

GL Garrad Hassan

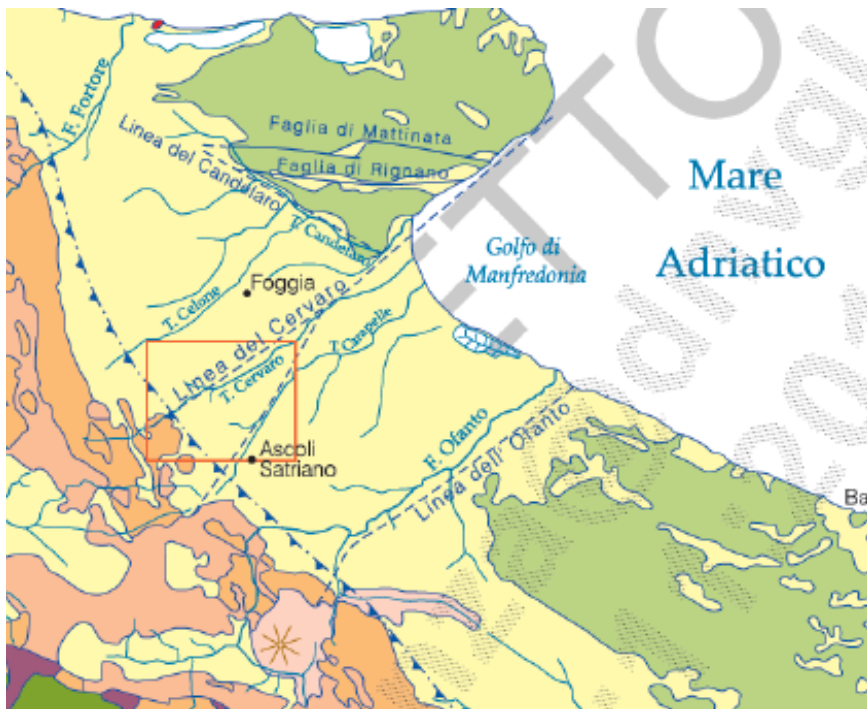


*PONTE ALBANITO Wind Farm  
Foggia, Apulia Region of Italy,*

*TECHNICAL DUE DILIGENCE ON FOUNDATIONS OF  
SELECTED WTGs (WIND TURBINE GENERATORS)*

**REPORT**

Date: Dec 15, 2014





DNV-GL-Garrad Hassan Italia - TECHNICAL DUE DILIGENCE, WIND GENERATOR FOUNDATION REVIEW  
WIND FARM: PONTE ALBANITO, Municipality of Foggia, Apulia Region, Italy  
REPORT\_rev-1  
Date: 2014-12-15

## TABLE OF CONTENTS

1	EXECUTIVE SUMMARY .....	page	3
2	DISCUSSION ON FINDINGS OF REVIEW .....	page	12
3	INDEPENDENT CALCULATIONS .....	page	23
4	DISCUSSION ON RESULTS OF PILE LOADING TESTS .....	page	42
4	APPENDICES		
	I List of documents reviewed .....	page	59
	II Description of foundations .....	page	61
	III Abstract from MIT lecture notes about with FEA software ...	page	64
5	ANNEXES		
	I SYNOPTIC TABLES OF DESIGN SALIENT FEATURES .....	separate document	
	II EVALUATION TABLES .....	separate document	

## 1. EXECUTIVE SUMMARY

In the early Summer of 2014 GARRAD HASSAN ITALIA asked SCANGEA to conduct a technical due diligence review of the foundations design of the "PONTE ALBANITO" wind farm, located in the Municipality of Foggia, Apulia Region of Italy. The wind farm consists of 8 no. wind generators and relevant ancillary equipment and buildings, for a total power output of 22,8 MW. Turbines are GE 2.85-104 (rated output 2,85 MW, rotor diameter 103 m, hub height 98,3 m). Turbines rest on deep foundations consisting on 8 no. piles. Plinths are the same for all turbines, and consist of 4 prismatic cantilevers laid out to form a Greek cross, connected to a central quasi-cubic body which accommodates the anchoring structure of the turbine mast. The square inscribing the cross plan has 16,5 m side. Piles have a diameter of 120 cm and length varying between 20 and 31 m. Piles are laid out in pairs close to the outer side of the cantilevers. More info on the wind farm and relevant foundations is available in Appendix II.

