



REGIONE PUGLIA



PROVINCIA di FOGGIA



COMUNE di FOGGIA



Progetto Uno

Progetto Uno s.r.l. via Napoli, 116 - cap. 95127 Catania (CT)
amm.: Oliver Lutz - cod. fisc. 0585151074 Tel.:3386386396

PROGETTO DEFINITIVO

Progetto per la realizzazione di un impianto eolico denominato "Wind 1" della potenza nominale di 54,4 MW nel Comune di Foggia loc. Cantone

Decreto Legislativo 29 dicembre 2003 n° 387- Attuazione della direttiva 2001/77/CE
Promozione dell'energia elettrica da fonti rinnovabili nel mercato interno dell'elettricità'

ELABORATO

Relazione Geologica e modellazione geomeccanica

FORMATO

SCALA

CODICE DOCUMENTO

NOME FILE

A4

/

SOC.

DISC.

TIPO DOC.

PROG.

REV.

PRO

SPEC

REL

002

A

PRO-GEOL-REL-002

Coordinamento
e Progettazione



Studio Tecnico Associato

ing. Giovanni Bruno - arch. G.Farinola
Viale Europa, 62/a Foggia (FG)
Tel. 0881373998 - 3356013949
E-mail: ingbruno@tiscali.it

Studio Archeologico



Dott. Antonio Mesisca

Via Aldo Moro B/5 82021 Apice (BN)
Tel. 3271616306
E-mail: mesisca.antonio@virgilio.it

Studio Geologico e
consulenza ambientale

Geol. Francesco Ferrante

Studio di Geologia Tecnica e Ambientale
Via Attilio Benvenuto, 76 - Foggia (FG)
Tel. 0881742216 - 3385654577
E-mail: ferrantegeo@gmail.com

Studio Agronomico

Dott. Antonio Totaro

Viale L. Da Vinci, 1 Manfredonia (FG)
Tel. 3486403829
E-mail: atotaro033@gmail.com

Studio Paesaggistico

Arch. Giuseppe Farinola

Viale Europa, 62/a Foggia (FG)
Tel. 0881373998 - 3387535391
E-mail: agfarinola@virgilio.it

Studio Elettrico



Sciacca & Partners S.r.l.

C.so Vittorio Emanuele III, 51
96015 Francofonte (SR)
CF e P.IVA: 01871700892
E-mail: noi@sciaccapartners.it

Rilievo Topografico



Studio Tecnico

Dott. Agr. Rocco Iacullo

Via Padre Antonio da Olivadi, 89 - Foggia
Tel. 0881665592 - 3930051965
E-mail: studioiacullo@gmail.com

Studio Acustico

Ing. Michele Russo

Via Mascagni, 1 - Margherita di Savoia (BT)
Tel. 3495343724
E-mail: russomicheleing@gmail.com

Rev.

Data

Oggetto della revisione

Elaborazione

Verifica

Approvazione

Premessa	2
Cenni geologici e tettonici	3
<i>Quadro geologico di area vasta</i>	<i>3</i>
<i>Quadro geologico di progetto</i>	<i>4</i>
Situazione litostratigrafica generale e locale	7
Origine e natura dei litotipi	7
Stato di alterazione e degradabilita'	8
Lineamenti geomorfologici della zona	9
<i>Carta geomorfologica</i>	<i>9</i>
Processi morfologici	10
Dissesti in atto e potenziali	11
Geometria e caratteristiche delle superfici di discontinuita'	11
Condizioni idrogeologiche ed idrografiche	11
<i>Carta Idrogeomorfologica</i>	<i>12</i>
Ubicazione e modalità esecutive dei sondaggi preliminari	13
Analisi litostratigrafica e ricostruzione del substrato	15
Caratteristiche geotecniche e parametri fisico-meccanici	16
Calcolo dell'incremento tensionale	17
Interazione terreno – fondazione	19
Analisi dei fenomeni di rottura locale	21
Verifiche dinamiche	22
Valutazioni sul coefficiente di sicurezza	23
Analisi dei fronti di scavo	23
Conclusioni	24
Allegati	
a) Inquadramento su ortofoto dell'area di progetto	26
b) Calcoli geotecnici preliminari	27
<i>Modellazione geomeccanica attesa e modelli di riferimento</i>	<i>27</i>

PREMESSA

Su incarico della società **PROGETTO UNO** S.r.l., con sede in Catania alla Via Napoli 116, è stata redatta la seguente **Relazione Geologica e Modellazione geomeccanica preliminare** relativa alla realizzazione di un Parco Eolico denominato Progetto "WIND1" da realizzarsi nel comune di Foggia, ricadente nel Fg. 164 C.G.I., località "Cantone"

L'incarico avuto dalla società **PROGETTO UNO** S.r.l., prevede la redazione della presente Relazione Geologica e l'individuazione del modello geomeccanico di riferimento, al fine di pervenire ad una valutazione preliminare della caratterizzazione geologica e della modellazione fisico-meccanica dei terreni interessati.

Definito il modello geomeccanico di riferimento per i terreni in questione si è provveduto ad elaborare, secondo le metodologie più idonee, le valutazioni d'interesse per la definizione del piano di posa delle fondazioni, della capacità portante, del coefficiente di fondazione, delle verifiche L.T. e B.T. ed altre indicazioni utili per la progettazione delle strutture accessorie. La successiva campagna geognostica sarà definita nel dettaglio delle indicazioni proposte dal modello geomeccanico di riferimento.

CENNI GEOLOGICI E TETTONICI

L'area oggetto del presente studio ricade nel foglio 164 "Foggia" - scala 1:100.000 della Carta Geologica d'Italia. Il quadro geologico generale è contestualizzabile nel seguente modello deposizionale di riferimento:

Quadro geologico di area vasta

PQa - *Argille e argille marnose grigio-azzurre* (Pliocene - Calabriano).

Con questa sigla sono state indicate le argille e argille marnose, talora sabbiose, di colore grigio-azzurrognolo, che costituiscono la parte più bassa della serie plio-quadernaria affiorante.

L'esame micropaleontologico dei campioni ha permesso il riconoscimento di una fauna caratterizzata da Cassiduline, Bulimine, Bolivine, Rotalie e Globigerine. Tale associazione fa attribuire le argille in questione ad una età pliocenica e, probabilmente, in parte calabriana.

PQs - *Sabbie e sabbie argillose* (Pliocene sup. - Calabriano s.l.).

In continuità di sedimentazione con **PQa** si hanno, in alto, sedimenti sabbiosi, in parte argillosi, con intercalazioni arenacee giallastre e lenti di ciottoli. Questa unità rappresenta il termine più alto della serie pliocenico-calabriana.

br - *Brecce a elementi calcarei* (Pleistocene?)

Brecce cementate a elementi calcarei con spigoli arrotondati. Questi depositi sono probabilmente il prodotto della abrasione marina che ha spianato in due ordini di terrazze i sedimenti mesozoici e miocenici. L'età è probabilmente pleistocenica.

Qm₂ - *Sabbie giallastre con fauna litorale* (Pleistocene).

Sabbie di colore giallastro, pulverulente, con abbondanti concrezioni calcaree e caratterizzate da una fauna a molluschi marini di facies litorale (*Pecten, Chliamys*). Sono quasi ovunque ricoperte da un crostone calcareo sabbioso straterellato. Verso ovest, nel foglio « Lucera », fanno passaggio laterale a depositi ciottolosi contraddistinti con la sigla **Qc₂**. L'età è pleistocenica.

FORMAZIONI CONTINENTALI QUATERNARIE

Qc - *Ciottolami poligenici* (Pleistocene).

Ciottolami poligenici, con ganga sabbiosa, generalmente poco cementati, ad elementi calcarei di dimensioni fino a 30 cm di provenienza appenninica. Questi terreni sono al tetto di **PQa** e sono ritenuti sottostanti a **Qm₂**. L'età è pleistocenica.

cg - *Conglomerati calcarei* (Pleistocene-Olocene).

Conglomerati a elementi della serie mesozoica, di dimensioni molto variabili, moderatamente cementati, con sottili intercalazioni sabbiose. Questo deposito costituisce probabilmente il prodotto di un rimaneggiamento marino di sedimenti fluviali. L'età è attribuibile genericamente al Pleistocene-Olocene.

s, d - *Cordoni litorali e dune* (Olocene).

Questi depositi sono stati individuati lungo tutto l'arco del Golfo di Manfredonia e costituiscono una ristretta fascia sabbiosa che limita la linea di costa dalle aree bonificate.

Qt₃ - *Alluvioni terrazzate* (Olocene).

Formate in prevalenza da sedimenti sabbioso-argillosi, subordinatamente ciottolosi, presentano frequentemente terre nere e incrostazioni calcaree. Tali alluvioni terrazzate assumono una certa importanza lungo i corsi dei tre torrenti principali: Candelaro, Cervaro, e Carapelle.

dc - *Depositi colluviali ed eluviali* (Olocene).

Questi depositi sono presenti nell'area di affioramento della Serie Mesozoica e sono rappresentati da « terra rossa » e terriccio bruno, incoerente.

Q, dt - *Alluvioni recenti e conoidi di deiezione, detriti di falda*.

I depositi alluvionali recenti occupano i fondovalle dei corsi principali. Le conoidi e i detriti di falda sono essenzialmente legati alla grande scarpata morfologica che costituisce il limite settentrionale del foglio.

ac - *Alluvioni per colmata*.

Eseguite in vari decenni dal Conserzio Generale per la Bonifica e la Trasformazione Fondiaria della Capitanata, si estendono nell'area che ai primi del '900 era occupata dai laghi Contessa, Verzantino e dal Pantano Salso.

Quadro geologico di progetto

In particolare nell'area in oggetto del presente studio sono state rilevate le seguenti formazioni:

PQa - *Argille e argille marnose grigio-azzurre* (Pliocene - Calabriano).

Con questa sigla sono state indicate le argille e argille marnose, talora sabbiose, di colore grigio-azzurrognolo, che costituiscono la parte più bassa della serie plio-quadernaria affiorante.

L'esame micropaleontologico dei campioni ha permesso il riconoscimento di una fauna caratterizzata da Cassiduline, Bulimine, Bolivine, Rotalie e Globigerine. Tale associazione fa attribuire le argille in questione ad una età pliocenica e, probabilmente, in parte calabriana.

PQs - *Sabbie e sabbie argillose* (Pliocene sup. - Calabriano s.l.).

In continuità di sedimentazione con **PQa** si hanno, in alto, sedimenti sabbiosi, in parte argillosi, con intercalazioni arenacee giallastre e lenti di ciottoli. Questa unità rappresenta il termine più alto della serie pliocenico-calabriana.

