino Dauno;
- Tavoliere di Foggia;
- Murge;
- Conca di Taranto;
- Penisola Salentina.

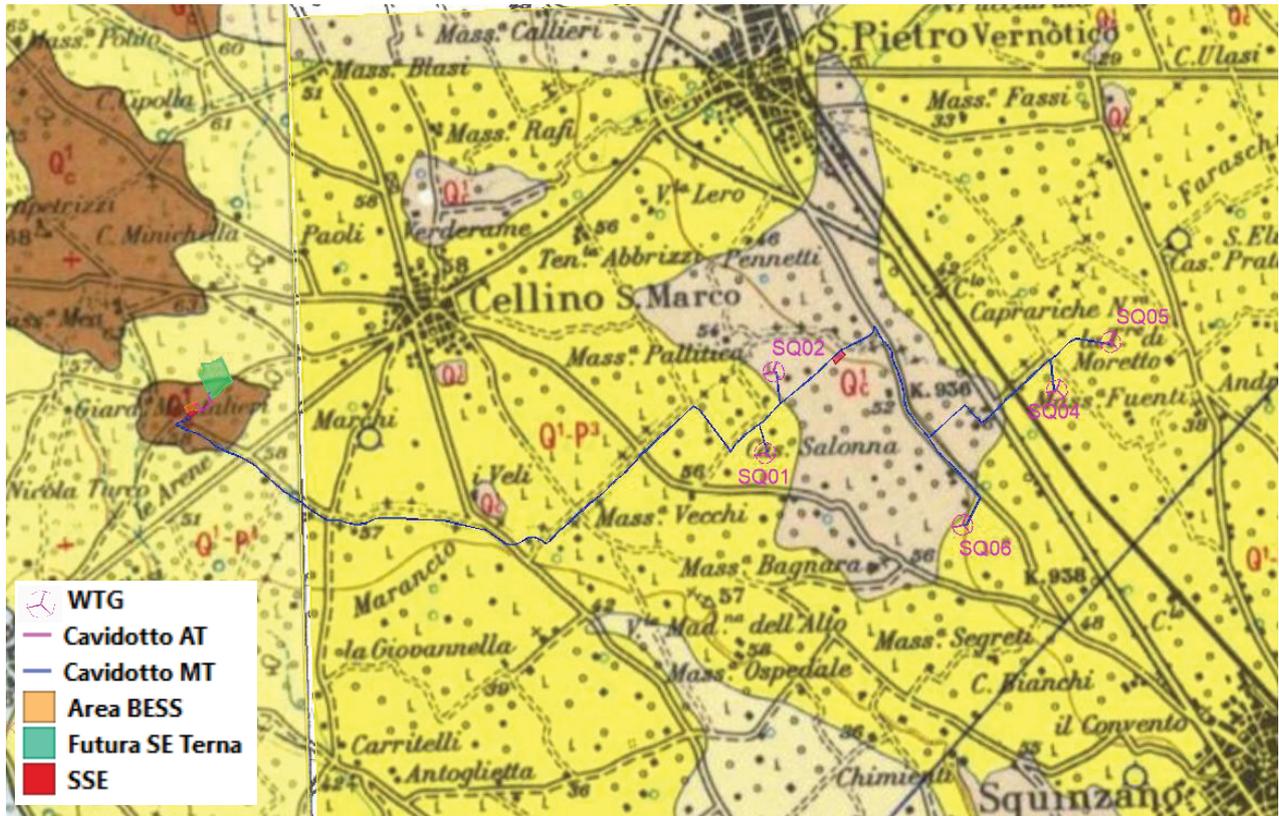
Questa formazione costituisce il basamento nelle aree del leccese e del brindisino e comprende depositi carbonatici di piattaforma, riferibili alle Dolomie di Galatina e ai Calcari di Melissano del Cenomaniano-Senoniano.

Tra le Murge Tarantine e le Serre Salentine, si estendono, infine, numerosi lembi di formazioni plioceniche e più spesso pleistoceniche, che costituiscono il residuo di un esteso mantello smembrato di rocce calcareo-arenacee ed argillo-sabbiose, depositatesi in seguito alla nota trasgressione marina, iniziata in Puglia al principio del Pliocene. Tali formazioni, sono denominate Calcareniti del Salento. Le Calcareniti del Salento passano verso l'alto a marne argillose grigio-azzurre, a marne argilloso-sabbiose, a sabbie più o meno argillose e ad argille di colore giallastro, talora debolmente cementate e spesso intercalate da banchi arenacei e calcarenitici ben cementati. Questi litotipi costituiscono la Formazione di Gallipoli del Calabriano.

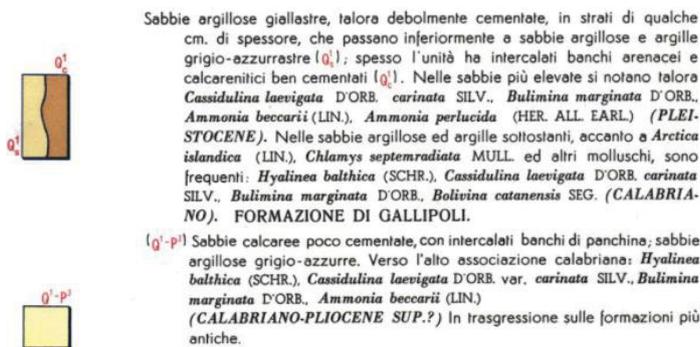
I tre domini del sistema orogenetico sono:

- La Catena rappresentata dell'Appennino Campano-Lucano
- L'Avanfossa rappresentata dall'Avanfossa Adriatica, che corrisponde alla Fossa Bradanica o premurgiana
- L'Avampaese rappresentato dalla regione Apulo-Garganica e nello specifico dalla piattaforma calcarea murgiana e garganella.





Foglio 203 "Brindisi"



Foglio 204 "Lecce"

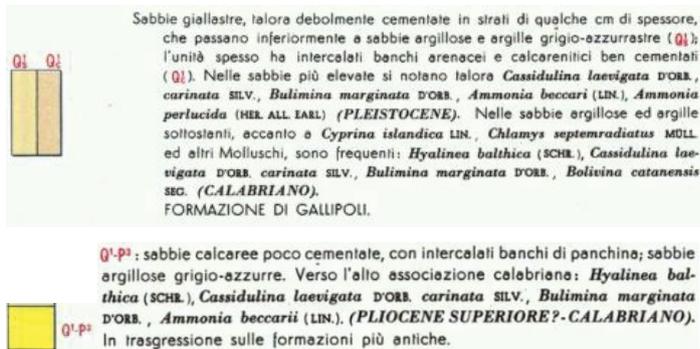


Figura 4: – Stralcio della Carta Geologica scala 1:100.000 Fogli nn° 203 "Brindisi" (sinistra) e 204 "Lecce" (destra) con ubicazione dell'area di studio.