The wind park belongs to PONTE ALBANITO Srl of Chieti, a subsidiary of the Chieti-based TOTO Group. The designers are INFRA ENGINEERING Srl of Chieti, another subsidiary of the TOTO Group, headed by: i) Dott. Ing. G. Furlanetto, Design Department, ii) Doct. Geol. G. Aniballi, Geological Department, iii) Dott. Ing. L. Pierboni, Works Supervision. The geological study is co-authored by the specialized consultants EN.GEO Srl.

Construction was carried out by TOTO COSTRUZIONI GENERALI Spa, also a subsidiary of the TOTO Group. Works were completed in the first quarter of 2014. Works supervision (Direzione Lavori) was the care of Dott. Ing. L. Pierboni, mentioned above, of INFRA ENGINEERING. In conclusion, project owner, designers, contractor and client's engineer are all controlled by the same industrial group.

SCANGEA reviewed the documents listed in Appendix I.

## FINDINGS

After careful review of the design documentation received from GARRAD HASSAN ITALIA (please refer to Appendix I for list) and some preliminary independent calculations, Scangea's initial assessment can be summarised as follows:

### 1. DESIGN EVALUATION

#### 1.1 QUALITY OF DESIGN DOCUMENTATION

**Satisfactory.**

#### 1.2 GEOLOGICAL INVESTIGATION

**Satisfactory.**

Following a preliminary geological investigation conducted in November 2011 by TECNO IN Spa, a second geological investigation was conducted by GEOSVEVA INDAGINI GEOGNOSTICHE Srl. Number, location and depth of test bores are satisfactory. Number of samples taken from test bores, depth of sampling and depth of in-situ geophysical tests are adequate (please refer to Synoptic Tables 1, 2, 3 and Evaluation Table 1). No continuous penetration tests such as CPTu, DMT or SDMT were performed, but this is understandable considering that the wind farm area is characterized by the presence of layers of granular formations with embedded coarse gravel and pebbles which could halt the penetrometers.

### 1.3 GEOTECHNICAL MODEL

#### **Satisfactory.**

The geotechnical model was devised by INFRA ENGINEERING based on the data yielded by GEOSVEVA's geological investigation. Lithological models and value of relevant key geotechnical parameters were derived from detailed stratigraphies, appropriate lab testing (which included TX CU tests - please refer to Synoptic Table 3) and appropriate elaboration of lab data. In particular, the value of Cu, un-drained cohesion, was assessed based on the results of TX CU tests (please refer to Synoptic Tables 1, 2, 3). In conclusion: **8 no. different geotechnical models were devised, one for each turbine site** (Synoptic Tables 6 to 13).

### 1.4 SEISMIC CHARACTERIZATION

#### **Satisfactory.**

MASW testing was performed at each WTG site and the results crosschecked with the stratigraphies obtained from test boring. As a result and accurate seismic characterization of the soil was obtained.

### 1.5 FOUNDATION GEOMETRY

#### **Questionable.**

The foundation geometry is a **major cause for concern**, as its cross-shaped plan and low number of piles ( 8 no., as opposed to twice as many that could be accommodated under a circular plinth of similar dimensions ) entail a lesser reserve of resistance in the case of a re-distribution of stress, given the low redundancy in terms of piles. Moreover, the issue of possible construction defects of piles is very sensitive. In fact, cross-hole sonic logging (CSL) tests conducted during construction (on 14 piles out of a total of 64) have yielded results which are cause for concern (Synoptic Tables 4 and 5). Please refer to discussion at page 12.

### 1.6 CALCULATIONS FOR DIMENSIONING AND VERIFICATIONS

#### **No simplified calculations to corroborate results of software printouts.**

Though preceded by good theoretical introductions, results are given in tables without discussion or any comment on the order of magnitude of obtained values. In fact, results are not corroborated by the simplified manual calculations which are mandatory under Chapter 10 of Italian Code NTC-2008. Thus, a fundamental element of comfort in the review is missing (please read the abstract from an MIT course of Mechanics of Materials, given in Appendix III, which states plainly that " *errors in input data can produce wildly incorrect results that may be overlooked ...* ").

Evaluation of load distribution on piles and their relevant dimensioning were carried out with software Repute. Stress distribution in foundation plinths was evaluated with software SAP 2000 v.15. Verifications of limit states were effected utilizing PresFle+ (Concreate srl).

