

Comune
di Morcone



Regione Campania



Comune
di Pontelandolfo



Committente:

RWE

RENEWABLES ITALIA S.R.L.
Via Andrea Doria, 41/G - 00192 Roma
P.IVA/C.F. 06400370968
pec: rwerenewablesitaliasrl@legalmail.it

Titolo del Progetto:

Progetto per la realizzazione di una centrale eolica da 48,00 MW denominata "Lisa" nei comuni di Morcone (BN) e Pontelandolfo (BN), quale completamento del parco eolico "Morcone"

Documento:

PROGETTO DEFINITIVO

Richiesta Autorizzazione Unica ai sensi del D. Lgs. 387 del 29/09/2003

N° Documento:

PELS_A.12

ID PROGETTO:

PELS

DISCIPLINA:

P

TIPOLOGIA:

R

FORMATO:

Elaborato:

Relazione preliminare sulle strutture

FOGLIO:

1 di 1

SCALA:

Nome file:

PELS_A.12_Preliminare_strutture.pdf

Progettazione:

R.T.P. D'Occhio - De Blasis
Via S. Angelo, 10 - 82020 Campolattaro (BN)

Progettisti:



Ing. Giuseppe Antonio De Blasis



Arch. Carmine D'Occhio

Rev:	Data Revisione	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
00	21/09/2020	Prima emissione	R.T.P.D'Occhio - De Blasis	RWE	RWE

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UNA CENTRALE EOLICA DA 48,00 MW DENOMINATA “LISA”, NEI COMUNI DI MORCONE (BN) E PONTELANDOLFO (BN), QUALE COMPLETAMENTO DEL PARCO EOLICO “MORCONE”

Proponente: RWE RENEWABLES ITALIA S.R.L.

PRELIMINARE STRUTTURE

Sommario

PREMESSA.....	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
DESCRIZIONE TECNICA DELL’AEROGENERATORE PREVISTO NEL PROGETTO	3
DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA DELLE OPERE DI FONDAZIONE DEGLI AEROGENERATORI	3
Parametri geologici e geomeccanici del terreno.....	5
VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI.....	6
MODELLO DI CALCOLO DEL PALO	6
CARICO LIMITE DI PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO.....	8
CARICHI ORIZZONTALI.....	8
MATERIALI	10
CALCESTRUZZO IN OPERA	10
ACCIAIO D'ARMATURA IN OPERA	11
DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE (PREDIMENSIONAMENTO)	12
SCHEMI GRAFICI	13

PREMESSA

La presente relazione preliminare è redatta allo scopo di predimensionare le strutture civili facenti parte del parco eolico denominato "Lisa" in progetto nel territorio dei comuni di Morcone (BN) e Pontelandolfo (BN) proposto dalla società RWE Renewables Italia s.r.l..

Le strutture facenti parte del progetto sono:

- N. 8 aerogeneratori del tipo Vestas V162 con altezza mozzo pari a 119 m e diametro del rotore pari a 162 m con relative opere di fondazione nel territorio di Morcone (BN);
- Stazione elettrica di trasformazione 150/30 kV nel territorio del comune di Pontelandolfo (BN).

Gli aerogeneratori in progetto, costituiti da torri, lame e navicella, presentano struttura di elevazione in acciaio strutturale mentre la struttura in fondazione, costituita da plinto su pali, sarà realizzata in cemento armato gettato in opera. Le opere strutturali civili relative ai basamenti delle cabine elettriche, eventuali recinzioni, muri di contenimento ed eventuali tombini per attraversamenti idraulici, saranno realizzate in cemento armato gettato in opera.

La scelta del sistema fondale delle turbine eoliche riveste particolare importanza perché un loro non adeguato comportamento potrebbe pregiudicare la funzionalità dell'intero parco.

La scelta tra le diverse soluzioni di fondazione disponibili è funzione sia delle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura che delle condizioni morfologiche e, soprattutto, geologico/geotecniche del sito.