Nell'area sono presenti le seguenti formazioni (dal basso verso l'alto):

- **Calcareniti del Salento - Sabbie plio-pleistoceniche- Q<sup>1</sup>-P<sup>3</sup> (Pliocene Sup. - Pleist. Medio);**
- **Formazione di Gallipoli – Sabbie giallastre, Sabbie argillose e argille grigio-azzurre Q<sup>1</sup><sub>s</sub> (Pleistocene);**
- **Formazione di Gallipoli - Livelli arenacei e calcarenitici - Q<sup>1</sup><sub>c</sub> (Pleistocene).**

*- Calcareniti del Salento (Sabbie Plio-Pleistoceniche):* La maggior parte dell'area di studio ricade all'interno delle Calcareniti del Salento (S01, S04, S05, S06). Questi sono costituiti da Sabbie calcaree poco cementate, con intercalati banchi di panchina, sabbie argillose grigio-azzurre. Si identificano come calcareniti e calcari bioclastici, a grana da finissima a media, di colore dal grigio chiaro al rossastro, il più delle volte porosi. Costituiscono il termine di chiusura del ciclo sedimentario post-calabriano.

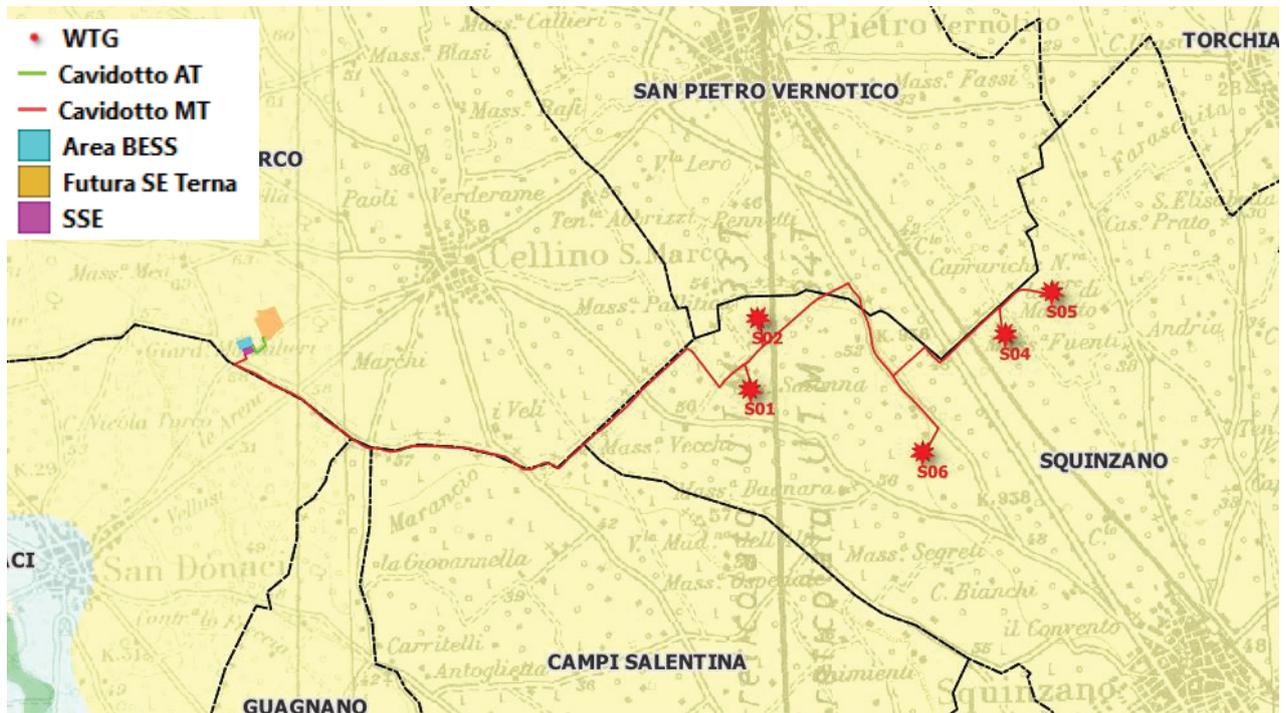
Nei depositi sabbiosi affioranti nel salentino, si ha una costituzione litologica caratterizzata da livelli arenacei, limosi e/o argillosi, calcarenitici causati dalla frammentazione dei bacini sedimentari.

*- Formazioni di Gallipoli (Sabbie giallastre, sabbie argillose, argille grigio-azzurre):* costituite da sabbie giallastre o grigio-giallastre, aventi ancora un certo contenuto di argilla. Le sabbie sono stratificate e talora parzialmente cementate.

*- Formazioni di Gallipoli (Livelli arenacei e calcareniti):* I restanti aerogeneratori (S02 e la sottostazione elettrica) ricadono parzialmente su questi terreni. costituiti prevalentemente da intercalazioni di banchi arenacei e calcarenitici ben cementati.

#### 4.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Per avere un quadro aggiornato dell'area oggetto di studio, è stato necessario valutare gli assetti morfologici ed idrografici del territorio, raccolti all'interno della nuova Carta Idrogeomorfologica in scala 1:25.000 (Ottobre 2009) redatti dall'Autorità di Bacino della Puglia, consultabile dal portale SIT Puglia ([http://www.sit.puglia.it/portal/portale\\_cartografie\\_tecniche\\_tematiche/Cartografie%20tecniche/Carta%20Idrogeomorfologica](http://www.sit.puglia.it/portal/portale_cartografie_tecniche_tematiche/Cartografie%20tecniche/Carta%20Idrogeomorfologica)).



LITOLOGIA DEL SUBSTRATO

- Unità prevalentemente calcarea o dolomitica
- Unità a prevalente componente argillosa
- Unità a prevalente componente siltoso-sabbiosa e/o arenitica
- Unità a prevalente componente arenitica
- Unità a prevalente componente ruditica
- Unità costituite da alternanze di rocce a composizione e/o granulometria variabile
- Unità a prevalente componente argillitica con un generale assetto caotico
- Depositi sciolti a prevalente componente sabbioso-ghiaiosa
- Depositi sciolti a prevalente componente pelitica

Figura 5: – Stralcio della litologia dell'area di studio (Carta Idrogeomorfologica: [www.sit.puglia.it](http://www.sit.puglia.it))

L'area di studio, ricadente nel territorio comunale di Squinzano (LE), è ubicata su una morfologia pianeggiante, ad una quota che varia da 34 a 52 m s.l.m.