The following issues are cause for **concern**:

- i) The value of a key geotechnical parameter (angle of internal friction  $\phi$  used to calculate pile toe resistance in non-cohesive formation with the Beresantzev formula) was taken equal to results from lab tests, without allowing for a reduction to account for the pile construction method (Kishida's correction). This has resulted, in our opinion, the Authors of the proposed design overestimating the pile capacities, particularly so in the case of WTG (Wind Turbine Generator) 01.
- ii) Weight of piles seems to be neglected in the evaluation of piles resistance. Tables of computerized calculations given in the "Relazione Geotecnica e Verifica Palificate" (page 60 and following of said document) show in the first column "Vertical Z-Axis. Force at head" (of pile). Piles weight is not discussed at all in the document. In fact, piles of 1,2 m diameter have a weight of approximately 3 tons per linear meter, the effect of which

cannot be overlooked, particularly in load conditions where piles weight is unfavourable. And anyway, the effect of piles' own weight must be evaluated under NTC2008.

- iii) Construction of the wind farm was completed in the second quarter of this year. Only three loading tests on piles were performed during construction, two of which on piles of the same turbine site (WTG 17). Results of these tests, however, though they are inadequate as a sample of the whole lot of 68 piles of the wind farm, suggest that loading capacities are close to the results of our independent calculations which find several WTGs not verified (please see below). Elaboration of data from pile loading tests is given in Chapter 4, page 42.

## 2. INDEPENDENT CALCULATIONS

Independent calculations were performed differing from the assumption of the proposed design with regard to:

- a. Value of  $\phi$  (item ii above) was reduced in compliance with Kishida's study and recommendations in order to account for the method of construction of pile (item i above).
- b. Value of  $\phi$  for pile toe resistance at WTG 1 was further reduced in order to account for the thinness of the granular formation in which pile toe is embedded (please refer to Synoptic Table 5 ).
- c. Weight of piles was accounted for in the evaluation of piles resistance (item ii above).

Findings are as follows:

- i. WTGs 1, 5, 12 are found not verified by a factor greater than 10%;**
- ii. WTGs 2 and 10 are found not verified by a factor lesser than 10%.**

Tables 01, 02 and 03 in following pages report the results of our independent calculations and a comparison with the proposed design relevant data.

## 3. RECOMMENDATIONS

*A Static Pile Loading Test to Failure, conducted on a pilot pile built close to the reviewed foundation is the only method to assess experimentally the bearing capacity of existing piles. Given the varied lithography of the wind farm area, 8 no. separate tests to failure ought to be performed, one per each turbine site. However, in order to reduce costs, an initial lot of three could suffice. Should the results be disappointing, than all foundations should be tested.*

*In parallel with the above, a thorough investigation ought to be conducted in order to ensure that all 68 piles of the wind farm were constructed without defects and in full compliance with the design, focusing in particular on length and structural integrity.*

## ITALIAN TEXT

### EXECUTIVE SUMMARY

GARRAD HASSAN ITALIA ha affidato a SCANGEA l'incarico di svolgere una "due diligence" tecnica sulle fondazioni delle turbine del parco eolico "PONTE ALBANITO", situato nel comune di Foggia. Il parco consiste di 8 generatori eolici e dei relativi impianti ed edifici ausiliari, per una potenza totale di 22,8 MW. Le turbine sono GE 2.85-104 (potenza 2,85 MW, diametro rotore 103 m, altezza mozzo 98,3 m). I plinti di fondazione sono gli stessi per tutte le turbine, e consistono di quattro mensole di forma parallelepipedica disposte a croce greca, collegate ad un corpo centrale cubico che alloggia la struttura di ancoraggio del palo turbina. Il quadrato che in planimetria inscrive il plinto ha il lato pari a 16,5 m. I pali hanno il diametro di 1,2 m e lunghezza compresa tra 20 e 31 m. Sono disposti in quattro coppie separate, una all'estremità di ciascun braccio della croce. Disegni e altre informazioni in Appendice II.

Il parco eolico appartiene alla PONTE ALBANITO Srl di Chieti, società del Gruppo Toto. Il progetto è della INFRA ENGINEERING Srl di Chieti, anch'essa del Gruppo Toto, i cui responsabili sono: i) Dott. Ing. G. Furlanetto, Ingegneria, ii) Dott. Geol. G. Anibaldi, Geologia, iii) Dott. Ing. L. Pierboni, Direzione Lavori. Lo studio geologico è stato svolto avvalendosi della collaborazione della EN.GEO Srl.

Il parco è stato costruito dalla TOTO COSTRUZIONI GENERALI Spa, sempre del Gruppo Toto. I lavori sono stati ultimati nel primo trimestre del 2014. La direzione lavori è stata svolta dall'Ing. Pierboni della INFRA ENGINEERING, sopra menzionato. In sintesi tutte le figure relative a questo parco, e cioè il proprietario, i progettisti, l'impresa costruttrice e la direzione lavori sono controllate dallo stesso soggetto imprenditoriale.