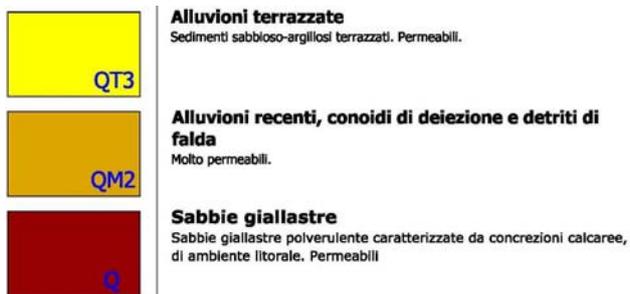
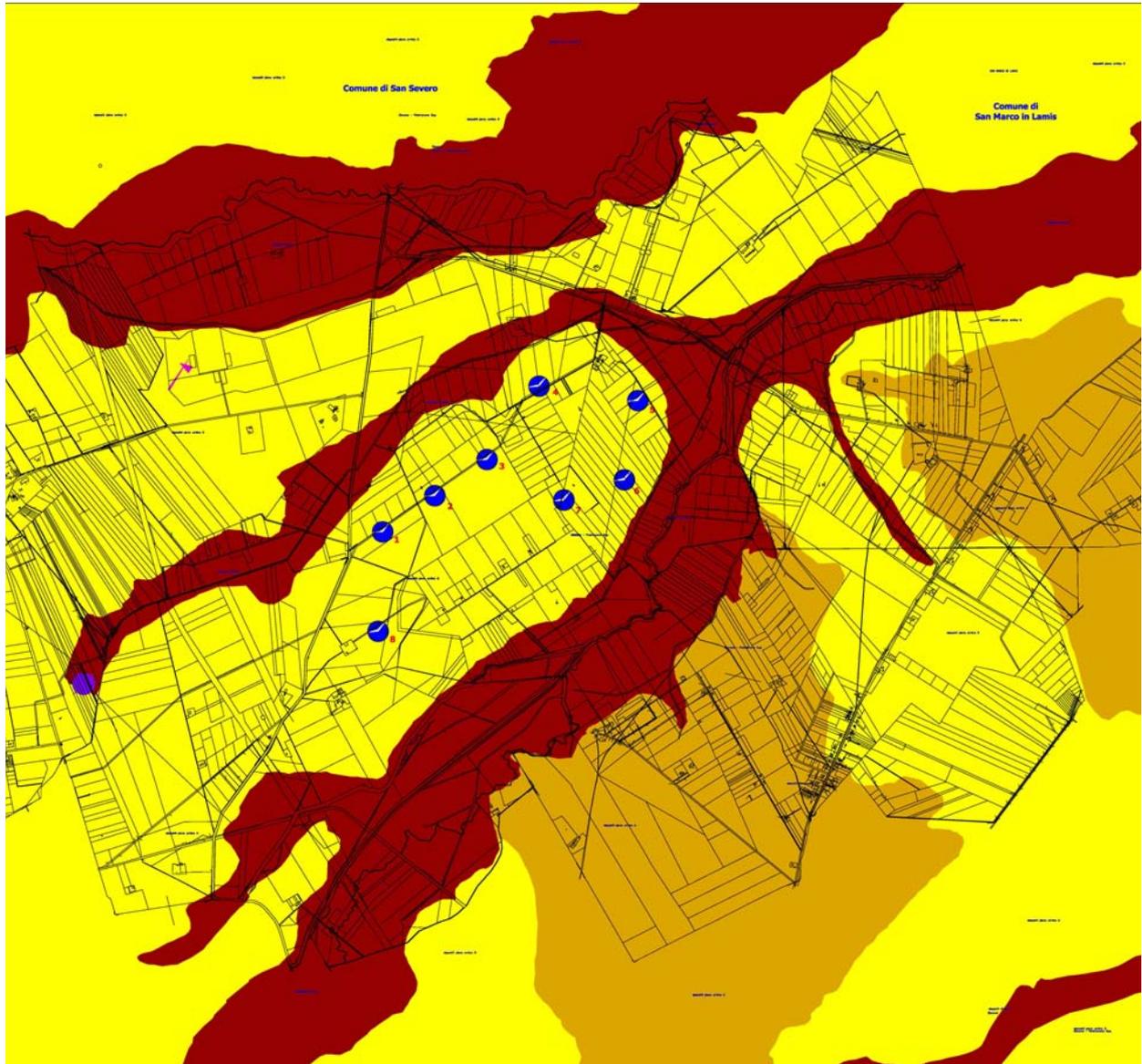
Qm₂ - *Sabbie giallastre con fauna litorale* (Pleistocene).

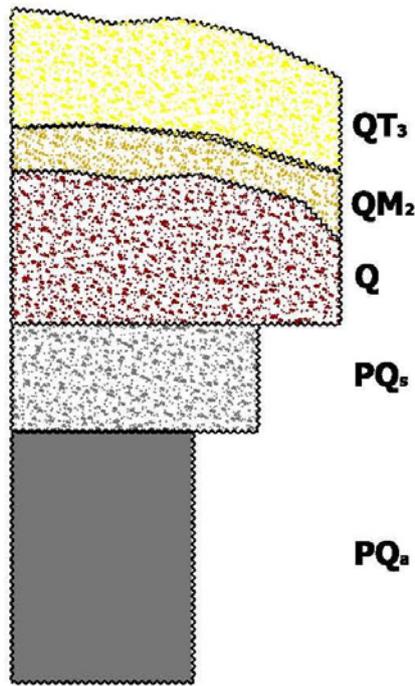
Sabbie di colore giallastro, pulverulente, con abbondanti concrezioni calcaree e caratterizzate da una fauna a molluschi marini di facies litorale (*Pecten*, *Chliamys*). Sono quasi ovunque ricoperte da un crostone calcareo sabbioso straterellato. Verso ovest, nel foglio « Lucera », fanno passaggio laterale a depositi ciottolosi contraddistinti con la sigla **Qc₂**. L'Età è pleistocenica.

Qt₃ - Alluvioni terrazzate (Olocene).

Formate in prevalenza da sedimenti sabbioso-argillosi, subordinatamente ciottolosi, presentano frequentemente terre nere e incrostazioni calcaree. Tali alluvioni terrazzate assumono una certa importanza lungo i corsi dei tre torrenti principali: Candelaro, Cervaro, e Carapelle.

Carta geologica generale (rif. All. _Scala 1:10.000)



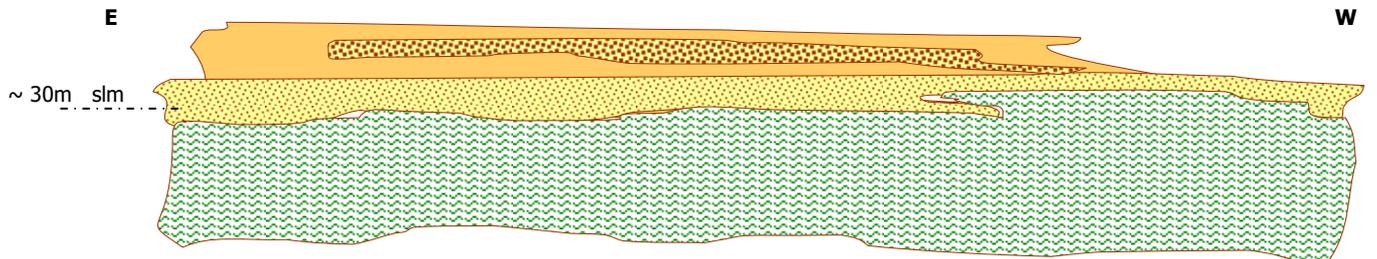


Serie dei depositi plio-pleistocenici

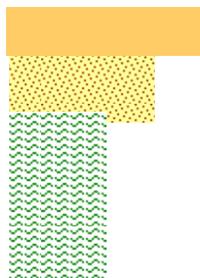
Si tratta, nel complesso di una serie sabbioso-argillosa con episodi conglomeratici alla base ed alla sommità. Pertanto si può dire che essa rappresenta genericamente un intero ed unico ciclo sedimentario, anche se i termini più alti possono comprendere episodi secondari di oscillazioni marine e di alluvionamento.

Documentazioni paleontologiche e considerazioni di carattere stratigrafico e morfologico portano a ravvisare in questa serie sedimenti depositi dal Pliocene inferiore al Pleistocene medio. Il Pliocene è riconoscibile in affioramento solo in facies conglomeratica e sabbiosa all'appoggio sulle formazioni pre-plioceniche sui bordi sud-orientali del bacino. Il Pliocene inferiore-medio in facies argillosa è stato riscontrato solo nelle trivellazioni; i terreni argillosi affioranti contengono, infatti, faune non più antiche del tardo Pliocene al passaggio col Pleistocene. Pliocene e Calabriano si susseguono quindi

in continuità di sedimentazione.



Schema dei principali **rapporti stratigrafici** dell'area



Sabbie giallastre con ciottoli di media e grandi dimensioni: debolmente cementati e con intercalazioni di sabbie ed arenarie

Sabbie e sabbie argillose a volte con livelli arenacei giallastri e lenti sabbiose

Argille e argille marnose grigio-azzurrognole localmente sabbiose

Dal punto di vista tettonico, non sono evidenti strutture significative riconducibili ai noti fenomeni di fratturazione. I sedimenti pleistocenici quindi non presentano evidenti deformazioni e nel loro insieme, formano una serie di modeste anticlinali debolmente inclinati con prevalente direzione di asse verso NW.

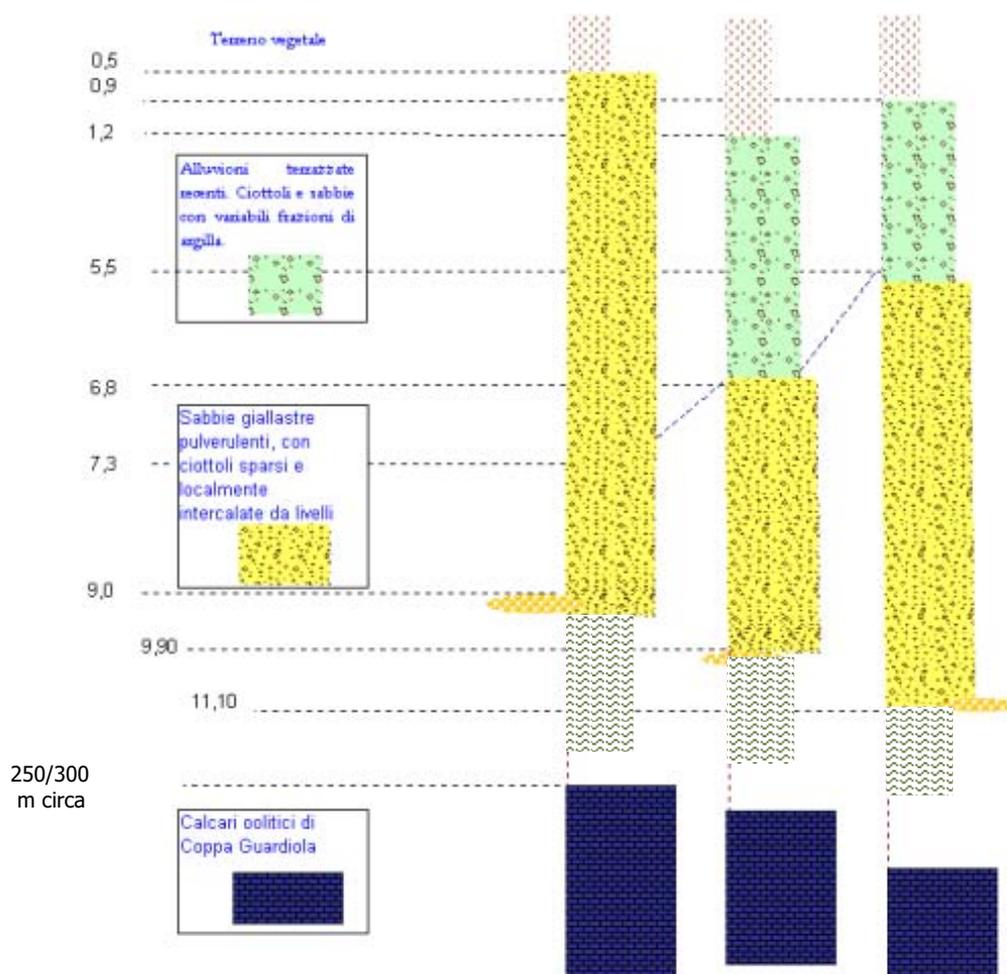
SITUAZIONE LITOSTRATIGRAFICA GENERALE E LOCALE

L'area oggetto di studio presenta una situazione litostratigrafica caratterizzata dal piano basale delle **argille e argille marnose** grigio-azzurrognole, rinvenute nell'area NW a profondità comprese tra i 35 ed i 45 m di profondità. Tale profondità diminuisce man mano che ci si sposta verso S ed W sino all'affioramento in superficie del livello argilloso grigio-azzurro.