In questa fase si farà riferimento ad una stima delle sollecitazioni necessarie al predimensionamento delle fondazioni rimandando alla progettazione esecutiva l'elaborazione del dimensionamento esecutivo delle opere nel rispetto delle normative vigenti in materia di sicurezza strutturale.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Legge 05/11/1971 n.1086: *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;*

Legge 02/02/1974 n.64: *Ministero dei lavori pubblici - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;*

Decreto Ministeriale 16/01/1996: *Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi;*

Decreto Ministeriale 09/01/1996: *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;*

Decreto Ministeriale 11/03/1988: *Ministero dei lavori pubblici - 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;*

Decreto Ministeriale 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;*

Circolare Ministero LL.PP. 24/09/1988 n.30483: *Legge 02/07/1974 – D.M. 11/03/1988 – Istruzioni per l'applicazione;*

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18

Circolare 21 gennaio 2019, n.7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni”» di cui al D.M. 17/01/2018;

IEC 61400-1, 2005 - Wind turbine generator system;

DESCRIZIONE TECNICA DELL'AEROGENERATORE PREVISTO NEL PROGETTO

L'aerogeneratore previsto ha una potenza nominale di 6,00 MW ed è del tipo Vestas V162 con altezza al mozzo pari a 119 m. Il rotore è costituito da tre lame collegate al mozzo. Le lame sono controllate dal sistema di ottimizzazione basato sul posizionamento ottimizzato delle stesse in funzione delle varie condizioni del vento. Il diametro del rotore è pari a 160 m con area spazzata pari a circa 20.611 m² e verso di rotazione in senso orario con angolo di tilt pari a 6°.

Le pale sono realizzate in fibra di carbonio e di vetro e sono costituite da due gusci di aerazione legati ad un fascio di supporto o con struttura incorporata. Il mozzo è in ghisa, supporta le tre pale e trasferisce le forze reattive ai cuscinetti e alla coppia al cambio tramite l'albero principale di acciaio. L'accoppiamento rende possibile il trasferimento dalla rotazione a bassa velocità del rotore a quella ad alta velocità del generatore. Il freno a disco è montato sull'albero ad alta velocità.

L'altezza della torre sarà di circa 119 m. Essa sarà composta da più tronchi tra loro ancorati in verticale.

La navicella ha una struttura esterna in fibra di vetro con porte a livello pavimento per consentire il passaggio delle strutture interne da montare. Sono presenti sensori di misurazione del vento e lucernari che possono essere aperti dall'interno della navicella ma anche dall'esterno.

L'aerogeneratore opera a seconda della forza del vento; al di sotto di una certa velocità, detta di cut-in, la macchina è incapace di partire; perché ci sia l'avviamento è necessario che la velocità raggiunga tale soglia che nel caso dell'aerogeneratore di progetto è pari a 3 m/s.

Durante il funzionamento la velocità del vento “nominale” è la minima velocità del vento che permette alla macchina di fornire la potenza di progetto; tale velocità è pari a 13 m/s. Ad elevate velocità (25 m/s) l'aerogeneratore viene posto fuori servizio per motivi di sicurezza (*velocità di cut-off*).

CLASSIFICAZIONE SISMICA

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

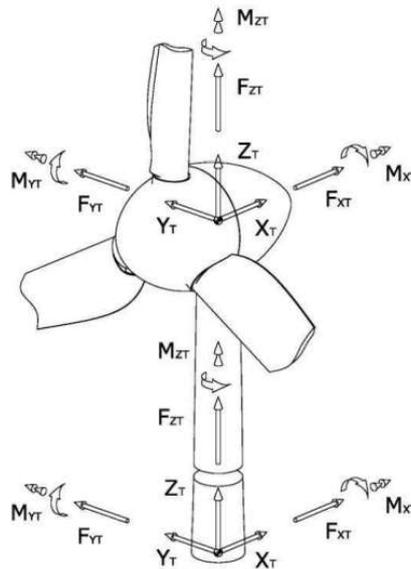
Il territorio oggetto di intervento ricade nella Zona Sismica 1 (Zona con pericolosità sismica alta. Indica la zona più pericolosa dove possono verificarsi fortissimi terremoti), indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Campania n. 5447 del 7.11.2002.

DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA DELLE OPERE DI FONDAZIONE DEGLI AEROGENERATORI

Nella fase preliminare di calcolo tutte le calcolazioni sono state eseguite secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni e in ossequio alle normative attualmente vigenti. In particolare, il criterio di progettazione e verifica adottato è quello degli stati limite.

Le competenze del progettista delle fondazioni, partendo dalle sollecitazioni alla base della torre fornite dal produttore degli aerogeneratori, si limitano al predimensionamento geometrico delle opere in calcestruzzo armato e delle relative armature.

Il sistema di riferimento adottato è riportato nella seguente figura.



Le azioni di progetto considerate sono:

- Azioni dovute al peso proprio ed alle componenti non strutturali della torre;
- Azione del vento;
- Azione sismica.