SCANGEA ha visionato i documenti elencati in Appendice I.

### RISULTATI

Dopo un'attenta lettura della documentazione di progetto ricevuta (elenco in Appendice I) e fatta una prima stesa di calcoli di verifica, il giudizio iniziale di SCANGEA è il seguente.

#### 1. VALUTAZIONE DEL PROGETTO

##### 1.1 QUALITA' DELLA DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE

**Molto buona.**

##### 1.2 INDAGINE GEOLOGICA

**Molto buona.**

A seguito di una prima campagna condotta nel 2011 dalla società TECNO Spa, una seconda ed esaustiva indagine geologica è stata svolta dalla GEOSVEVA INDAGINI GEOGNOSTICHE Srl. Numero, posizione e profondità dei sondaggi sono soddisfacenti. Lo stesso vale per il numero dei campioni di terreno prelevati e il numero e il tipo dei test di laboratorio (Synoptic Tables 1, 2 e 3). Non sono state fatte prove geotecniche in situ di tipo penetrometrico (CPT, CPTu, DMT, SDMT) perché la litologia dell'area interessata probabilmente non lo avrebbe permesso (frequenti intercalazioni di formazioni granulari).

##### 1.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA – 8 DIVERSI MODELLI GEOTECNICI

**Ben studiata.**

Sviluppata da INFRA ENGINEERING sulla base dei dati raccolti dalla GEOSVEVA. Per ciascun sito turbina è stato costruito un modello litologico i cui parametri geotecnici sono stati ricavati da test di laboratorio appropriati (TX CU per le Cu, per esempio) e da buone analisi ed elaborazioni degli altri dati sperimentali. Sono stati così ottenuti 8 diversi modelli geotecnici, uno per ciascuna fondazione (Synoptic Tables da 6 a 13).

1.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

**Molto buona.**

Più che adeguato il numero e lo svolgimento delle prove MASW.

1.5 GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

**Discutibile.**

Questo è l'aspetto del progetto che genera maggiore perplessità. Infatti la struttura fondale con plinti a croce greca appoggiati su otto pali soltanto, cioè il numero minimo possibile di pali di diametro 1,2 m (un plinto circolare delle stesse dimensioni ne potrebbe avere il doppio) è decisamente svantaggiata in termini di riserva di resistenza perché non ha alcuna ridondanza di pali. Nel caso in cui dovesse avvenire una redistribuzione delle tensioni si avrebbero notevoli deformazioni e incrementi di tensione nel plinto. Dunque eventuali difetti di costruzione dei pali avrebbero conseguenze più serie sulla stabilità della fondazione. Va notato, a questo proposito, che i risultati delle prove cross-hole svolte in fase di collaudo (testati 14 pali su 64) non sono incoraggianti (Synoptic Tables 4 e 5). Si legga l'approfondimento a pagina 13 seguente.

1.6 CALCOLI DI PROGETTO DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA

**Mancano i calcoli semplificati di verifica, obbligatori per le NTC2008.**

Buone le introduzioni teoriche delle relazioni di calcolo. I calcoli tuttavia consistono in tabulati di computer presentati senza discussione sugli ordini di grandezza dei risultati e senza il supporto dei calcoli semplificati di verifica che sono obbligatori secondo le norme NTC2008. Dunque uno dei maggiori elementi di conforto della verifica viene a mancare (si legga il passaggio riportato da un corso di Meccanica dei Materiali del MIT in Appendice III).

Il calcolo della distribuzione dei carichi sui pali e il loro dimensionamento sono stati fatti con il software Repute. Lo stato tensionale nei plinti e le relative verifiche sono stati svolti utilizzando il software SAP 2000 v.15 e PresFle.

Sono stati identificati i seguenti **punti critici**:

i) Il valore **dell'angolo di attrito  $\phi$**  nel calcolo della portata di punta dei pali in terreni granulari con la formula di Berezantzev è stato assunto uguale a quello risultante dai test di laboratorio, senza introdurre correzioni che tenessero conto del metodo di costruzione del palo (correzione di Kishida). Questo ha condotto, a nostro giudizio, ad una sopravvalutazione della capacità portante dei pali.

ii) Il **modello geotecnico della turbina WTG 01** non tiene conto del fatto che, data la particolare litologia del terreno nell'intorno della punta pali (Synoptic Table 7), la portata di punta dei pali è influenzata anche dalla formazione coesiva sottostante.

