



COMUNI DI LESINA E SAN PAOLO DI CIVITATE

PROVINCIA DI FOGGIA



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN PARCO EOLICO

RICHIESTA DI AUTORIZZAZIONE UNICA

D.Lgs. 387/2003

PROCEDIMENTO UNICO AMBIENTALE (PUA)

Valutazione di Impatto Ambientale (V.I.A.)

D.Lgs. 152/2006 ss.mm.ii. (Art.27)

"Norme in materia ambientale"

PROGETTO

ATS ALEXINA

DITTA

ATS Engineering s.r.l.

A16

PAGG. 8

Titolo dell'allegato:

RELAZIONE GEOTECNICA

REV	DESCRIZIONE	DATA
1	EMISSIONE	05/01/2021

CARATTERISTICHE GENERALI D'IMPIANTO

GENERATORE - Altezza mozzo: fino a 140 m.
Diametro rotore: fino a 180 m.
Potenza unitaria: fino a 6 MW.

IMPIANTO - Numero generatori: 10.
Potenza complessiva: fino a 60 MW.

Il proponente:

ATS Engineering s.r.l.
P.zza Giovanni Paolo II, 8
71017 Torremaggiore (FG)
0882/393197
atseng@pec.it

Il progettista:

ATS Engineering s.r.l.
P.zza Giovanni Paolo II, 8
71017 Torremaggiore (FG)
0882/393197
atseng@pec.it

Il tecnico:

Ing. Eugenio Di Gianvito
atsing@atsing.eu

Sommario

PREMESSA	2
RELAZIONE GEOTECNICA	3
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
DEPOSITI FLUVIALI TERRAZZATI	4
VERIFICA AL CARICO LIMITE.....	6
VERIFICA DELLA PORTANZA PER CARICHI ORIZZONTALI (SCORRIMENTO).....	7

PREMESSA

La presente relazione geotecnica è stata redatta a corredo del progetto per la realizzazione di un parco eolico per la produzione di energia elettrica, e delle relative opere di connessione e distribuzione, proposto dalla società “ATS Engineering S.r.l”, nei comuni di Lesina (FG) e San Paolo di Civitate (FG).

Il sito in esame sorge nella parte Nord del Tavoliere delle Puglie.

Nello specifico, il progetto prevede la costruzione di n. 10 convertitori di energia eolica, delle relative linee elettriche in cavo sotterraneo (cavidotti d’interconnessione) per il vettoriamento dell’energia prodotta, la costruzione di piazzole di montaggio e di strade di accesso alle piazzole, oltre alla costruzione della sottostazione elettrica.

RELAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione geotecnica è stata redatta sulla base di dati provenienti da indagini in situ eseguite da precedenti lavori.

Si è proceduto alla verifica della capacità portante dei piani di posa e del comportamento geotecnico dei terreni interessati in funzione dei carichi e delle sollecitazioni cui saranno sottoposti.

In fase di Progetto Definitivo, cui si riferisce il presente studio, si è individuata un'unica caratterizzazione del modello geotecnico di terreno, utilizzato quindi per le calcolazioni geotecniche di riferimento, rimandando alla fase di progettazione esecutiva e relative indagini in situ e di laboratorio, i calcoli specifici per il dimensionamento esecutivo di ogn'una delle torri ed opere strutturali previste di progetto.

Il calcolo della portanza è stato eseguito con la teoria di Terzaghi ed i particolari delle calcolazioni sono esplicitate di seguito.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- O.P.C.M. 3274 del 20.03.2003 Costruzioni in zona sismica

- D.M. 14 Settembre 2005 Norme Tecniche per le Costruzioni

In questa fase non sono disponibili dati puntuali sui caratteri geotecnici dei terreni affioranti nel territorio di interesse. Per tale ragione, nel seguito si riporta una parametrizzazione geotecnica dei suddetti lio tipi ricavata dall'esame dei risultati di indagini eseguite su campioni di terreni, della stessa tipologia, prelevati nel corso di campagne di indagini eseguite in siti adiacenti a quello in esame, nello stesso territorio comunale, unitamente ad informazioni bibliografiche disponibili.

Dati più precisi deriveranno dalle indagini che saranno effettuate a supporto della successiva fase di progettazione esecutiva del parco.

E' possibile indicare, quindi, i seguenti parametri per le varie litologie utili ai fini delle indicazioni sull'interazione terreno-struttura e sulla stabilità dell'area oggetto dell'intervento.

DEPOSITI FLUVIALI TERRAZZATI

Dal punto di vista litologico si tratta di depositi alluvionali, affioranti sul fondo e sulle parete delle valli, costituiti prevalentemente da ghiaia, sabbie con intercalati livelli di ghiaietto siliceo. Il loro spessore risulta molto variabile ed in genere al massimo pari alla decina di metri.

Talvolta, superiormente possono essere ricoperti da modesti spessori di depositi lacustri, formatisi per successive fasi di deposito ed erosione, rappresentanti da argille con coperture in superficie di "terre nere".

Caratteri geotecnici della frazione sabbiosa-ghiaiosa: deposito non coesivo. Sabbia media e ghiaia arrotondata, ben assortita, densa, di bassa compressibilità e poco deformabile; la permeabilità è da media ad alta.