La ricostruzione dei rapporti giaciture delle formazioni prevalenti della zona (Ricostruzione dei rapporti giaciture), è stata effettuata correlando;

- ✚ i dati raccolti in seguito al rilevamento di dettaglio condotto in campagna;
- ✚ i risultati delle prove penetrometriche realizzate lungo due direttrici d'indagine che hanno tenuto conto dello sviluppo areale del parco eolico;
- ✚ i dati in possesso dello scrivente conseguenti ad attività di ricerca idrogeologica nel relativo bacino.

La ricostruzione litostratigrafica locale viene di seguito schematizzata.



ORIGINE e NATURA dei LITOTIPI

I litotipi riscontrati appartengono in parte alle formazioni marine pleistoceniche prodotte dall'abrasione marina ed in parte dalla successiva rielaborazione fluviale. L'elemento caratterizzante è costituito dall'irregolare alternanza di depositi conglomeratici con ciottoli di medie e grandi dimensioni, alternati a livelli sabbiosi con percentuali variabili dal debolmente argilloso all'argilloso. La componente pelitica variabile da luogo a luogo, di prevalente origine detritica con brecce ed elementi poligenici prevalentemente calcarei in matrice sabbiosa è localmente caratterizzata da livelli di cementazione più o meno spinti.

STATO DI ALTERAZIONE E DEGRADABILITA'

Per quanto riguarda l'alterazione non sono da segnalare aspetti articolari legati alle variazioni termiche o chimiche, non essendo visibili alterazioni superficiali.

Sotto l'aspetto della degradabilità si sottolinea come la configurazione morfologica locale sia favorevole all'azione erosiva delle acque superficiali di ruscellamento verso la naturale pendenza morfologica. All'incirca i primi 70/90 cm di terreno superficiale risulta costituito da terreno vegetale, intendendo con tale termine un terreno in minima parte di riporto e per il resto caratterizzato dal seguente profilo pedologico:

- O orizzonte organico indecomposto
- Ao orizzonte organico decomposto
- A orizzonte eluviale

In relazione alle condizioni climatiche medie della zona, i processi pedologici prevedibili sono costituiti da microdeposizioni di concentrazioni di carbonato di calcio in forma di noduli inseguito a fenomeni di imbibizione e di rapido essiccamento. Quest'ultimo produce, là dove la componente argillosa è notevole, caratteristiche strutture poligonali.

Le singole strutture dei vari orizzonti non risultano alterate, in modo particolare, da tecniche di coltura. A completamento di quanto detto si desume che anche il naturale drenaggio sub verticale delle acque di infiltrazione efficace risulta ostacolato dai soli microstrati rimaneggiati a permeabilità relativa minore più superficiali.

Si sono rilevati, nel rispetto delle pendenze morfologiche drenaggi naturali delle acque superficiali lungo le linee di displuvio naturale con pendenza media intorno ai 2° in direzione N-NE.

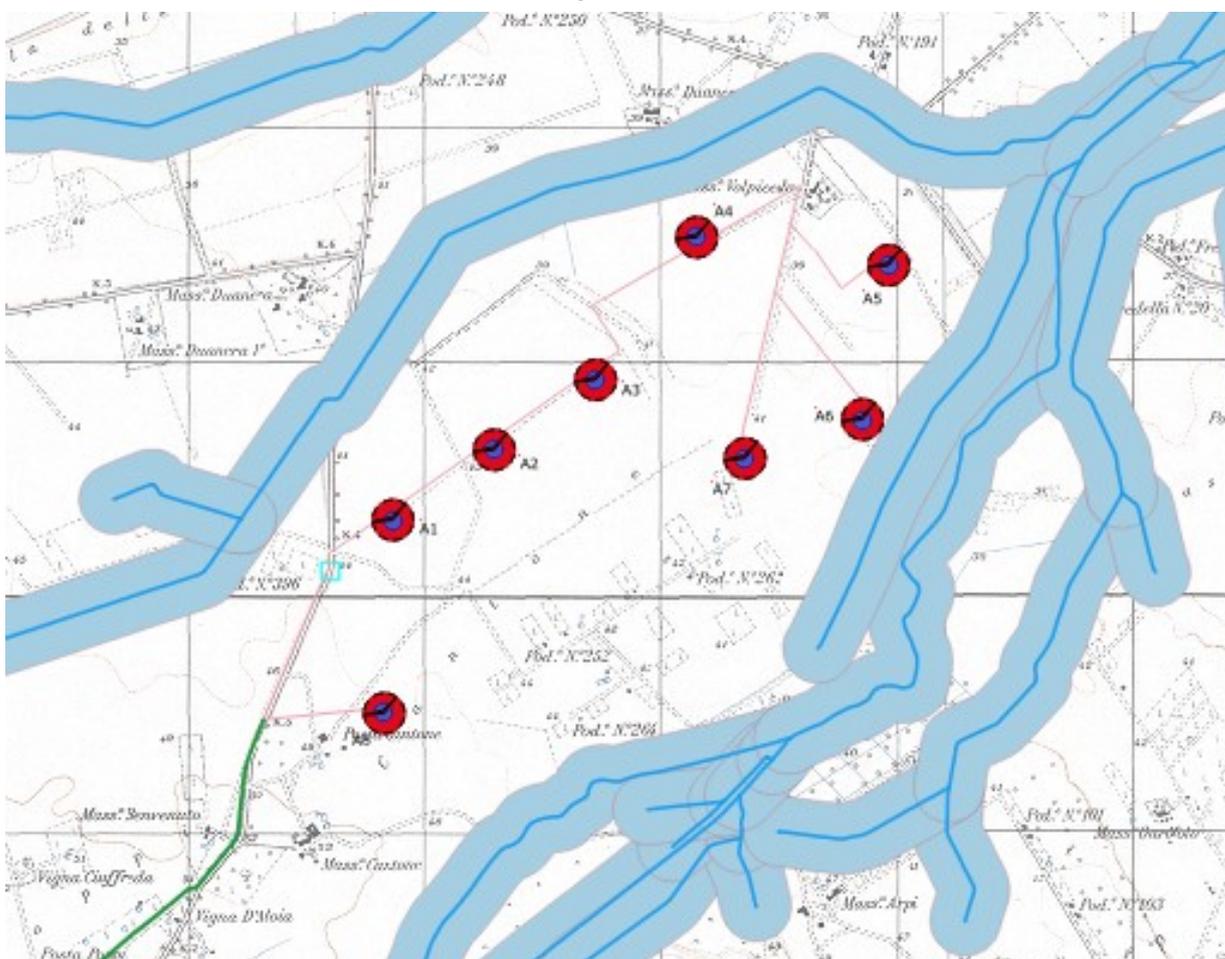
Non sono evidenti strutture tipo "fornello" come potenziali sedi di accumulo provvisorio delle acque piovane, in dimensione significativa rispetto ad eventuali aumenti delle pressioni interstiziali e delle conseguenti valutazioni geotecniche.

LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI della ZONA

L'altitudine del territorio oscilla dai 30 (area NW) ai 45 (area SE) metri s.l.m. . Il quadro geomorfologico rientra nel tipico paesaggio determinato dall'evoluzione delle formazioni plio-pleistoceniche a prevalente componente conglomeratica. Le differenze morfologiche sono legate alla maggiore o minore percentuale di componente limo-argillosa nelle sabbie e della matrice nei conglomerati. Laddove la componente sabbioso-conglomeratica prevale, le forme rilevabili sono in prevalenza caratterizzate da declivi dolci (2-3°) con gropponi tondeggianti e fianchi a modesta pendenza se non interrotti da pendenze di origine erosiva. L'aumento della componente pelitica verso materiali più resistenti comporta l'evoluzione in forme più irregolari e frastagliate.

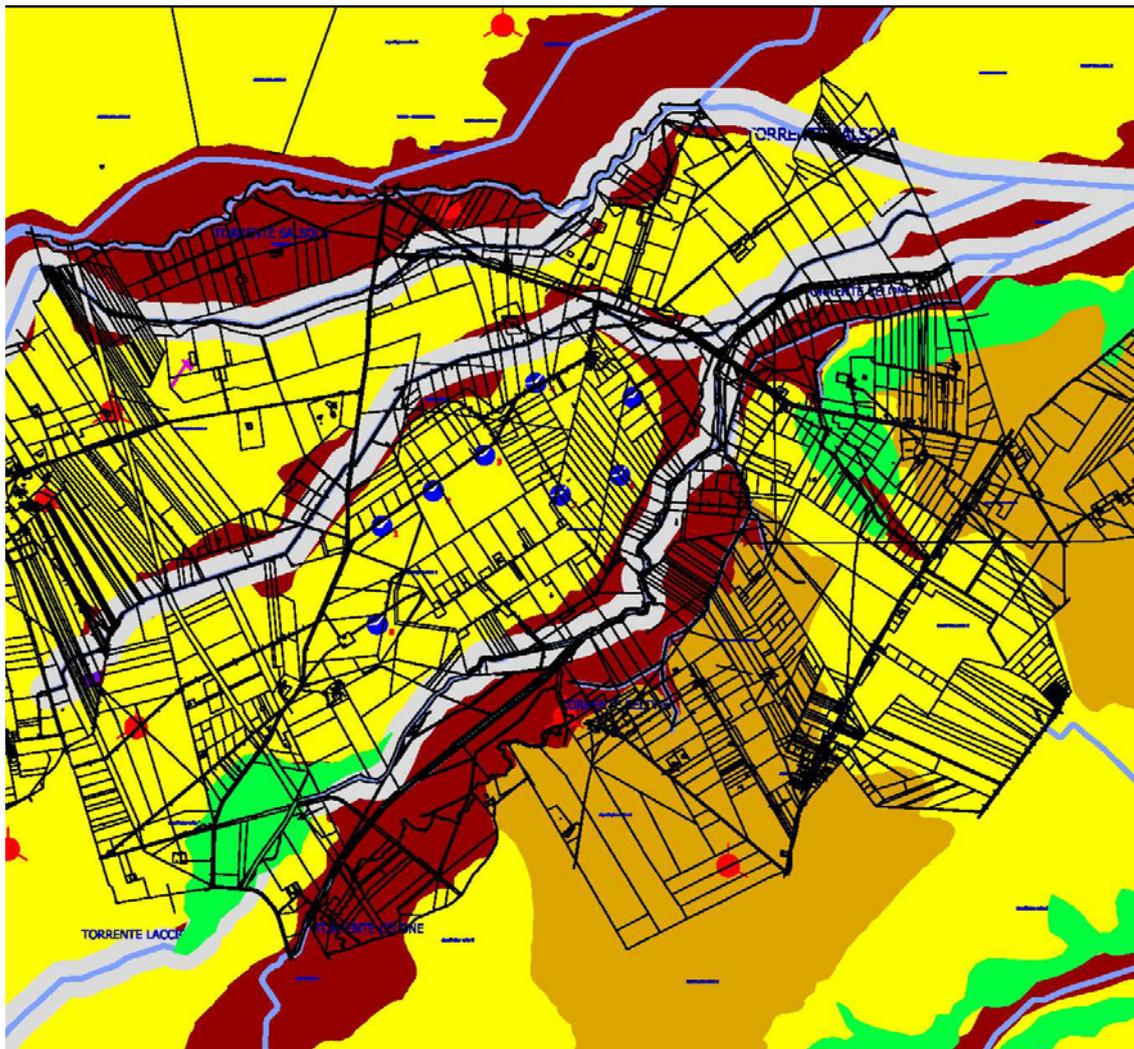
Di seguito si riportano le principali elaborazioni relative alla determinazione degli elementi geomorfologici significativi presenti nell'area.