Gli aerogeneratori ricadono interamente su una litologia a prevalente componente siltoso-sabbiosa e/o arenitica, appartenenti alle Sabbie calcaree poco cementate con intercalati livelli arenitici di panchina (Plio-Pleistoceniche).

Inoltre, dalla Carta Idrogeomorfologica della regione puglia, in uno scenario più ampio ma non a diretto contatto con le opere a farsi, è possibile rilevare diverse caratteristiche geomorfologiche relativi agli elementi legati alle forme di versante (Orlo di scarpata), alle forme di modellamento dei corsi d'acqua (Ripe di erosione e Cigli di sponde), alle forme ed elementi legati all'idrografia superficiale come le conche (Recapito finale di bacino endoreico) e alla Forme ed elementi di origine antropica come "Cava abbandonata".

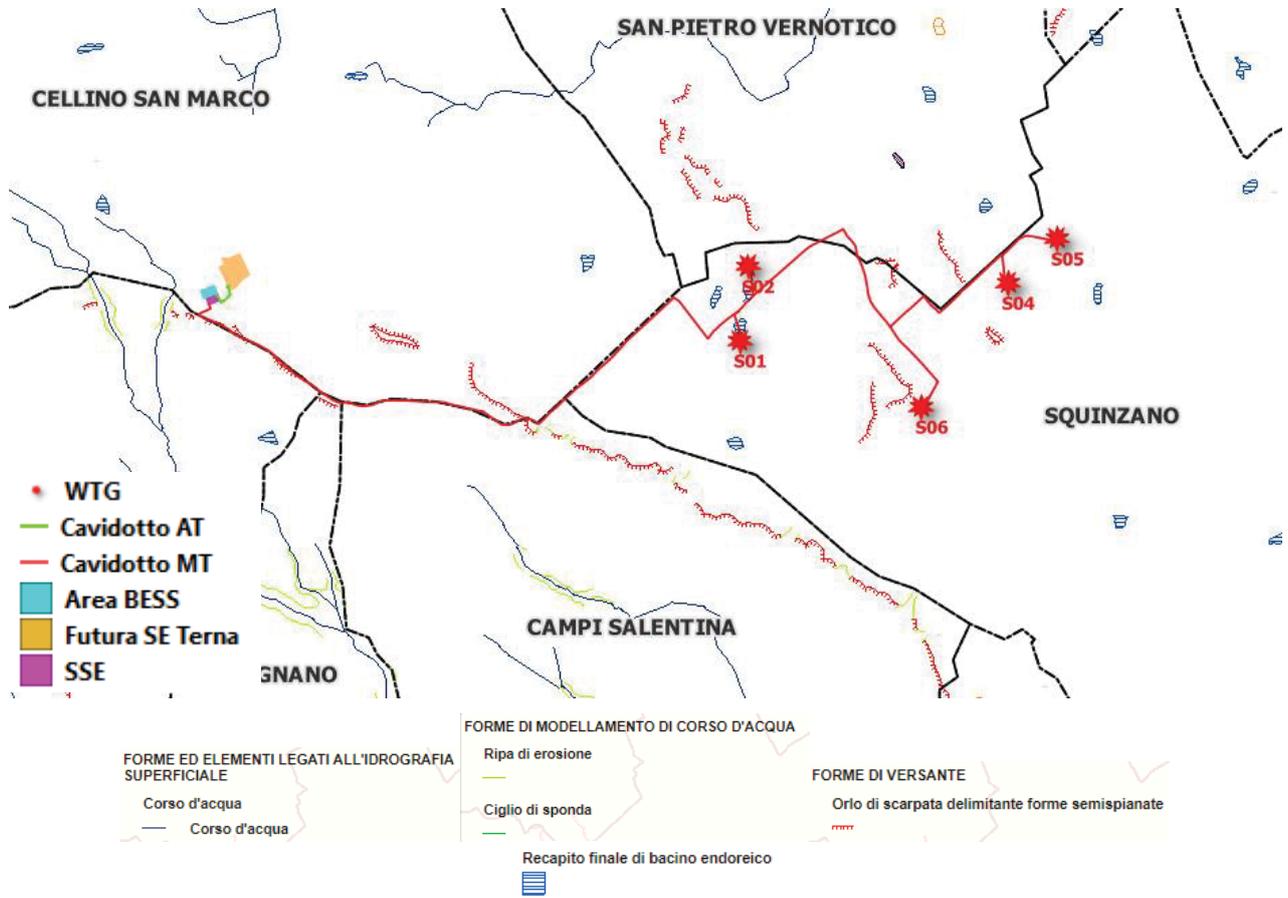


Figura 6: – Stralcio Carta Idrogeomorfologica  
 (<http://webapps.sit.puglia.it/freewebapps/Idrogeomorfologia/index.html>)

## 5. INDAGINI EFFETTUATE IN SITO

La campagna di indagini è stata così articolata:

### Campagna di indagini in sito

- n° 4 Indagine sismica tipo MASW (Multichannel Analysis Surface Waves);