Per la geometria delle macchine installate sopra la torre non sono stati considerati carichi da neve sia perché ininfluenti ai fini della verifica, sia perché non esistono in pratica possibilità di accumulo significativo della neve sia sulle pale che sulla navicella.

I carichi permanenti sono quelli dovuti al peso proprio delle macchine installate sulla torre e alle installazioni (tecnologiche e di servizio) interne ed esterne della torre.

L'azione del vento per la località oggetto di intervento è stata determinata secondo quanto disposto al Paragrafo 3.3 delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e relativa Circolare applicativa.

La forma e le dimensioni delle fondamenta degli impianti di energia eolica dipendono principalmente dalle caratteristiche del terreno del sito; esse devono essere dimensionate in modo da non superare i limiti massimi di pressione consentiti sul terreno e in modo tale che i carichi derivanti dal funzionamento dell'impianto e da sollecitazioni estreme possano essere dispersi nel terreno. In caso di condizioni del terreno sfavorevoli, potrebbe essere necessario un cambio del terreno presente nel luogo, rimuovendo gli strati più deboli e sostituendoli con materiale pressato, allo scopo di consentire trasmissioni al terreno di pressioni maggiori. Oltre al rispetto del carico, è necessario che le fondazioni garantiscano un posizionamento sicuro dell'impianto e che il sistema fondazione- terreno raggiunga una speciale resistenza di serraggio.

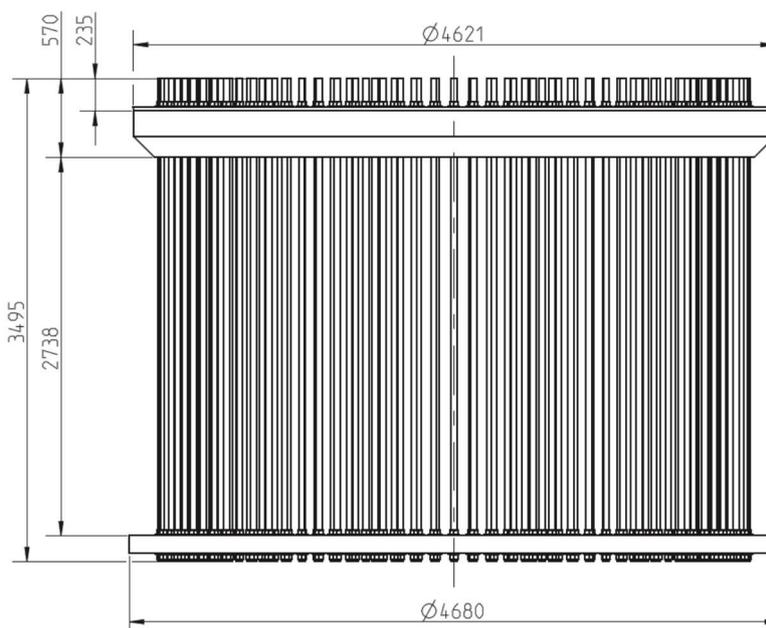
Sulla base di valutazioni geologiche e geotecniche preliminari e delle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura, si prevede, in prima approssimazione, l'adozione un sistema fondale di tipo profondo costituito da plinti su pali, le cui caratteristiche saranno di seguito illustrate.

È opportuno evidenziare che i valori di sollecitazione desunti sono riferiti ad un aerogeneratore avente altezza al mozzo pari a 166 m e pertanto il predimensionamento eseguito risulta sovradimensionato a vantaggio di sicurezza. L'effettivo dimensionamento delle strutture di fondazione è rimandato al progetto esecutivo.

Ai fini del predimensionamento della struttura di fondazione non si considera la condizione sismica poiché le sollecitazioni indotte dal vento estremo sono più gravose. Vista infatti la conformazione della torre eolica, essa presenterà periodi propri di vibrazione dell'ordine dei secondi in corrispondenza dei quali, data la conformazione dello spettro sismico elastico, si avranno accelerazioni sismiche non significative per il dimensionamento geometrico delle strutture. Infatti, come innanzi esposto, viene considerata quale sollecitazione dimensionante quella relativa alle condizioni di vento estremo combinate e fornite per una turbina avente dimensioni e potenza pari a quella oggetto della presente.

Dette sollecitazioni saranno trasmesse alle opere fondali tramite un anchor cage, costituito da 100 + 100 tirafondi M42 inguainati, i quali sono collegati ad un'estremità con una flangia di base ed all'altra alla flangia di base della torre eolica. Il diametro medio delle circonferenze lungo le quali sono disposti i tirafondi è pari a 400 cm.