Carta Geomorfológica (Rif. All. – Scala 1:10.000)



PROCESSI MORFOLOGICI

Il rilevamento geologico condotto in campagna ha evidenziato come unico processo morfologico in atto, la presenza, di alcuni punti di impluvio fiancheggiati da microscarpate (15/30 cm) conseguenti all'azione di ruscellamento superficiale delle acque piovane, convogliate in modo rapido verso NNE su reticolo idrografico giovane e ben localizzato lungo l'interasse stesso. Il ruscellamento superficiale è medio e non facilitato dalla pendenza del piano morfologico, con la canalizzazione verso il T. Celone e Canale Duanera. Il reticolo idrografico locale, nell'area di progetto ha linee di pendenza ben definite che indicano la possibilità, in occasione di eventi intensi di pioggia, di aree di possibile allagamento. Il livello di pericolosità geomorfologica dell'area vasta di progetto non supera il PG1. IL buffer riportato è di 150 m.



Le condizioni morfologiche non indicano elevati rischi di modificazione della stabilità delle, anche perché, il reticolo confinante ha linee di deflusso verso N-NE e la pendenza media (1-3°) garantisce una sufficiente dissipazione verso N-NE delle acque di ruscellamento. L'aumento della permeabilità media dei terreni sabbiosi, affioranti nell'area N-NW e S-SE del reticolo idrografico locale, grazie ad una diminuzione della componente pelitica superficiale è ulteriore garanzia di buona infiltrazione delle acque di ruscellamento

superficiale. Non sono presenti accumuli colluviali significativi in grado di ipotizzare notevoli quantità di materiali eluviali messi in movimento dalle azioni di ruscellamento.

DISSESTI in ATTO e POTENZIALI

L'indagine si è indirizzata a rilevare eventuali effetti legati alla subsidenza, indotta dall'eventuale sfruttamento non sostenibile della risorsa idrica sotterranea oltre a rilevare eventuali processi di consolidazione nelle vicinanze di strutture già esistenti nella zona.

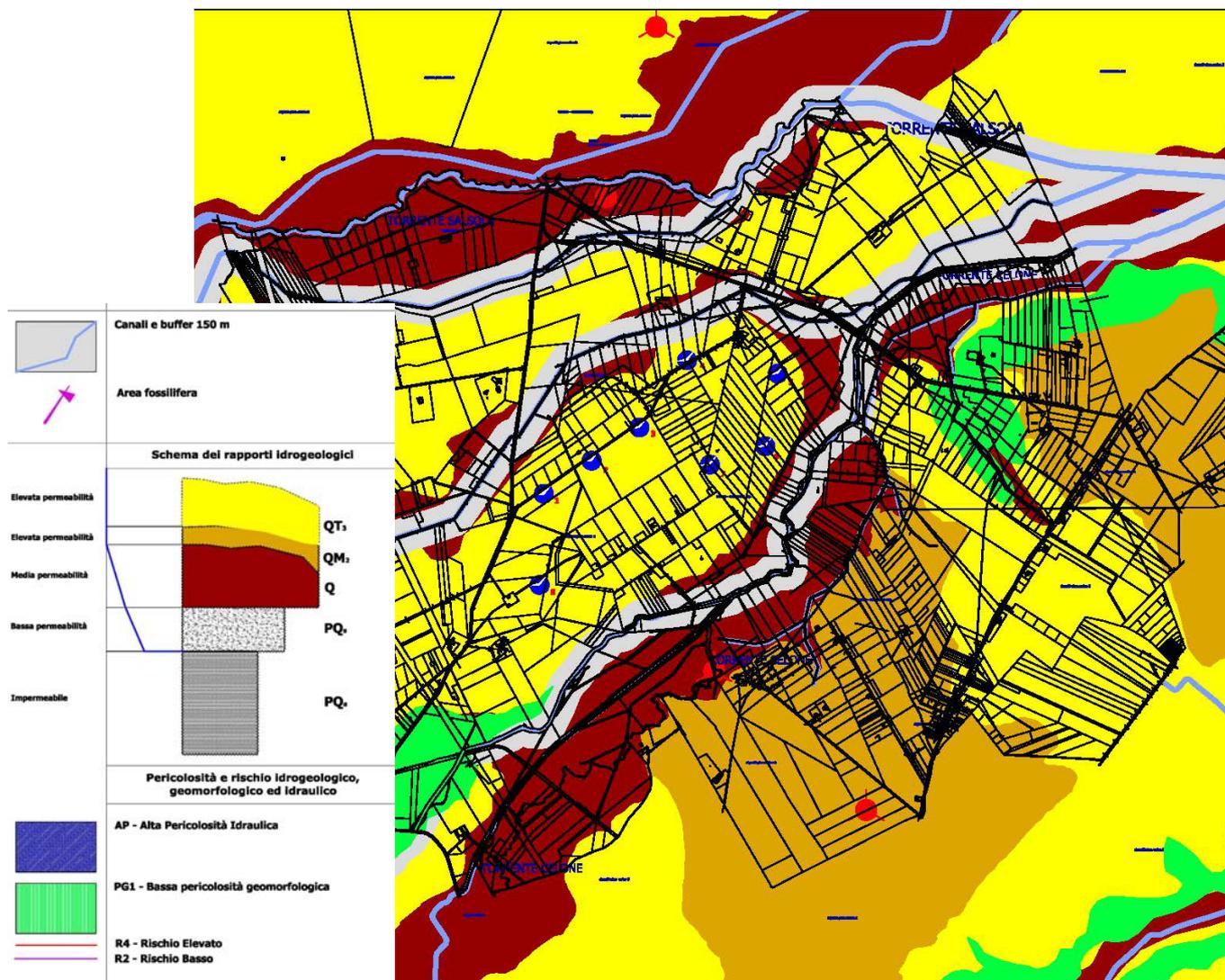
Entrambi gli aspetti non sono risultati significativi. Peraltro, la prima falda con portata variabile dai 2 ai 3 l/s è individuata intorno ai 15/20 m di profondità, attestata nelle sabbie con impermeabile argilloso di base.

GEOMETRIA e CARATTERISTICHE delle SUPERFICI di DISCONTINUITA'

Le superfici di separazione tra litotipi differenti sono ovviamente irregolari; ciò è dovuto sia alla natura deposizionale degli stessi, a formare depositi lenticolari e passaggi eteropici di facies, sia alla successiva rielaborazione da parte di agenti fluviali. L'immersione generale delle formazioni indicate è in direzione NNE e N. Non sono evidenti superfici di discontinuità tettoniche o erosive. Non si rilevano terrazzi fluviali nell'area prevista di collocazione delle turbine per le quali necessitano verifiche di stabilità puntuali.

CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE ED IDROGRAFICHE

Dalla ricostruzione litostratigrafica del terreno s'individuano al di sotto della copertura vegetale e dello strato di riporto del terreno litotipi permeabili per porosità la cui variazione verticale ed orizzontale di permeabilità è essenzialmente legata alla variazione percentuale della frazione pelitica, al grado di sovraconsolidazione e micropeds dell'unità basale a frazione pelitica maggiore e dal grado di microfratturazione presente nell'unità cementata per la quale si può configurare un tipo di infiltrazione efficace concentrata. L'area ricade in un contesto idrogeologico tipicamente alluvionale caratterizzato da serbatoi a struttura lentiforme la cui profondità dal piano campagna aumenta verso NNW a causa del progressivo abbassamento del substrato "impermeabile" in tale direzione costituito dalle argille grigio-azzurre. A tali potenziali serbatoi sono alternati depositi ghiaioso-sabbiosi a permeabilità relativa maggiore. La serie idrogeologica presenta una permeabilità primaria bassa $< 10^{-4}$ cm/s nelle sabbie addensate ed una permeabilità media $\approx 10^{-4}$ cm/s nelle sabbie sciolte ed una medio – alta $> 10^{-4}$ cm/s nei conglomerati sabbiosi in relazione all'assortimento percentuale granulometrico. La direzione prevalente del deflusso sotterraneo è verso NE.



Carta Idrogeomorfologica (Rif. All. – Scala 1:10.000)

Dal punto di vista della pericolosità idrogeologica l'area di progetto non si colloca in alcun contesto di vincolo, presente come AP nell'area a nord del C. Duanera; dal punto di vista della pericolosità geomorfologica non sussistono quindi vincoli nell'area di progetto (presente a sud area esterna PG1). L'area di progetto non interessa vincoli di rischio R1,R2,R3 ed R4.

Del punto di vista idrografico, si è già detto nel paragrafo "Processi morfologici". E' il caso di raccomandare, in fase di progettazione e realizzazione delle opere di drenaggio delle acque piovane, asservite alle strutture, di rispettare il naturale deflusso del reticolo esistente; tale accorgimento, peraltro giustificato da una preliminare valutazione del rapporto costi-efficacia dei sistemi drenanti da realizzare, risulta a favore del mantenimento della stabilità generale dei processi morfologici in atto.

L'unica valutazione da considerare riguarda l'eventuale determinazione preliminare della portata di deflusso sostenibile dagli attuali impluvi superficiali. Tale valutazione non può prescindere dal progetto esecutivo delle opere drenanti, in fase di progettazione; si rimanda quindi al tecnico incaricato.

UBICAZIONE e MODALITÀ ESECUTIVE dei SONDAGGI PRELIMINARI



Prima dell'esecuzione delle prove SPT, sono state realizzate tarature in affioramenti superficiali, in zone limitrofe. Le indicate indagini sono state realizzate con l'unico scopo di contestualizzare il modello geotecnico di riferimento e non di supportare una progettazione esecutiva dell'interazione terreno-fondazione. Per tale fine, necessitano indagini geognostiche dirette di dettaglio e successive analisi e prove di laboratorio.

La scelta del posizionamento, del numero e della tipologia delle prove eseguite ha tenuto conto delle preliminari informazioni raccolte in fase di rilevamento geologico, della raccolta di dati esistenti, della preliminare valutazione sugli effettivi incrementi di carico, sia in termini di tensioni orizzontali e verticali che di momenti indotti dall'operatività degli aerogeneratori e dello stato attuale della progettazione complessiva e dei risultati della campagna d'indagine diretta condotta dallo scrivente.

I sondaggi eseguiti sono stati finalizzati alla ricostruzione locale della successione stratigrafica significativa, estrapolando i dati correlabili sino alla ricostruzione del rapporto giaciturale locale.

In relazione alla tipologia della opere da realizzare ed alla definizione del modello geomeccanico più idoneo di riferimento per i calcoli successivi dei parametri geomeccanici, si è provveduto ad opportune prove di taratura in affioramenti locali.