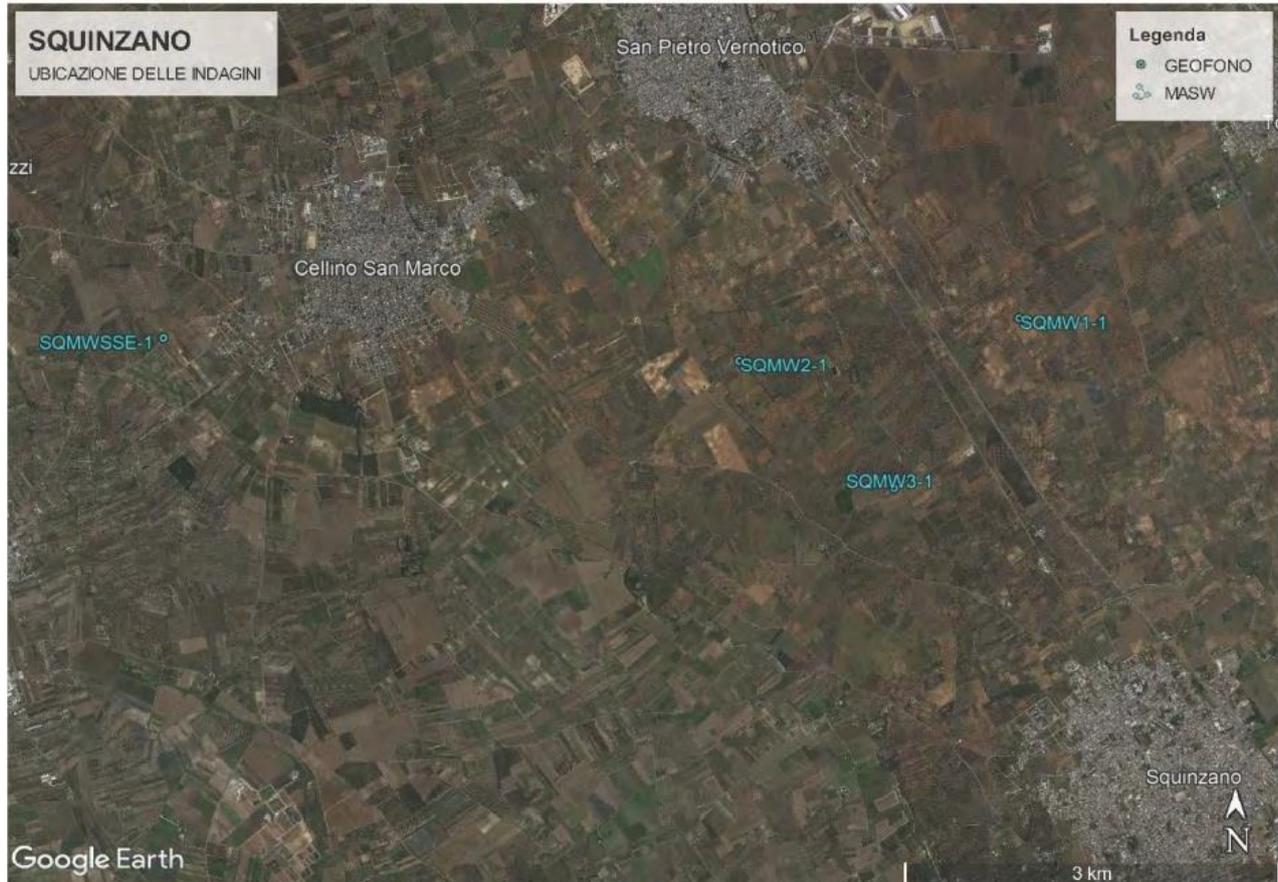


Figura 7: –Posizione indagini eseguite

## 5.1 INDAGINE SISIMICA DI TIPO MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva, che individua il profilo di velocità delle onde di taglio Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

L'indagine Masw per l'analisi delle onde superficiali è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica della prospezione sismica a rifrazione disponendo sul terreno 24 geofoni secondo un array lineare con spaziatura pari a 2,5 m, per un totale di 57,5 m per ogni linea (MASW 1 - MASW 2 - MASW 3 - MASW SSE) compatibilmente con le condizioni logistiche e gli spazi disponibili del sito.

## RISULTATI

La  $V_{Seq}$  espressa è stata calcolata dal piano campagna e non dal piano di posa delle fondazioni.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II. del D.M. 17.01.2018.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
<b>A</b>	<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>B</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>
<b>C</b>	<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>
<b>D</b>	<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>
<b>E</b>	<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>

Il sottosuolo dell'area in esame, in base ai risultati delle indagini sismiche di tipo MASW effettuate in sito, è di categoria B sia in area parco che in area SSE.

Per ciò che concerne le indagini sismiche effettuate in sito esse hanno mirato ad una caratterizzazione dell'area da un punto di vista sismico, utili ai fini del calcolo della capacità portante, rimandando alle successive fasi progettuali ad una mirata e puntale campagna geognostica.

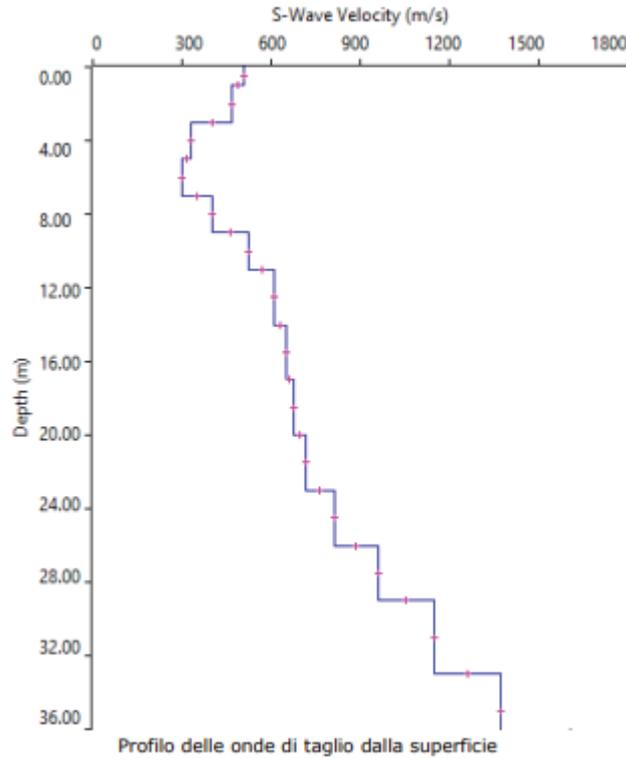
Linea	Vs <sub>eq</sub>	Categoria di Sottosuolo (D.M. 17.01.2018)
MASW 1	501	B
MASW 2	595	B
MASW 3	536	B
MASW 4 (SSE)	412	B

### MASW 1

Dall'indagine di tipo MASW 1 è risultato che il sottosuolo dell'area in esame è associabile alla categoria di sottosuolo B, poichè V<sub>Seq</sub> pari a 501 m/s.