Qualunque sia la tipologia fondale impiegata, il particolare più critico da realizzare è certamente il collegamento tra il fusto della WTG e la fondazione.



Parametri geologici e geomeccanici del terreno

Si rimanda alla relazione geologica per la ricostruzione della stratigrafia fondale e di conseguenza la definizione dei principali parametri geo-meccanici e geofisici del terreno di posa (tav. PELS_A.2).

VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI

I pali di fondazione possono essere classificati in base a diversi criteri, ovvero:

- rispetto alle dimensioni (piccolo diametro o micropali);
- rispetto al materiale costituente (calcestruzzo prefabbricato o gettato in opera, c.a.p., acciaio, ecc.);
- rispetto al procedimento costruttivo (infissi, trivellati, ecc.).

L'ultimo criterio è il più importante, poiché il comportamento meccanico, resistente e deformativo, del sistema palo-terreno è fortemente dipendente, oltre che dal tipo di terreno, dalle modalità di messa in opera del palo e dalle conseguenti modifiche dello stato tensionale preesistente nel terreno.

Per le fondazioni profonde non è trascurabile, ed anzi è spesso prevalente, il contributo alla capacità portante delle tensioni tangenziali di attrito e di aderenza tra il terreno e la superficie laterale della fondazione.

Il criterio di progettazione e verifica adottato è quello degli stati limite secondo le N.T.C. 2018. Trattandosi di uno studio di massima si è analizzata la situazione più gravosa relativa allo stato limite ultimo.

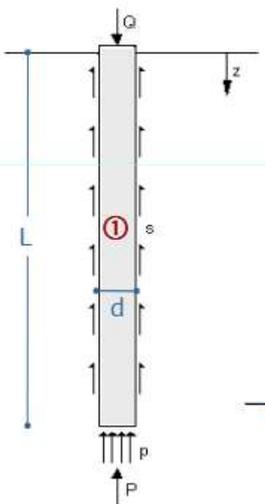
Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, secondo le modalità esposte al p.to 6.4.3 NTC 2018.

MODELLO DI CALCOLO DEL PALO

CARICO LIMITE VERTICALE

La stima della capacità portante per carico verticale del palo di fondazione isolato è effettuata attraverso le formule statiche. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta P e la resistenza laterale S :

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \int_0^L s(z) dz$$



dove con 'p' si indica la resistenza unitaria alla punta, con 's' la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con 'd' il diametro e con 'L' la lunghezza del palo. La suddivisione è convenzionale in quanto gli sforzi laterali ed alla punta vengono mobilitati con il cedimento secondo leggi alquanto diverse e non necessariamente mono tonicamente crescenti; pertanto non è detto che, a rottura, siano contemporaneamente agenti le resistenze massime P ed S.

— Nel calcolo di 'p' ed 's' si prescinde dall'interazione dei due fenomeni di rottura.

RESISTENZA ALLA PUNTA

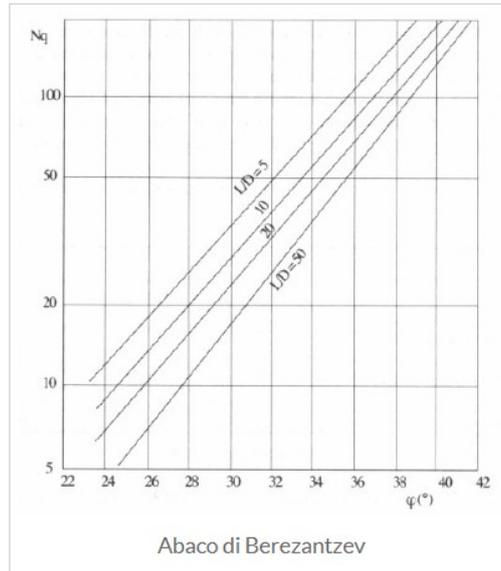
Come per le fondazioni dirette si pone:

$$p = N_q \sigma_{vt} + N_c c$$

dove σ_{vl} rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità L , e cioè quella che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo. Per N_c vale la formula di trasformazione:

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

Il valore di N_q è ricavato dall' abaco di Berentzantzev, di seguito riportato, valido per pali di piccolo diametro.



RESISTENZA LATERALE

Detta $\sigma_h = k\sigma'_{vz}$ la tensione normale orizzontale agente alla profondità z si pone:

$$s = a + k\mu\sigma'_{vz}$$

nella quale 'a' è un termine coesivo, μ un coefficiente di attrito tra palo e terreno, 'k' un coefficiente di spinta e σ'_{vz} la tensione effettiva litostatica alla profondità z .