La campagna geognostica preliminare è stata condotta in modo da poter correlare i dati ricavati da prove penetrometriche standard, ricadenti, come ubicazione, all'interno dell'area in oggetto, con quelli relativi al rilevamento superficiale condotto nella zona; tale rilevamento ha permesso di identificare affioramenti verso NNE dell'unità basale identificata come "argille grigio-azzurre" sui quali sono state eseguite prove di taratura per le successive interpretazioni geomeccaniche.

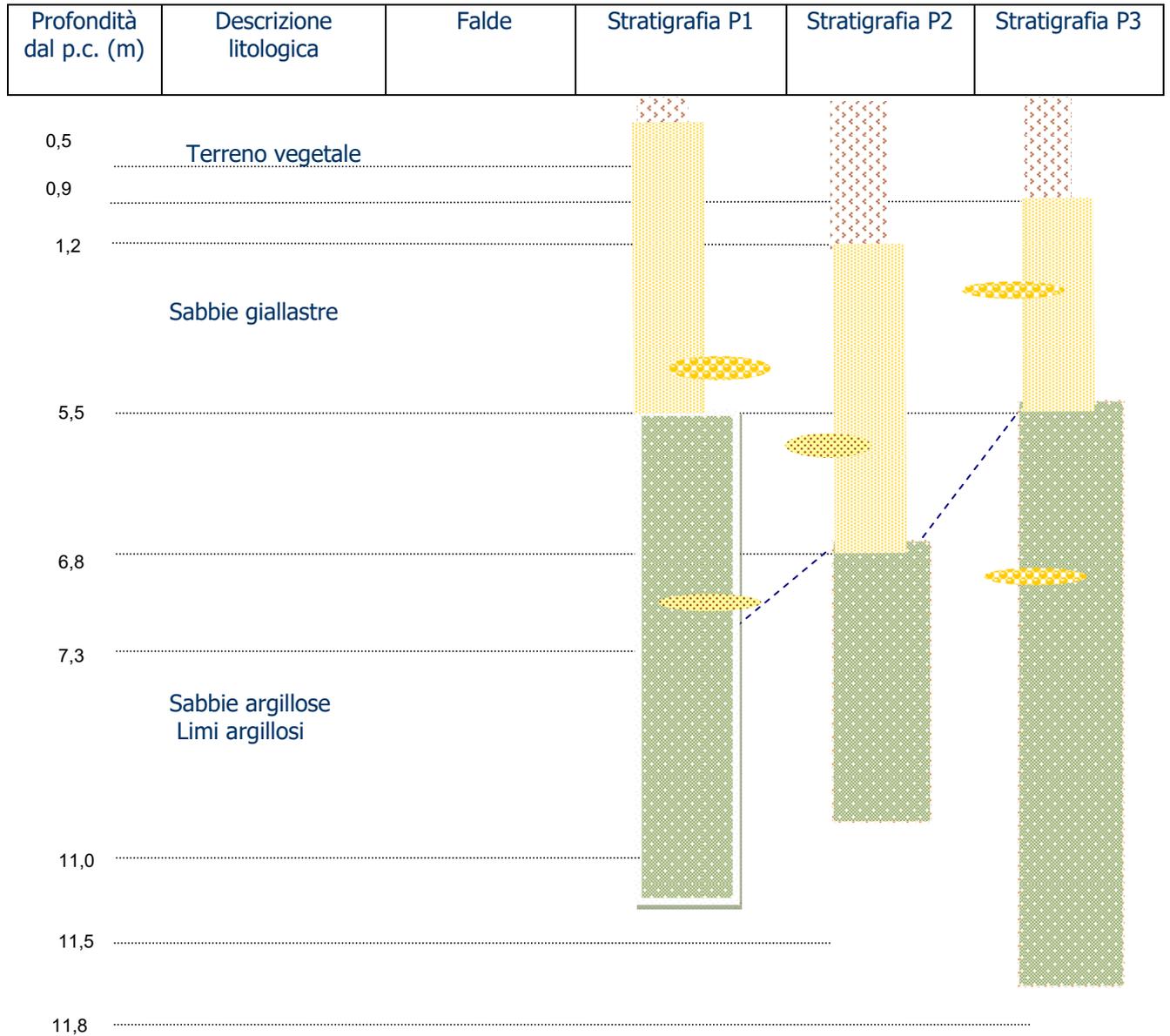
Le prove penetrometriche (P1, P2 e P3) sono state condotte infiggendo una punta conica (60°), collegata ad aste graduate nel terreno, mediante un maglio di massa 63,5 Kg cadente da un'altezza costante.

In funzione del numero di colpi necessari ad infiggere l'asta per tratti di 30 cm, si è determinato lo stato di addensamento del terreno e si sono sviluppati i calcoli di riferimento per la definizione di alcuni parametri geomeccanici utili alla successiva identificazione modello geotecnico di riferimento. La prova si concludeva quando, l'asta non avanzava più nel terreno, cioè fino al cosiddetto "rifiuto".

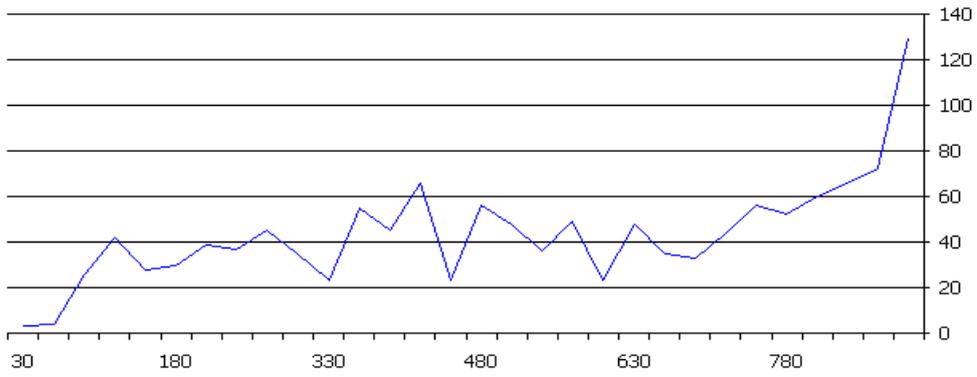
Le correlazioni ricavate sono da ritenersi buone, sia per l'assenza di particolari problemi tecnici durante l'esecuzione dei sondaggi sia per la buona correlazione riscontrata in fase interpretativa e verificata in affioramenti di taratura.

Nella figura seguente sono riportate le schede identificative e le correlazioni possibili tra i singoli sondaggi, oltre ai grafici d'interpretazione dei sondaggi.

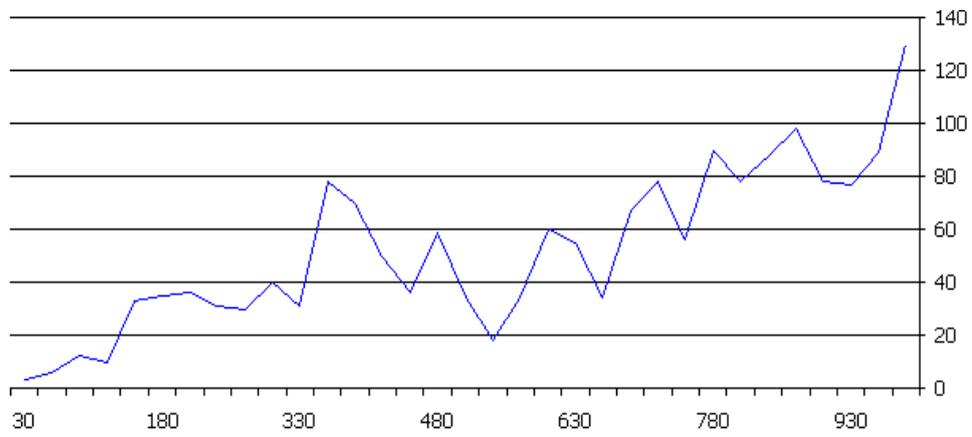
ANALISI LITOSTRATIGRAFICA e RICOSTRUZIONE del SUBSTRATO



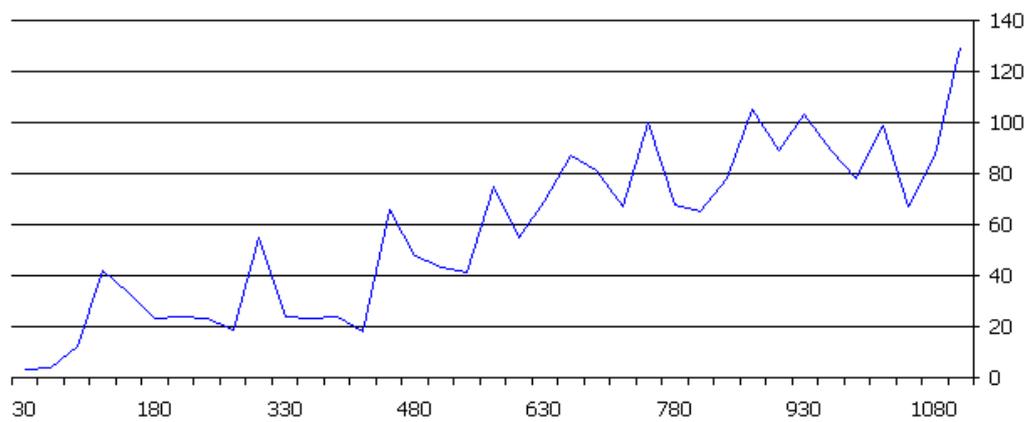
Nspt



Prova P1



Prova P2



Prova P3

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE e PARAMETRI FISICO-MECCANICI

Dalla relazione generale di progetto e dagli elaborati tecnici di riferimento sono stati determinati i carichi statici cui sarà sottoposto il terreno di fondazione in condizioni statiche e dinamiche di esercizio. Le caratteristiche strutturali degli aerogeneratori possono essere così sintetizzate:

- ✚ altezza torre (114 m)
- ✚ diametro delle pale (86 m)
- ✚ fondazione in cemento armato di 25 mt circa

Ai fini delle valutazioni geotecniche, per quanto attiene alla determinazione dei parametri geomeccanici da valutare, si è tenuto conto dell'incremento effettivo di carico cui sarà sottoposto il volume di terreno interessato:

Calcolo dell'incremento tensionale										
tensione verticale										
	t	m _q	P _v	D	t/m _q	Kg/cm _q	Z	a	%	Z/a
Pressione di contatto	740,0	100			7,40	0,74				
Detensionamento indotto dallo sbancamento			1,7	3,0	5,10	0,51				
Incremento effettivo di carico					2,30	0,23				
				5 m	1,91	0,19	5	7	83%	0,71
				7,5 m	1,61	0,16	7,5	7	70%	1,07
				10 m	1,05	0,10	10	7	55%	1,43
				15 m	0,72	0,07	15	7	45%	2,14
				20 m	0,31	0,03	20	7	30%	2,86

Calcolo dell'incremento tensionale										
tensione orizzontale										
t	m _q	P _v	D	t/m _q	Kg/cm _q	Z	a	%	Z/a	
740,0	100			7,40	0,74					
		1,7	3,0	5,10	0,51					
				2,30	0,23					
			5 m	0,46	0,05	5	7	20%		0,71
			7,5 m	0,23	0,02	7,5	7	10%		1,07

L'incremento effettivo di carico è pari a circa 2,30 t/m²; il calcolo proposto, vista la variabilità delle caratteristiche strutturali dei diversi modelli di aerogeneratore e delle fondazioni previste, ha tenuto conto di una media di superficie fondazionale pari a 100 m_q al fine di valutare le principali caratterizzazioni dei terreni interessati in modo cautelativo. I continui miglioramenti progettuali delle strutture in gioco, non rendono

possibile una valutazione precisa dei pesi e degli ingombri se non in fase esecutiva, alla quale si rimanda per le valutazioni esecutive.