Depth		Thickness	Vs	Vp	Poisson	Density
from	to	(m)	(m/s)	(m/s)		(g/cm <sup>3</sup> )
0	1	1	508	1016	0,333	1,8
1	3	2	468	935	0,333	1,8
3	5	2	332	663	0,333	1,8
5	7	2	298	595	0,333	1,8
7	9	2	403	806	0,333	1,8
9	11	2	522	1043	0,333	1,8
11	14	3	612	1223	0,333	1,8
14	17	3	653	1305	0,333	1,8
17	20	3	674	1348	0,333	1,8
20	23	3	717	1434	0,333	1,8
23	26	3	812	1622	0,333	1,8
26	29	3	960	1919	0,333	1,8
29	33	4	1150	2299	0,333	1,8
33	37	4	1372	2742	0,333	1,8
37	-		1606	3210	0,333	1,8

Tabella 1 – Modello sismico monodimensionale

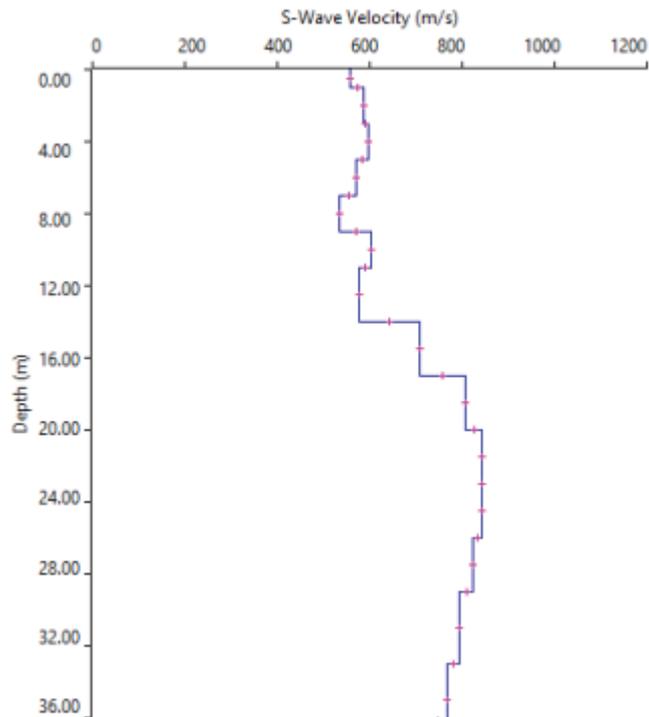


## MASW 2

Dall'indagine di tipo MASW 2 è risultato che il sottosuolo dell'area in esame è associabile alla categoria di sottosuolo B, poichè  $V_{Seq}$  pari a 595 m/s.

Depth		Thickness	Vs	Vp	Poisson	Density
from	to	(m)	(m/s)	(m/s)		(g/cm <sup>3</sup> )
0	1	1	559	1117	0,333	1,8
1	3	2	586	1171	0,333	1,8
3	5	2	597	1193	0,333	1,8
5	7	2	571	1141	0,333	1,8
7	9	2	536	1071	0,333	1,8
9	11	2	602	1203	0,333	1,8
11	14	3	577	1153	0,333	1,8
14	17	3	707	1413	0,333	1,8
17	20	3	807	1613	0,333	1,8
20	23	3	844	1687	0,333	1,8
23	26	3	844	1687	0,333	1,8
26	29	3	823	1645	0,333	1,8
29	33	4	795	1589	0,333	1,8
33	37	4	768	1535	0,333	1,8
37	-		747	1493	0,333	1,8

Tabella 1 – Modello sismico monodimensionale



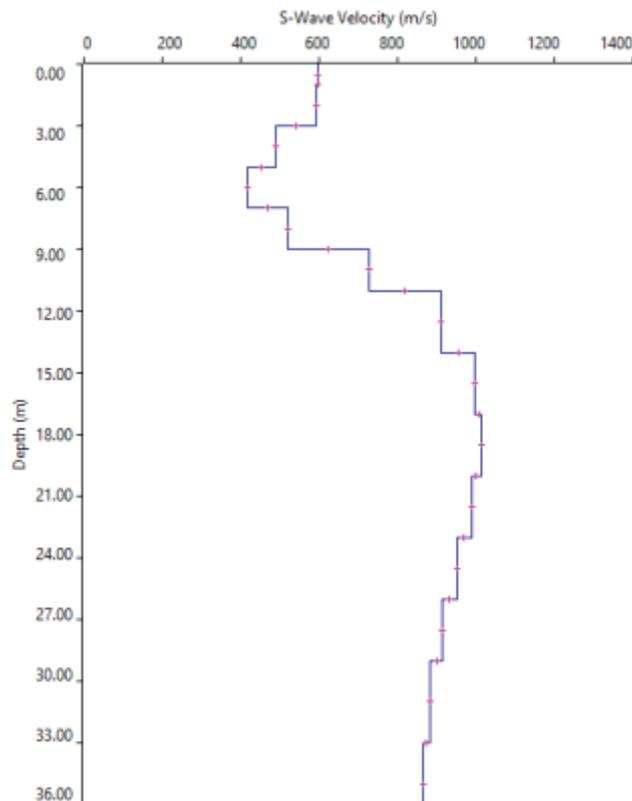
Profilo delle onde di taglio dalla superficie

**MASW 3**

Dall'indagine di tipo MASW 3 è risultato che il sottosuolo dell'area in esame è associabile alla categoria di sottosuolo B, poichè  $V_{Seq}$  pari a 536 m/s.

Depth		Thickness	Vs	Vp	Poisson	Density
from	to	(m)	(m/s)	(m/s)		(g/cm <sup>3</sup> )
0	1	1	598	1195	0,333	1,8
1	3	2	593	1185	0,333	1,8
3	5	2	490	979	0,333	1,8
5	7	2	416	831	0,333	1,8
7	9	2	522	1043	0,333	1,8
9	11	2	727	1453	0,333	1,8
11	14	3	909	1817	0,333	1,8
14	17	3	998	1995	0,333	1,8
17	20	3	1013	2024	0,333	1,8
20	23	3	988	1975	0,333	1,8
23	26	3	950	1899	0,333	1,8
26	29	3	914	1827	0,333	1,8
29	33	4	884	1767	0,333	1,8
33	37	4	864	1727	0,333	1,8
37	-		852	1703	0,333	1,8