In tali materiali risulta estremamente complesso il prelievo di campioni indisturbati ed è altrettanto improbabile eseguire qualunque tipo di prova penetrometrica, per cui la seguente parametrizzazione geotecnica fa riferimento ai risultati di prove SPT in sabbia e/o a prove geotecniche eseguite su campioni a prevalente componente sabbiosa, prelevati nell'ambito di tale unità.

La tabella seguente sintetizza i valori da assegnare ai principali parametri geotecnici:

$\gamma \gamma' c' \sigma \phi$

Parametro geotecnico	Valore assunto
γ peso volume	1,9-2,0 g/cm ³
γ' peso volume immerso	0,9-1 g/cm ³
c' coesione	0,5-0,7 g/cm ²
ϕ angolo di resistenza al taglio	30°
M modulo endometrio ($\sigma = 1kg/cmq$)	4000-6000 g/cm ²
K costante di Winkler	10 kg/cm ³

Caratteri geotecnici della frazione argillosa: depositi coesivi: limo argilloso-sabbioso, di consistenza elevata, di medio-bassa compressibilità, impermeabile e/o talora permeabile per fessurazione.

La tabella seguente sintetizza i valori da assegnare ai principali parametri geotecnici.

Parametro geotecnico	Valore assunto
γ peso volume	1,7-1,8 g/cm^3
c' coesione	0,15-1 g/cm^2
ϕ angolo di resistenza al taglio	10°-20°
W contenuto naturale d'acqua	20-26%
LL limite liquido	40-70%
M modulo edometrico ($\sigma = 1kg/cmq$)	500-600 g/cm^2
K costante di Winkler	8-10 kg/cm^3

Sabbie di Serracapriola: poggiano in concordanza stratigrafica sulle argille di Montesecco.

Dal punto di vista litologico si tratta di sabbie quarzose giallastre che si presentano generalmente in grossi banchi, con livelli lentiformi di conglomerati e intercalazioni d'arenarie cementate e argille biancastre e verde chiaro. Lo spessore della formazione è normalmente di 30 metri.

Si tratta di materiali non coesivi, riferibile a sabbia medio-fine, da mediamente densa a densa, permeabile, di medio-bassa compressibilità.

La tabella seguente sintetizza i valori da assegnare ai principali parametri geotecnici.

Parametro geotecnico	Valore assunto
γ peso volume	1,8-1,9 g/cm^3
c' coesione	0.2-1 g/cm^2
ϕ angolo di resistenza al taglio	15°-25°
M modulo edometrico ($\sigma = 1kg/cmq$)	500-600 g/cm^2
K costante di Winkler	5-10 g/cm^3

Argille di Montesecco: presentano uno spessore rilevante. Dal punto di vista litologico, si tratta di argille marnose, siltoso-sabbiose, grigio-azzurre, con talvolta intercalazione sabbiose, più frequenti nella parte alta della formazione, che assumono una colorazione giallastra in superficie per alterazione.

Sono depositi coesivi, riferibili ad argilla limosa, a consistenza elevata, poco compressibile ed impermeabile.

La tabella seguente sintetizza i valori da assegnare ai principali parametri geotecnici.

Parametro geotecnico	Valore assunto
γ peso volume	1,9-2,0 g/cm^3
c' coesione	2,0-3,0 g/cm^2
ϕ angolo di resistenza al taglio	25°
W contenuto naturale d'acqua	20-26%
LL limite liquido	45-60%
M modulo edometrico ($\sigma = 1kg/cmq$)	700-1500 g/cm^2

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B \gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\text{tg}(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$c = (N_q - 1)\text{ctg}\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate. Il termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Vesic

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\text{tg}\phi$$

Per tenere conto del sisma, si può ridurre l'angolo d'attrito del terreno secondo il criterio di Sano. Sano valuta tale riduzione tramite la seguente relazione:

$$d\phi = \arctan(A_{\max} / \sqrt{2})$$

dove A_{\max} rappresenta la massima accelerazione orizzontale.

VERIFICA DELLA PORTANZA PER CARICHI ORIZZONTALI (SCORRIMENTO)

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

La Normativa Italiana (D.M. 1988) impone che $\eta_s \geq 1.3$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, un'aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 30 %.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Cedimenti della fondazione

Metodo Elastico

Il metodo dell'elasticità per il calcolo dei cedimenti, così come implementato, fornisce due valori:

- uno per deformazione laterale impedita (w_{imp})
- uno in condizioni di deformazione laterale libera (w_{lib})

L'espressione di w_{imp} è la seguente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i (1 - \nu - 2 \nu^2)}{E_i (1 - \nu)} \Delta z_i$$

$\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;

E è il modulo elastico relativo allo strato i -esimo;

Δz rappresenta lo spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico;

ν è il coefficiente di Poisson.

L'espressione di w_{hb} è la seguente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_i} \Delta z_i$$

dove i termini sono stati già descritti sopra.

Lo spessore dello strato compressibile considerato nell'analisi dei cedimenti I valori del cedimento ottenuti dalle due relazioni rappresentano un valore minimo w_{imp} e un valore massimo w_{hb} del cedimento in condizioni elastiche della fondazione analizzata.

Calcolo delle tensioni indotte

Metodo di Boussinesq

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato Q , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto $P(x,y,z)$ posto alla profondità z :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove: $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$;

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico Q come un carico infinitesimo agente su una areola dA . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico dQ : la tensione indotta in un punto $P(x,y,z)$, posto alla profondità z , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.