L'incremento effettivo di carico, valutando le caratteristiche fisiche dei terreni interessati, può considerarsi dissipato entro i primi 25 mt di profondità (fondazione 1:1) dal piano di posa delle fondazioni (3 m), pari a 28 m dal piano campagna. Le indagini P1, P2 e P3, sono state spinte sino ad una media di 10,5m di profondità, nell'intento di individuare eventuali livelli particolarmente compressibili ed ottemperare alle prescrizioni A.G.I. .

Dalla valutazione delle prove SPT si è proceduto alla determinazione dei parametri fisico-meccanici estrapolabili ed alle conclusioni sull'affidabilità delle stesse determinazioni premettendo alcune precisazioni metodologiche e di calcolo per il modello geomeccanico di riferimento.

Dalla valutazione delle prove SPT si è proceduto alla determinazione dei parametri fisico-meccanici estrapolabili ed alle conclusioni sull'affidabilità delle stesse determinazioni premettendo alcune precisazioni metodologiche e di calcolo per il modello geomeccanico di riferimento.

Valutazioni sull'influenza delle condizioni del terreno sulla resistenza alla penetrazione

Potendo ritenere il terreno interessato dall'incremento effettivo di carico, in prevalenza a grana grossa, si sono tenuti presenti i seguenti principi teorici di riferimento per l'estrapolazione dei dati;

- 1) la prova SPT determina il collasso dinamico del terreno e, conseguentemente, la resistenza alla penetrazione dovrebbe essere una funzione dell'angolo di resistenza al taglio in termini degli sforzi efficaci e dei valori delle tensioni efficaci "operative" presenti al momento della prova. A causa della velocità della prova, tuttavia, si sviluppano delle sovrappressioni interstiziali persino in sabbie pulite uniformi, a causa della permeabilità relativa. Durante le fasi di esecuzione delle prove, il terreno è stato interpretato in condizioni intermedie tra quelle drenate e non drenate; in funzione di ciò, si è ritenuto di tenere conto delle sovrappressioni interstiziali, per $N > 15$, valutando la resistenza alla penetrazione corretta, mediante il valore $N^1 = 15 + 0.5 (N-15)$. Tale parametro non è esaustivo delle valutazioni d'influenza sulla resistenza alla penetrazione, della tensione di sconfinamento, della distribuzione granulometrica, dell'indice dei vuoti e delle eventuali modalità di rottura, ma può essere sufficientemente valutato per quelle che sono le condizioni reali del sito.
- 2) Assumendo che la resistenza alla penetrazione dinamica sia proporzionale alla tensione efficace media in corrispondenza della prova e prima della sua esecuzione, la relazione utilizzata per la determinazione della correlazione è la seguente (Clayton):

$$N = D_r^2 * (a + b * C_{oc} * \sigma_v / 100)$$

- 3) Per tenere conto dell'influenza del valore della tensione verticale efficace in sito e del valore del coefficiente di spinta a riposo K_0 si è introdotto il seguente fattore correttivo finalizzato alla normalizzazione del N_{spt} ad una tensione efficace di 100 kPa e corretta al 60% del rapporto di energia delle aste: $(N_1)_{60} / D_r^2 = 60$

In considerazione delle suddette valutazioni, i valori di D_r presi in considerazione sulla base dei valori corretti di N_{spt} sono stati i seguenti:

Valutazioni relative ai parametri geotecnici

D_r	$(N_1)_{60}$ (colpi/300 mm)
Media 35-65	8-25
Densa 65-85	25-42
Molto densa 85-100	42-58

- a) per la valutazione dell'angolo di resistenza al taglio in funzione

del valore della resistenza alla penetrazione si è considerata la relazione di Cubrinowski e Ishihara ('98) modificando il valore di $N_{78\%}$ al valore previsto di energia trasferita alle aste pari al $N_{60\%}$ con la correzione: $N_{78\%} = 60/78 * N_{78\%}$;

- b) per la valutazione di φ^1 si è utilizzata la correlazione proposta da Shioi e Fukuni, a garanzia di una sostanziale sottostima: il valore ottenuto è di 22° ;
- c) per la determinazione dei parametri di deformabilità si è utilizzato il metodo di Stroud, ritenendo che, le condizioni al contorno delle relazioni determinate, siano da ritenersi simili alla reale valutazione del sito. In tal senso, si è scelto di valutare il valore del modulo di Young esprimendo una correlazione tra modulo, $N_{60\%}$, pressione di contatto e pressione limite con $F = 3$.

In conclusione, si riporta il riepilogo delle determinazioni fisico-meccaniche secondo i principi metodologici precedentemente trattati:

$$\varphi^1 = 25^\circ - E = 750 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{formazione sabbiosa}$$

INTERAZIONE TERRENO – FONDAZIONE

Di seguito sono riportate le modalità di calcolo del carico ammissibile (in condizioni statiche) avendo assunto coefficiente di sicurezza pari a 3. Si prospettano le 4 metodologie di calcolo più utilizzate, delle quali si considera oramai superflua, quella relativa a Terzaghi. Per lo scrivente, in relazione alle caratteristiche strutturali e morfologiche del sito, l'approccio più congruo risulta il metodo di calcolo di Brinch Hansen, potendo valutare l'influenza del fattore inclinazione del pendio ed eventuale inclinazione della base delle fondazioni. Per ogni ulteriori valutazioni si rimanda al tecnico incaricato della relazione geotecnica.

Calcolo capacità portante di una fondazione superficiale - Metodo di Meyerhof

Capacità portante 2619315 Kg
 Q_{ult} (Kg/cmq) 7.28
 Q_{amm} (Kg/cmq) 2.43

$N_c = 18.049$ $N_q = 8.661$ $N_{ga} = 4.825$
 Fattori di forma
 $s_c = 1.114$ $s_q = 1.057$ $s_{ga} = 1.057$
 Fattori di profondità del piano di posa
 $d_c = 1.302$ $d_q = 1.151$ $d_{ga} = 1.151$
 Fattori di capacità portante corretti
 $N_c' = 26.185$ $N_q' = 10.539$ $N_{ga}' = 5.870$

Calcolo capacità portante di una fondazione superficiale - Metodo di Vesic

Capacità portante 3166826 Kg
 Q_{ult} (Kg/cmq) 8.80
 Q_{amm} (Kg/cmq) 2.93

$N_c = 18.049$ $N_q = 8.661$ $N_{ga} = 8.202$
Fattori di forma
 $sc = 1.120$ $sq = 1.106$ $sga = 0.900$
Fattori di profondità del piano di posa
 $dc = 1.400$ $dq = 1.315$ $dga = 1.000$
Fattori di inclinazione del carico
 $ic = 1.000$ $iq = 1.000$ $iga = 1.000$
Fattori di inclinazione del piano di posa
 $gc = 1.000$ $gq = 1.000$ $gga = 1.000$
Fattori di inclinazione del pendio
 $bc = 1.000$ $bq = 1.000$ $bga = 1.000$
Fattori di capacità portante corretti
 $N_c' = 28.300$ $N_q' = 12.599$ $N_{ga}' = 7.382$

Calcolo capacità portante di una fondazione superficiale - Metodo di Terzaghi

Capacità portante 2915576 Kg
 Q_{ult} (Kg/cmq) 8.10
 Q_{amm} (Kg/cmq) 2.70

$N_c = 21.746$ $N_q = 10.231$ $N_{ga} = 9.534$
Fattori di forma
 $sc = 1.000$ $sq = 1.000$ $sga = 1.000$
Fattori di capacità portante corretti
 $N_c' = 21.746$ $N_q' = 10.231$ $N_{ga}' = 9.534$

Calcolo capacità portante di una fondazione superficiale - Metodo di Hansen

Capacità portante 2876052 Kg
 Q_{ult} (Kg/cmq) 7.99
 Q_{amm} (Kg/cmq) 2.66

$N_c = 18.049$ $N_q = 8.661$ $N_{ga} = 4.878$
Fattori di forma
 $sc = 1.120$ $sq = 1.106$ $sga = 0.900$
Fattori di profondità del piano di posa
 $dc = 1.400$ $dq = 1.315$ $dga = 1.000$
Fattori di inclinazione del carico
 $ic = 1.000$ $iq = 1.000$ $iga = 1.000$
Fattori di inclinazione del piano di posa
 $gc = 1.000$ $gq = 1.000$ $gga = 1.000$
Fattori di inclinazione del pendio
 $bc = 1.000$ $bq = 1.000$ $bga = 1.000$
Fattori di capacità portante corretti
 $N_c' = 28.300$ $N_q' = 12.599$ $N_{ga}' = 4.390$

Da quanto verificato in via preliminare, le condizioni di ammissibilità (determinate in via preliminare, con calcoli che si ritengono essere coerenti solo per la determinazione del quadro di massima del problema statico) del carico statico di esercizio sono garantite laddove il livello conglomeratico si presenta significativo. La scelta progettuale di fondazione su plinto quadrato a sezione d'attacco circolare, per quanto di

competenza dello scrivente, non presenta controindicazioni. Restano da verificare, laddove le argille risultano in affioramento o significativamente interessate dal bulbo di pressione dell'opera, il grado di consolidazione ed i parametri geomeccanica determinati da prove edometriche al fine di valutare i cedimenti attesi differenziali ed a L.T./M.T..

Ad uso esclusivamente indicativo, i valori determinati su affioramenti argillosi presenti a circa 2,3 Km dal sito (precedente campagna geognostica e prove di laboratorio) e conseguenti valutazioni di calcolo per la tipologia simile al bi-strato presente nell'area di progetto, sono riportati nell'allegato b) della presente relazione. Per le valutazioni preliminari di massima sulle condizioni dinamiche si rimanda al relativo paragrafo. Per l'analisi dei cedimenti di rimanda all'esecuzione delle prove di carotaggio continuo e di laboratorio, necessarie, da eseguirsi in fase esecutiva.

ANALISI dei FENOMENI di ROTTURA LOCALE

In linea generale, per quanto attiene all'analisi dei fenomeni di rottura, si tratta di individuare lo schema di rottura dell'insieme terreno-fondazione in relazione alle condizioni al contorno del sito in oggetto. Dei tre schemi generali di rottura (rottura generale, locale e per punzonamento) nel caso specifico si sono individuate due possibilità (rif. - Carta geol. gen.):

- ✚ schema di rottura generalizzata per quelle opere rientranti nell'area dei ciottoli-conglomerati (area di progetto);
- ✚ schema di rottura locale, laddove l'opera interessa i terreni a maggior frazione sabbioso-argillosa e quindi a sostanziale compressibilità.

Per quanto attiene alla valutazione dell'indice di rigidità, del coefficiente correttivo e dell'indice di rigidità critico, si presentano i relativi calcoli e le relative valutazioni.