Tabella 1 – Modello sismico monodimensionale



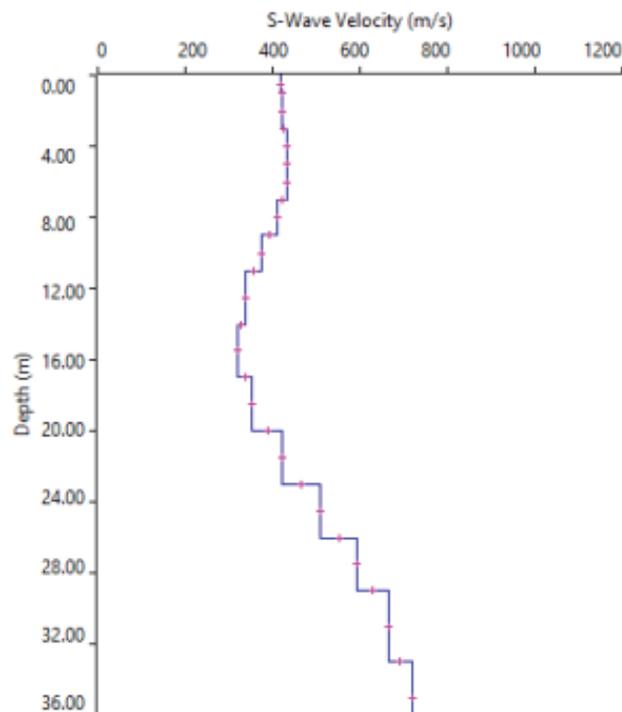
Profilo delle onde di taglio dalla superficie

**MASW SSE**

Dall'indagine di tipo MASW SSE è risultato che il sottosuolo dell'area in esame è associabile alla categoria di sottosuolo B, poichè  $V_{Seq}$  pari a 412 m/s.

Depth		Thickness	Vs	Vp	Poisson	Density
from	to	(m)	(m/s)	(m/s)		(g/cm <sup>3</sup> )
0	1	1	419	837	0,333	1,8
1	3	2	421	841	0,333	1,8
3	5	2	432	863	0,333	1,8
5	7	2	433	865	0,333	1,8
7	9	2	412	823	0,333	1,8
9	11	2	376	751	0,333	1,8
11	14	3	337	673	0,333	1,8
14	17	3	320	640	0,333	1,8
17	20	3	354	707	0,333	1,8
20	23	3	423	845	0,333	1,8
23	26	3	509	1017	0,333	1,8
26	29	3	593	1185	0,333	1,8
29	33	4	666	1331	0,333	1,8
33	37	4	719	1437	0,333	1,8
37	-		752	1503	0,333	1,8

Tabella 1 – Modello sismico monodimensionale



Profilo delle onde di taglio dalla superficie

## 6. STIMA DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DA LETTERATURA

Per ciò che concerne le indagini sismiche effettuate in sito esse hanno mirato ad una caratterizzazione di massima dell'area, da un punto di vista sismico, utili ai fini del calcolo della capacità portante, rimandando alle successive fasi progettuali ad una mirata e puntuale campagna geognostica.

Esiste in letteratura geologica una notevole mole di notizie bibliografiche in merito alle caratteristiche geomeccaniche delle formazioni affioranti. Sulla base di dati bibliografici e in particolare dai valori ottenuti dalle indagini sismiche effettuate nell'area di studio è stato possibile attribuire i valori dei principali caratteri geotecnici dei litotipi affioranti.

### MODELLO GEOLOGICO TECNICO PRELIMINARE DELL'AREA DI STUDIO

Dall'altro verso il basso abbiamo:

- **Formazione Sabbie calcaree e limo sabbioso-argillosi con intercalazioni calcarenitici:** Sabbie calcaree poco cementate e Sabbie argillose grigio-azzurre, con intercalati banchi di panchina, calcarenitici con spessori medi di circa 15 m.

$\gamma^*$ KN/m <sup>3</sup>	$C'$ KN/m <sup>2</sup>	$\varphi'$
18	5	31

- **Formazione Calcareniti, calcari:** Calcareniti argillose mediamente cementate.

$\gamma^*$ KN/m <sup>3</sup>	$C'$ KN/m <sup>2</sup>	$\varphi'$
21	50	35

## 7. TRATTAZIONE TEORICA DEI CALCOLI GEOTECNICI

I calcoli geotecnici completi sono riportati negli elaborati di riferimento denominato "GRE.EEC.R.25.IT.W.16303.00.080.00\_CALCOLI PRELIMINARI STRUTTURE" e "GRE.EEC.R.25.IT.W.16303.00.081.00\_CALCOLI PRELIMINARI IMPIANTI".

### 7.1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

Per il calcolo delle strutture in oggetto si adotteranno i criteri della Geotecnica e della Scienza delle Costruzioni.

### 7.2 **CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI**

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno, valutata secondo *Brinch-Hansen*:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove

Caratteristiche geometriche della fondazione:

$q$  = carico sul piano di fondazione

$B$  = lato minore della fondazione

$L$  = lato maggiore della fondazione

$D$  = profondità della fondazione

$\alpha$  = inclinazione base della fondazione

$\gamma$  = peso specifico del terreno

$B'$  = larghezza di fondazione ridotta =  $B - 2 eB$

$L'$  = lunghezza di fondazione ridotta =  $L - 2 eL$

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

$H$  = risultante delle forze orizzontali

$N$  = risultante delle forze verticali

$e_B$  = eccentricità del carico verticale lungo  $B$

$e_L$  = eccentricità del carico verticale lungo  $L$

$F_{hB}$  = forza orizzontale lungo  $B$

$F_{hL}$  = forza orizzontale lungo  $L$

Caratteristiche del terreno di fondazione:

$\beta$  = inclinazione terreno a valle

$c = c_u$  = coesione non drenata (condizioni U)

$c = c'$  = coesione drenata (condizioni D)

$\Gamma$  = peso specifico apparente (condizioni U)

$\Gamma = \Gamma'$  = peso specifico sommerso (condizioni D)

$\phi = 0$  = angolo di attrito interno (condizioni U)

$\phi = \phi'$  = angolo di attrito interno (condizioni D)

Fattori di capacità portante:

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \exp(\pi \cdot \tan\phi) \quad (\text{Prandtl-Cauchot-Meyerhof})$$

$$N_g = 2(N_q + 1) \tan\phi \quad (\text{Vesic})$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\phi} \quad \text{in condizioni D} \quad (\text{Reissner-Meyerhof})$$

$$N_c = 5,14 \quad \text{in condizioni U}$$

Indici di rigidità (condizioni D):

$$I_r = \frac{G}{c' + q' \tan\phi} = \text{indice di rigidità}$$

$$q' = \text{pressione litostatica efficace alla profondità } D + \frac{B}{2}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \text{modulo elastico tangenziale}$$

$E$  = modulo elastico normale

$\mu$  = coefficiente di Poisson

$$I_{cr} = \frac{1}{2} \exp\left[\frac{3,3 - 0,45 \frac{B}{L}}{\tan(45 - \frac{\phi'}{2})}\right] = \text{indice di rigidità critico}$$