iii) Dall'analisi dei tabulati di computer si evince che il **peso proprio dei pali non è stato considerato** nei calcoli (esempio di tabulato a pag. 22). Si tratta di pali che pesano 2,82 t/m (diametro 1,2 m). Il contributo percentuale del peso nei calcoli di portata assiale è decisamente significativo, come evidenziato nella Tabella 2 a pagina 10. E comunque le norme NTC2008 prescrivono che il peso proprio dei pali debba necessariamente essere considerato.

iv) La costruzione del parco eolico è ormai ultimata. Sono state fatte **solo tre prove di carico di collaudo in corso d'opera sui pali**, due delle quali nella medesima fondazione. Dunque ai fini legali (rispetto delle NTC2008 in quanto al numero minimo delle prove di collaudo) l'intero parco eolico è stato considerato come un'unica struttura. Ipotesi assolutamente non condivisibile, date le distanze tra le turbine e le differenti caratteristiche litologiche dell'area (**8 diversi modelli geotecnici**). Inoltre, delle tre prove fatte, quella della turbina dove è stato testato un singolo palo (WTG 10) è da scartare in quanto i dati della prova sono così dispersi che non ne è possibile l'interpretazione (vedi Capitolo 4 a pagine 42). In conclusione, il collaudo dei pali dell'intero parco è basato sul test di due pali di una sola fondazione (WTG 17). L'interpretazione di questi test, infine, per quanto di significato limitato dato il basso valore del carico massimo applicato, sembra indicare capacità portanti sensibilmente minori di quelle di progetto. Infatti i valori risultanti dai nostri calcoli di verifica parallela trovano 5 fondazioni su otto non verificate (si veda la Tabella 03 a pagina 11). L'analisi delle prove di carico è riportata in Appendice IV.

## 2. CALCOLI INDIPENDENTI DI VERIFICA

I calcoli indipendenti di verifica sono stati condotti con ipotesi che differiscono da quelle del progetto in questione a riguardo di:

2.1 Il valore dell'angolo di attrito  $\phi$  (punto i) di cui sopra) è stato ridotto seguendo la raccomandazione di **Kishida** per tener conto degli effetti del processo di costruzione dei pali (trivellati con asportazione di terreno);

2.2 Il valore di  **$\phi$  per la turbina WTG 1 è stato ulteriormente ridotto** per tener conto della particolare stratigrafia di quel sito, in cui la punta dei pali è attestata a quota -30,0 m dal piano di campagna, in uno strato granulare sottile (da -29,4 a -31,2 m), a cui segue una formazione coesiva il cui spessore eccede la profondità massima del sondaggio (-35 m). Si vedano la Tavola Sinottica N. 5 e l'estratto di essa riportato a pagina 16. Si vede bene che la punta palo dista solo 1,2 m dalla formazione coesiva, che è certamente interessata dallo stato tensionale di resistenza.

2.3 Il **peso proprio dei pali è stato valutato** (punto ii) di cui sopra);

I risultati dei calcoli indipendenti di verifica sono (Tabella 3 a pagina 11 seguente):

**2.4 Le fondazioni delle turbine WTG 1, 5 e 13 risultano non verificate per un valore maggiore del 10%;**

**2.5 Le fondazioni delle turbine WTG 2 e 10 risultano non verificate per un valore inferiore al 10%.**

## RACCOMANDAZIONI

**Condurre una prova di carico statica a rottura su palo pilota in prossimità della fondazione in esame è il solo metodo per valutare su base sperimentale inconfutabile la capacità portante di pali già costruiti. Considerate le differenti litologie dei siti turbina ( 8 modelli geotecnici ), il numero di test a rottura da fare dovrebbe essere otto, uno per ogni fondazione. Tuttavia, per**





DNV-GL-Garrad Hassan Italia - TECHNICAL DUE DILIGENCE, WIND GENERATOR FOUNDATION  
REVIEW

WIND FARM: PONTE ALBANITO, Municipality of Foggia, Apulia Region, Italy

REPORT\_rev-1

Date: 2014-12-15

**contenere i costi, un primo lotto di tre sarebbe accettabile come partenza. Nel caso in cui i risultati fossero deludenti, allora si dovrebbe procedere con alla verifica di tutte le altre fondazioni.**

In considerazione della scarsa riserva di resistenza dovuta alla geometria delle fondazioni, verificare che i 68 pali del parco eolico siano stati costruiti a regola d'arte, senza difetti e in totale osservanza del progetto esecutivo, con particolare attenzione alla loro lunghezza e integrità strutturale.