Indice di rigidità

Quale stima della compressibilità relativa del terreno, si propone la valutazione dell'indice di rigidità (I_r - così come proposto dalla teoria di Vesic), con l'introduzione del coefficiente correttivo legato alla deformazione plastica delle zone adiacenti il cuneo di spinta attiva sottostante la base della fondazione (ξ_v).

$$I_r = G/c + \sigma_v \tan \varphi$$

$$\xi_v = 1/1 + I_r * \Delta V$$

Indice di rigidità critico

L'introduzione di tale coefficiente correttivo permette la valutazione dell'Indice di rigidità critico (I_{rc}) e quindi, la determinazione del comportamento in termini di compressibilità rispetto al modello geomeccanico assunto come riferimento.

$$I_{rc} = \xi_v * I_r = \frac{1}{2} e^{((3.30 - 0.45 B/L) \cotg(45^\circ - \varphi/2))}$$

I dati calcolati hanno evidenziato quanto precedentemente indicato.

Irc = 275	(superiore a 250)	Terreno incompressibile	Comportamento di rottura generale
Irc = 225	(10<Irc<250)	Terreno intermedio	Comportamento di rottura locale

Il sito è valutabile in termini di compressibilità con un comportamento di compressibilità intermedio (Irc = 225) a seconda della componente percentuale sabbioso-argillosa presente.

VERIFICHE DINAMICHE

L'approccio alla stabilità delle fondazioni in campo dinamico richiede l'esplicitazione di un sistema di forze in regime transitorio effettuata tramite la formulazione di un accelerogramma di progetto $a(t)$, che riproduca, nel dominio del tempo, l'entità ed il segno delle sollecitazioni cicliche applicate. In alternativa, la normativa consente la valutazione in condizioni pseudostatiche secondo un sistema di forze equivalenti la cui relazione di proporzionalità tra forze equivalenti e masse strutturali è definita dai coefficienti sismici orizzontali e verticali.

Per quanto di competenza dello scrivente, si precisa che:

- l'influenza delle condizioni morfologiche e geotecniche sulla modificazione del segnale sismico proveniente dal substrato (condizioni free field) può essere valutabile, in prima approssimazione, valutando il contrasto di rigidità fra terreni di copertura e substrato: la rigidità sismica (R) dei terreni in questione, può essere determinata utilizzando la relazione ($R = Y \cdot V_s$) con V_s stimata nelle alluvioni secche pari a 0,6-1,2 Km/s e di 1,6-2,0 nelle alluvioni con abbondante frazione sabbioso-argillosa;
- per substrato rigido s'intende la formazione in cui la V_s è uguale almeno a 800 m/s; nel nostro caso è rappresentato dal substrato argilloso;
- lo spessore dell'area conglomeratica di copertura pari a 35-40m a seconda della collocazione del singolo aereogeneratore;
- sulla base della valutazione dello spessore dei sedimenti e del rapporto di rigidità fra substrato (argille grigio-azzurre) e copertura (materiali a grana grossa) il coefficiente di fondazione determinato risulta pari a 1.05.

±ε (coeff. di fondazione) = **1.1**

±(H compreso tra 10 e 45 m)

±($R_o/R < 5$)

Per ogni ulteriore approfondimento si rimanda ai dovuti approfondimenti conseguenti alle indagini dirette da realizzare.

VALUTAZIONI sul COEFFICIENTE di SICUREZZA

Con riferimento al problema della stabilità delle fondazioni ed in modo particolare alla non possibile valutazione (allo stato attuale della progettazione) delle sollecitazioni legate all'azione del vento e modalità di trasmissione delle relative sollecitazioni, per quanto attiene alle competenze dello scrivente, si precisano alcune valutazioni sul valore del coefficiente di sicurezza da assumere per le opere in questione;

a) **valutazioni** in funzione della conoscenza geologica e geotecnica del sito

	Affidabilità		
	Scarsa	Media	Alta
Conoscenza geologica e geotecnica del sito	+ 0,5	0	- 0,33
Schemi di calcolo	+ 0,5	0	- 0,33
Importanza dell'opera	-0,33	0	+ 0,50

Variazione ritenuta congrua: + 0,50

b) **valutazioni** in funzione dei fattori di sicurezza parziali

	Affidabilità
	Fs parziali
Carichi permanenti	X 1,00
Carichi accidentali	X 1,50
Cond. Idrauliche in regime permanente	X 1,00
Cond. Idrauliche in regime transitorio	X 1,20

Variazione ritenuta congrua: x 1,00

b) **valutazioni** in funzione dei fattori resistenti

	Affidabilità
	Fs parziali
Coesione	/2,00
Attrito	/1,20

Variazione ritenuta congrua: /1,2

ANALISI dei FRONTI di SCAVO

L'analisi relativa alle condizioni di stabilità dei fronti di scavo è stata condotta partendo dal presupposto che, il mutamento delle condizioni al contorno dello scavo avvengano così rapidamente rispetto alle condizioni di riequilibrio del terreno, da far valere i parametri dedotti in condizioni non drenate per la fascia di terreno mobilizzato.

Non si evincono particolari problemi di stabilità sia per la struttura morfologica del terreno sia per le caratteristiche geomeccaniche del terreno. Inoltre, non risulta significativa la presenza di depositi normal consolidati con moduli di elasticità iniziali molto bassi, in cui le operazioni di scavo possano provocare forti deformazioni.

Si raccomanda comunque di provvedere alla realizzazione delle opportune opere di sostegno in fase di scavo (in teoria l'altezza critica dello sbancamento $H_c = 2C/\gamma$) ed alla evacuazione delle acque piovane eventualmente accumulate, non essendo presente la possibilità di emergenze di falde non riscontrate in fase di indagini e rilevamento condotto. Si raccomanda inoltre, di attenersi alle normative vigenti in termini di sicurezza e di buona tecnica.

CONCLUSIONI

La presente Relazione è stata realizzata sulla base delle indicazioni previste dal D.P.R. 554/99 relative ai contenuti minimi del progetto definitivo. In base a quanto sopra esposto non si evincono controindicazioni di natura geologica, morfologica, strutturale, idrogeologica e geomeccanica (per quanto attiene alle valutazioni preliminari indicate) per la realizzazione dell'opera. Ulteriori approfondimenti in merito alla conoscenza delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni interessati si rimandano alla fase esecutiva.

MORFOLOGIA - non si rilevano dissesti in atto o potenzialmente innescabili dalla realizzazione dell'opera; non sono evidenti fenomeni di "fornelli" indotti da assestamento differenziale di materiali di riporto né indotti da cause strutturali più o meno profonde; il pianoro non presenta fenomeni di dissesto indotti da altre strutture realizzate e/o cedimenti differenziali.

ANALISI DEL SUBSTRATO - dalle preliminari indagini condotte, viene confermata la soluzione progettuale di piano di posa delle fondazioni a - 2,50/3,50 m dal p.c. . Per tale piano sono stati realizzati i calcoli, ipotizzando il carico unitario effettivo di esercizio e calcolando per esso una capacità portante del terreno per le diverse metodologie di calcolo. Si raccomanda l'utilizzo del metodo di calcolo previsto da Brinch Hansen, ritenendolo il più congruo per il sito in oggetto. Per l'analisi dei cedimenti (L.T. e B.T.) si rimanda alle ulteriori determinazioni in fase esecutiva.

L'indice di rigidità I_r e l'indice di rigidità critico I_{rc} , verificati dai parametri meccanici di deformabilità del terreno oltre che dalla geometria della fondazione hanno permesso di identificare, come modello geomeccanico di rottura più idoneo, quello **generale**, per gli affioramenti delle formazioni conglomeratiche e **locale** per quelli con affioramenti della formazione sabbioso-argillosa che potrebbe essere interessate da opere accessorie e/o elettrodotto interrato .

Il coefficiente di fondazione ϵ è stato valutato pari a 1,0.

Di seguito si presenta un breve riepilogo delle valutazioni elaborate nel presente lavoro:

parametri fisico-meccanici

$\varphi^1 = 25^\circ$

$E = 750 \text{ Kg/cm}^2$ formazione sabbiosa

capacità portante

Calcolo capacità portante di una fondazione superficiale - Metodo di Meyerhof

Capacità portante 2619315 Kg
 $Q_{ult} \text{ (Kg/cmq)}$ 7.28
 $Q_{amm} \text{ (Kg/cmq)}$ 2.43

Calcolo capacità portante di una fondazione superficiale - Metodo di Vesic

Capacità portante 3166826 Kg
 $Q_{ult} \text{ (Kg/cmq)}$ 8.80

Q_{amm} (Kg/cmq) 2.93

Calcolo capacità portante di una fondazione superficiale - Metodo di Terzaghi

Capacità portante 2915576 Kg

Q_{ult} (Kg/cmq) 8.10

Q_{amm} (Kg/cmq) 2.70

Calcolo capacità portante di una fondazione superficiale - Metodo di Hansen

Capacità portante 2876052 Kg

Q_{ult} (Kg/cmq) 7.99

Q_{amm} (Kg/cmq) 2.66

Indice critico di rigidità

Irc = 275	(superiore a 250)	Terreno incompressibile	Comportamento di rottura generale
Irc = 225	(10 < Irc < 250)	Terreno intermedio	Comportamento di rottura locale

coefficiente di fondazione

ϵ (coeff. di fondazione) = **1.1** (H compreso tra 10 e 45 m) e ($R_o/R < 5$)

valutazioni F_s

Valutazioni sulla variazione congrua del coefficiente di sicurezza: + 0,50

* 1,0

/ 1.2

Per ogni altra informazione di dettaglio si rimanda al contenuto del presente lavoro ed ai calcoli ed alle soluzioni previste da progetto esecutivo.

A) INQUADRAMENTO SU ORTOFOTO DELL'AREA DI PROGETTO



Modellazione geomeccanica attesa e modelli di riferimento

Ipotesi con bi-strato limo sabbioso/argilla grigio-azzurra

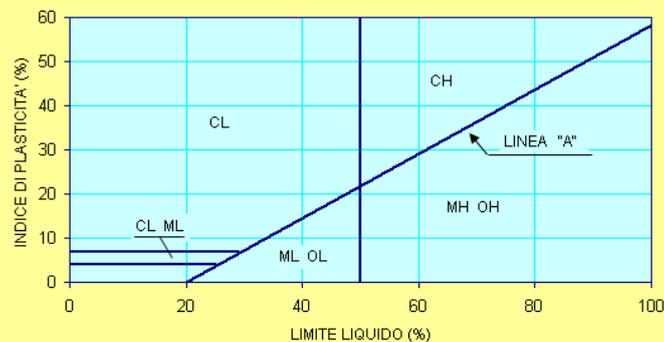
Verifiche di analisi nelle condizioni stratigrafiche peggiori per l'area di progetto.