Coefficienti di punzonamento (Vesic):

$$Yq = Yg = \exp \left[ \left( 0,6 \frac{B}{L} - 4,4 \right) \tan \phi' + \frac{3,07 \sin \phi' \log(2Ir)}{1 + \sin \phi'} \right] \text{ in condizioni drenate, per } Ir \leq Icr$$

$$Yc = Yq - \frac{1 - Yq}{Nq \times \tan \phi'}$$

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic):

$$ig = \left( \frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

$$iq = \left( \frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^m$$

$$ic = iq - \frac{1 - iq}{Nc \times \tan \phi'} \quad \text{in condizioni D}$$

$$ic = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times cu \times Nc} \quad \text{in condizioni U}$$

essendo:

$$m = mB \cos^2 \Theta + mL \sin^2 \Theta$$

$$mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \Theta = \tan^{-1} \frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (Brinch-Hansen):

$$dq = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctg \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B'$$

$$dq = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{per } D \leq B'$$

$$dc = dq - \frac{1 - dq}{Nc \times \tan \phi} \quad \text{in condizioni D}$$

$$dc = 1 + 0,4 \arctan \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B' \text{ in condizioni U}$$

$$dc = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} \quad \text{per } D \leq B' \text{ in condizioni U}$$

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$bg = \exp(-2,7\alpha \tan \phi)$$

$$bc = bq = \exp(-2\alpha \tan \phi) \quad \text{in condizioni D}$$

$$bc = 1 - \frac{\alpha}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$bq = 1 \quad \text{in condizioni U)}$$

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$$gc = gq = \sqrt{1 - 0,5 \tan \beta} \quad \text{in condizioni D}$$

$$gc = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$gq = 1 \quad \text{in condizioni U}$$

Coefficienti di forma (De Beer):

$$sg = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$$

$$sq = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$$

$$sc = 1 + \frac{B' Nq}{L' Nc}$$

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$  e  $I_{gk}$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$  e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. Nel caso in cui sia stato attivato il flag per tener conto degli effetti cinematici il valore  $I_{gk}$  modifica invece il solo coefficiente  $N_g$ ; il fattore  $N_g$  viene infatti moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.

### 7.3 CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SU PALI

Per gli aerogeneratori, vista sia la situazione stratigrafica e geomeccanica dei terreni di sedime, sia le caratteristiche strutturali dell'opera in progetto, si ritiene che per essa la soluzione fondale più idonea, in tale situazione, sia l'adozione di fondazioni di tipo profondo. Per la determinazione della portanza verticale di fondazioni profonde si fa riferimento a due contributi: la "portanza di punta" e la "portanza per attrito laterale". Nel seguito, ai fini del calcolo della portanza verticale, si assumeranno le seguenti espressioni generali valide per il caso di palo soggetto a compressione e per il caso di palo soggetto a trazione.

I valori del carico limite verticale alla punta del palo "QP" e del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo "QL" sono determinati con le note "formule statiche". Queste esprimono i valori di cui sopra in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche geotecniche del terreno in cui è immerso, della modalità esecutiva e dell'interfaccia palo-terreno.

### a) Pali resistenti a compressione

Il carico ultimo del palo a compressione risulta:

$$Q_{lim} = Q_{punta} + Q_{later} - \text{Peso palo}$$

#### 7.3.1 Q<sub>PUNTA</sub>: RESISTENZA ALLA PUNTA

- In terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$Q_{punta} = (C_{up} \times N_c + \sigma_v) \times A_p \times R_c$$

essendo

$C_{up}$  = coesione non drenata terreno alla quota della punta

$N_c$  = coeff. di capacità portante = 9

$\sigma_v$  = tensione verticale totale in punta

$A_p$  = area della punta del palo

$R_c$  = coeff. di Meyerhof per le argille S/C

$$R_c = \frac{D+1}{2D+1} \quad \text{per pali trivellati} \qquad R_c = \frac{D+0,5}{2D} \quad \text{per pali infissi}$$

$D$  = diametro del palo

- In terreni coesivi in condizioni drenate (secondo Vesic):

$$Q_{punta} = (\mu \times \sigma_v' \times N_q + c' \times N_c) \times A_p$$

essendo

$$\mu = \frac{1+2(1-\sin\phi')}{3}$$

$$N_q = \frac{3}{3-\sin\phi'} \exp \left[ \left( \left( \frac{\pi}{2} - \phi' \right) \tan \phi' \right) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \times Irr^{\frac{4\sin\phi'}{3(1+\sin\phi')}} \right]$$

$Irr$  = indice di rigidità ridotta

$$I_{rr} \approx I_r = \text{indice di rigidezza} = \frac{G}{c' + \sigma'_v \tan \phi'}$$

G = modulo elastico di taglio

$\sigma'_v$  = tensione verticale efficace in punta

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

- In terreni incoerenti (secondo *Berezantzev*):

$$Q_{\text{punta}} = \sigma'_v \times \alpha q \times N_q \times A_p$$

essendo

$\alpha q$  = coeff. di riduzione per effetto silos in funzione di L/D

$N_q$  = calcolato con  $\phi^*$  secondo *Kishida*:

$$\phi^* = \phi' - 3^\circ \quad \text{per pali trivellati}$$

$$\phi^* = (\phi' + 40^\circ) / 2 \quad \text{per pali infissi}$$

L = lunghezza del palo

### 7.3.2 QLATER: RESISTENZA LATERALE

- In terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$Q_{\text{later}} = \alpha \times C_{um} \times A_s$$

essendo

$C_{um}$  = coesione non drenata media lungo lo strato

$A_s$  = area della superficie laterale del palo

$\alpha$  = coeff. riduttivo in funzione delle modalità esecutive:

- per pali infissi:

$$\alpha = 1 \quad \text{per } C_u \leq 25 \text{ kPa (0,25 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\alpha = 1 - 0,011(C_u - 25) \quad \text{per } 25 < C_u < 70 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0,5 \quad \text{per } C_u \geq 70 \text{ kPa (0,70 kg/cm}^2\text{)}$$

- per pali trivellati:

$$\alpha = 0,7 \quad \text{per } C_u \leq 25 \text{ kPa (0,25 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\alpha = 0,7 - 0,008(C_u - 25) \quad \text{per } 25 < C_u < 70 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0,35 \quad \text{per } C_u \geq 70 \text{ kPa (0,70 kg/cm}^2\text{)}$$