A.2. CLASSIFICAZIONE

SISTEMA UNIFICATO DI CLASSIFICAZIONE

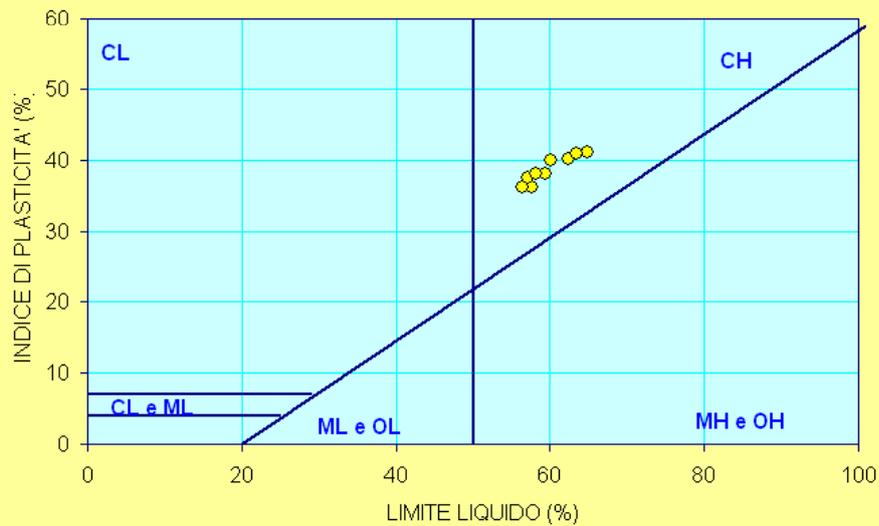
TERRENI A GRANA GROSSA (passante al vaglio n.200<=50%)	GHIAIE passante al vaglio n.4 (4.76 mm) <50% della frazione grossolana (>0.075mm)	Ghiaie pulite (passante al vaglio n.200<5%)	GW Ghiaie ben gradate Ghiaia e sabbia, poco o niente materiale fine	$C = D_{60}/D_{10} > 4$ $1 < D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) < 3$	
		Ghiaie con materiale fine (passante al vaglio n.200>12%)	GP Ghiaie poco gradate Ghiaia e sabbia, poco o niente materiale fine	$C = D_{60}/D_{10} \leq 4$ $D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) < 1$ $D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) > 3$	
		SABBIE passante al vaglio n.4 (4.76 mm) >50% della frazione grossolana (>0.075mm)	Sabbie pulite (passante al vaglio n.200<5%)	SW Sabbie ben gradate Sabbie ghiaiose, poco o niente materiale fine	$C = D_{60}/D_{10} > 6$ $1 < D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) < 3$
			Sabbie con materiale fine (passante al vaglio n.200>12%)	SP Sabbie poco gradate Sabbie ghiaiose, poco o niente materiale fine	$C = D_{60}/D_{10} \leq 6$ $D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) < 1$ $D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) > 3$
			SM Ghiaie limose, miscele di ghiaia sabbia e limo	indice plastico $IP < 4$ Limiti di Atterberg sotto la retta "A"	
			SC Ghiaie argillose, miscele di ghiaia-sabbia e argilla	indice plastico $IP > 7$ Limiti di Atterberg sopra la retta "A"	
			GM Ghiaie limose, miscele di ghiaia sabbia e limo	indice plastico $IP < 4$ Limiti di Atterberg sotto la retta "A"	
			GC Ghiaie argillose, miscele di ghiaia-sabbia e argilla	indice plastico $IP > 7$ Limiti di Atterberg sopra la retta "A"	

TERRENI A GRANA FINE (passante al vaglio n.200>=50%)	ARGILLE e LIMI Limite Liquido $LL < 50$	ML Limi inorganici, limi argillosi, sabbie molto fini limose	vedi Carta di Plasticità
		CL Argille inorganiche di media-bassa plasticità; argille limose sabbiose o ghiaiose	
		OL Limi organici e argille-limi organici di bassa plasticità	
	ARGILLE e LIMI Limite Liquido $LL \geq 50$	MH Limi inorganici, limi argillosi	
		CH Argille inorganiche di alta plasticità	
		OH Argille organiche e argille limose di media-alta plasticità	



A.3. CARTA DI PLASTICITA'

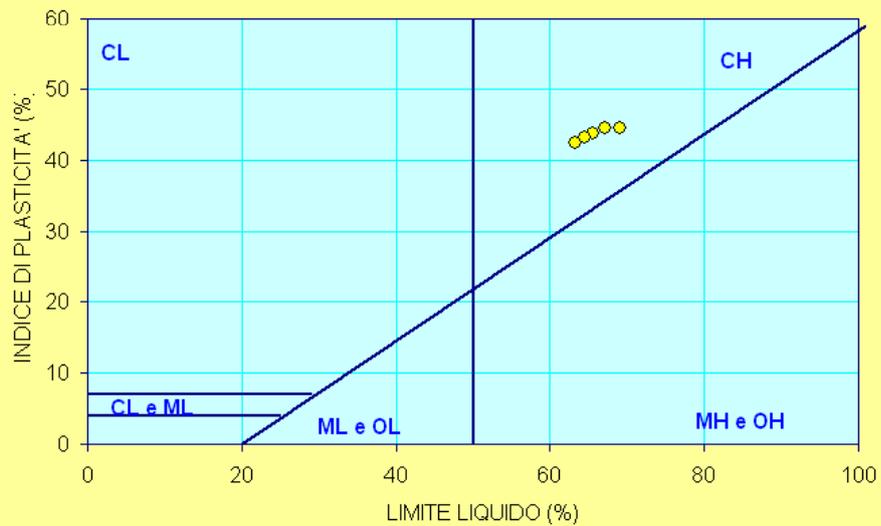
	LL	IP	
1	64,87	41,05	CH
2	57,66	36,14	CH
3	59,32	38,01	CH
4	57,15	37,56	CH
5	62,33	40,05	CH
6	60,07	39,85	CH
7	56,35	36,15	CH
8	58,15	38,06	CH
9	63,45	40,85	CH
10			-



- ML** Limi inorganici, limi argillosi, sabbie molto fini limose
- CL** Argille inorganiche di media-bassa plasticità; argille limose sabbiose o ghiaiose
- OL** Limi organici e argille-limi organici di bassa plasticità
- MH** Limi inorganici, limi argillosi
- CH** Argille inorganiche di alta plasticità
- OH** Argille organiche e argille limose di media-alta plasticità

A.3. CARTA DI PLASTICITA'

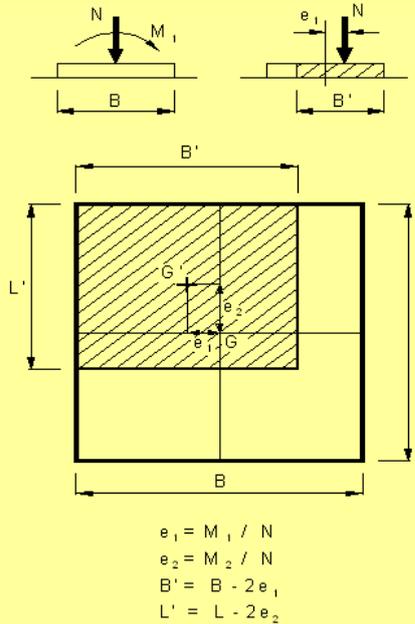
	LL	IP	
1	69,03	44,47	CH
2	65,54	43,75	CH
3	67,05	44,5	CH
4	63,25	42,35	CH
5	64,55	43,08	CH
6			-
7			-
8			-
9			-
10			-



- ML** Limi inorganici, limi argillosi, sabbie molto fini limose
- CL** Argille inorganiche di media-bassa plasticità; argille limose sabbiose o ghiaiose
- OL** Limi organici e argille-limi organici di bassa plasticità
- MH** Limi inorganici, limi argillosi
- CH** Argille inorganiche di alta plasticità
- OH** Argille organiche e argille limose di media-alta plasticità

D. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

D.1.2.1. CONDIZIONI NON DRENATE - VERIFICA



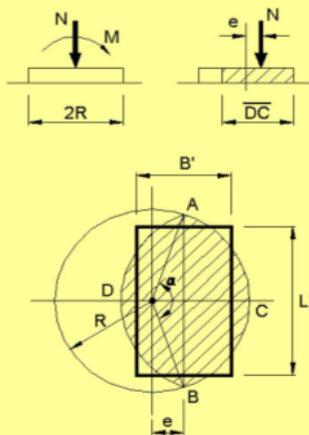
FONDAZIONE RETTANGOLARE

DATI DI INGRESSO

N	carico verticale	1000	(kN)
M_B	momento flettente nel senso della larghezza	500	(kNm)
M_L	momento flettente nel senso della lunghezza	4	(kNm)
B	larghezza della fondazione	2,00	(m)
L	lunghezza della fondazione	3,00	(m)

RISULTATI

B'	larghezza della fondazione equivalente	1,00	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	2,99	(m)
q	pressione	334	(kPa)



FONDAZIONE CIRCOLARE

DATI DI INGRESSO

N	carico verticale	4000	(kN)
M	momento flettente nel senso della larghezza	0	(kNm)
D	diametro della fondazione	5,00	(m)

RISULTATI

B'	larghezza della fondazione equivalente	4,43	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	4,43	(m)
q	pressione	204	(kPa)

$$e = M / N$$

$$\overline{DC} = 2R - 2e$$

$$\overline{AB} = 2 \cdot \sqrt{R^2 - e^2}$$

$$B' / L' = \overline{DC} / \overline{AB}$$

$$(B' \cdot L') = 2 \cdot \left[R^2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{R-h}{R} \right) - (R-h)(2R \cdot h - h^2)^{0.5} \right]$$

$$h = R - e$$

D. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

D.1.2.1. CONDIZIONI NON DRENATE - VERIFICA

DATI DI INGRESSO

γ_w	peso di volume acqua	9,807	(kN/m ³)
γ_n	peso di volume naturale terreno	21,1	(kN/m ³)
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno	21,2	(kN/m ³)
cu	coesione non drenata	301,1	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente	10,36	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	12,31	(m)
D	profondità della fondazione da p.c. <i>(può risultare opportuno essere conservativi, in relazione al "contributo del sovraccarico", a tal fine si introduce il coefficiente "δ")</i>	2,50	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	90	(%)
z_w	profondità falda da p.c.	5,30	(m)
α	inclinazione della fondazione <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0,5	(°)
ω	pendenza piano campagna <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	3,0	(°)
H/N	rapporto tra carico orizzontale e carico verticale	0,10	(-)
FS	coefficiente di sicurezza	3,00	(-)

fattori di capacità portante	N_c	5,14
	N_y	-0,10
fattori di forma	s_c	1,17
	s_y	0,66
fattori di approfondimento	d_c	1,10
fattori di inclinazione del carico	i_c	0,85
fattori di inclinazione della fondazione	b_c	1,00
fattori di inclinazione del piano campagna	g_c	0,98

RISULTATI

capacità portante limite:

componente dovuta a N_y	-8	(kPa)
componente dovuta alla coesione	1638	(kPa)
contributo del sovraccarico	47	(kPa)
	q_{lim} = 1677	kPa
	q_{amm} = 591	kPa

D. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

D.1.2.2. CONDIZIONI NON DRENATE - PROGETTO

RISULTATI : q_{amm} (kPa)

B = ### (m)	L \ D	13,50	27,00	54,00	108,00
	2,50	596	540	510	494
	3,00	612	556	525	509
	3,50	628	571	541	524
	4,00	645	587	556	540

B = ### (m)	L \ D	14,00	28,00	56,00	112,00
	2,50	594	539	509	493
	3,00	611	554	524	508
	3,50	627	570	539	523
	4,00	643	585	554	538

B = ### (m)	L \ D	14,50	29,00	58,00	116,00
	2,50	593	538	508	492
	3,00	609	553	523	507
	3,50	625	568	538	522
	4,00	641	584	553	536

B = ### (m)	L \ D	15,00	30,00	60,00	120,00
	2,50	592	537	507	491
	3,00	608	552	522	506
	3,50	624	567	537	521
	4,00	639	582	551	535

E.3. TERRENI COESIVI - CONSOLIDAZIONE MULTISTRATO

E.3.1. N.2 STRATI COESIVI SOVRAPPOSTI

tipo di drenaggio (singolo=1; doppio=2)

1