- In terreni coesivi in condizioni drenate:

$$Q_{later} = (1 - \sin\phi') \cdot \sigma'_v(z) \cdot \mu \cdot As$$

essendo

$\sigma'_v(z)$  = tensione verticale efficace lungo il fusto del palo

$\mu$  = coefficiente di attrito:

$$\mu = \tan \phi' \quad \text{per pali trivellati}$$

$$\mu = \tan (3/4 \cdot \phi') \quad \text{per pali infissi prefabbricati}$$

- In terreni incoerenti:

$$Q_{later} = K \cdot \sigma'_v(z) \cdot \mu \cdot As$$

essendo

$\sigma'_v(z)$  = tensione verticale efficace lungo il fusto del palo

K = coefficiente di spinta:

$$K = (1 - \sin \phi') \quad \text{per pali trivellati}$$

$$K = 1 \quad \text{per pali infissi}$$

$\mu$  = coefficiente di attrito:

$$\mu = \tan\phi' \quad \text{per pali trivellati}$$

$$\mu = \tan(3/4 \cdot \phi') \quad \text{per pali infissi prefabbricati}$$

**Il carico ammissibile risulta pari a:**

$$Q_{amm} = \left( \frac{Q_{punta}}{\mu_p} + \frac{Q_{later} - P_{palo} - P_{attr\_neg}}{\mu_L} \right) \times E_g$$

dove:

$\mu_p$  = coefficiente di sicurezza del palo per resistenza di punta

$\mu_L$  = coefficiente di sicurezza del palo per resistenza laterale

$E_g$  = coefficiente di efficienza dei pali in gruppo:

- in terreni coesivi:

a) per plinti rettangolari (secondo *Converse-La Barre*):

$$E_g = 1 - \arctan \frac{D}{i} \cdot \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

con

$m$  = numero delle file dei pali nel gruppo

$n$  = numero di pali per ciascuna fila

$i$  = interasse fra i pali

b) per plinti triangolari (secondo *Barla*):

$$Eg = 1 - \arctan \frac{D}{i} \cdot 7.05E - 03$$

c) per plinti rettangolari a cinque pali (secondo *Barla*):

$$Eg = 1 - \arctan \frac{D}{i} \cdot 10.85E - 03$$

- in terreni incoerenti:

$Eg = 1$  per pali infissi

$Eg = 2/3$  per pali trivellati

## b) Pali resistenti a trazione

- Il carico ultimo del palo a trazione vale:

$$Q_{lim} = Q_{later} + \text{Peso palo}$$

- Il carico ammissibile risulta invece pari a:

$$Q_{amm} = Q_{lim} / \mu L$$

## 7.4 CAPACITÀ PORTANTE DELLE PLATEE

La verifica agli S.L.U. delle platee di fondazione risulta particolarmente difficoltosa poiché tali fondazioni spesso hanno forme non rettangolari e pertanto non è possibile valutarne la capacità portante attraverso le classiche formule della geotecnica.

Per potere valutare la portanza delle platee si è quindi implementato un tipo di verifica in cui la fondazione viene modellata per intero (potendo essere costituita, nella forma più generale, da travi rovesce, plinti, pali e platee).

In particolare, gli elementi strutturali vengono modellati in campo elastico lineare, mentre il terreno viene modellato come un letto di molle:

- a) lineari elastiche e non reagenti a trazione per le platee;
- b) molle non lineari elasto-plastiche non reagenti a trazione per le travi *Winkler* ed i plinti diretti.

Per le molle elastiche delle platee viene calcolato anche il limite elastico, al fine di bloccare il calcolo del moltiplicatore dei carichi qualora venga raggiunto tale limite.

Il legame di tipo elastico reagente a sola compressione è ottenuto utilizzando come rigidità all'origine la costante di *Winkler* del terreno. Il modello così ottenuto è in grado di tenere in conto dell'eterogeneità del terreno in maniera puntuale. Su tale modello viene quindi condotta un'analisi non lineare a controllo di forza immettendo le forze agenti sulla fondazione.

Il calcolo viene interrotto quando le molle delle platee attingono al loro limite elastico o qualora venga raggiunto uno stato di incipiente formazione di cerniere plastiche nelle travi *Winkler*. In corrispondenza a tali eventi viene calcolato il moltiplicatore dei carichi.

## 7.5 CALCOLO DEI CEDIMENTI

Il calcolo viene eseguito sulla base della conoscenza delle tensioni nel sottosuolo.

$$\mu = \int \frac{\sigma(z)}{E} dz$$

essendo

E = modulo elastico o edometrico

$\sigma(z)$  = tensione verticale nel sottosuolo dovuta all'incremento di carico q

La distribuzione delle tensioni verticali viene valutata secondo l'espressione di *Steinbrenner*, considerando la pressione agente uniformemente su una superficie rettangolare di dimensioni B e L:

$$\sigma(z) = \frac{q}{4\pi} \left[ \frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V+1)}{V(V+V1)} + \left| \arctan \frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V}}{V-V1} \right| \right]$$

con:

$$M = B / z$$

$$N = L / z$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V1 = (M \times N)^2$$

## 8. CONCLUSIONI

Dall'analisi delle tematiche geologiche, geomorfologiche e sismiche si evince che:

In base alle disposizioni della vigente normativa sulle costruzioni, **i terreni che interessano il sito in esame appartengono alle categorie di suolo B** (area parco e area sottostazione elettrica) della nuova classificazione sismica, ossia trattasi di *"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 parametri geotecnici utilizzati in questa relazione, provengono da dati bibliografici ricavati sulla medesima litologia. I parametri riportati sono valori di massima con l'intento di dare un supporto all'elaborazione della caratterizzazione geotecnica.

Si fa riferimento ad un modello geologico tecnico preliminare esteso all'intera area parco e alla zona di ubicazione della sottostazione.

Si precisa che i dati sopra elencati sono, in via del tutto preliminare, a tal proposito sarà necessario in una fase successiva programmare una campagna di indagini dirette ed indirette per determinare, in maniera puntuale, un modello geotecnico rappresentativo delle condizioni stratigrafiche e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni ai fini fondali.

Dalle risultanze ottenute sulla base degli elementi a disposizione si evince che l'area di progetto non presenta criticità geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche tali da comprometterne l'utilizzo per i fini progettuali.

Per tutto quanto in dettaglio si fa espresso rimando ai paragrafi precedenti.

IL GEOLOGO

Dott. Lucia Santopietro