Il coefficiente μ dipende dalla scabrezza dell' interfaccia tra palo e terreno ed ha come limite superiore $\tan(\phi)$, I valori di 'k' adottati sono individuati nella tabella seguente:

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	Sciolto	denso	
Prefabbricato	1	2	$\tan(3\phi/4)$
Gettato in opera	1	3	$\tan(\phi)$
Trivellato	0,5	0,4	$\tan(\phi)$
Trivellato - pressato con elica continua	0,7	0,9	$\tan(\phi)$

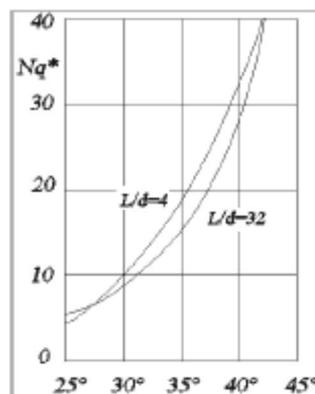
Per il termine coesivo si assume:

$s = \alpha c$ con α dato da:

Tipo di palo	Valori di c (kPa)	Valori di α
Battuto	$c \leq 25$	1,0
	$25 < c < 70$	$1 - 0,011(c - 25)$
	$c > 70$	0,5
Trivellato	$C \leq 25$	0,7
	$25 < c < 70$	$0,7 - 0,008(c - 25)$
	$c > 70$	0,35

CARICO LIMITE DI PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO

Per pali trivellati di grande diametro si adotta l'abaco ridotto delle norme AGI. Si è osservato che la resistenza laterale dei pali raggiunge il suo valore limite in corrispondenza di cedimenti del palo relativamente ridotti dell'ordine di 1-2 cm ed indipendenti dal diametro del palo. La resistenza alla punta al contrario si mobilita per spostamenti proporzionali al diametro pari a circa il 10% di questo per pali battuti ed al 25% per i pali trivellati. Nel caso di pali trivellati di grande diametro, pertanto, la resistenza alla punta si mobilita per spostamenti dell'ordine di 15-20 cm. In corrispondenza di spostamenti così elevati la resistenza laterale potrebbe addirittura assumere valori minori di quelli massimi, nel caso di andamento instabile. In ogni caso, applicando gli usuali valori dei coefficienti di sicurezza al carico limite calcolato come somma di P + S sotto i carichi di esercizio il palo avrebbe dei cedimenti troppo elevati. Per questi motivi il progetto dei pali di grande diametro è basato sulla considerazione di uno stato limite di servizio e non di rottura, pertanto, il carico limite del palo di grande diametro non è tanto quel carico che produrrebbe la rottura del terreno, ma quello che produrrebbe cedimenti troppo elevati incompatibili con la stabilità della struttura.



Analogamente ai pali di piccolo diametro il valore di 'p' è dato dalla relazione:

$$p = N_q^* \sigma_{vt} + N_c c$$

In entrambi i casi, in condizioni non drenate, si porrà $c = c_u$ e $\phi = 0$.

Per pali trivellati il valore dell'angolo ϕ da introdurre nei calcoli sarà $\phi = \phi' - 3^\circ$, dove ϕ' rappresenta l'angolo di attrito del terreno.

CARICHI ORIZZONTALI

Il calcolo del carico limite orizzontale del palo è condotto attraverso la teoria di Broms, essa assume che il comportamento dell'interfaccia palo terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, inoltre il valore della pressione

mobilitata sia indipendente dalla forma della sezione ma dipenda solo dalla dimensione trasversale 'd' (*diametro del palo, lato di una sezione quadrata ecc.*).

Immaginando di imprimere una traslazione orizzontale al palo per effetto della resistenza mobilitata nel terreno, lungo il fusto del palo si destano momenti flettenti e la rottura del complesso terreno palo può presentare diverse caratteristiche anche in funzione del vincolo che si ha in testa al palo.

Se il momento di plasticizzazione del palo è talmente grande che in nessun punto del fusto non è superato dal valore massimo del momento flettente, il comportamento è di ' Palo Corto '; se il palo è libero di ruotare in testa e se il momento massimo supera il momento di plasticizzazione della sezione del palo, lungo il fusto si forma una cerniera plastica ed il comportamento del palo è quello di ' Palo Lungo '; per i pali impediti di ruotare in testa può accadere che si formi una sola cerniera plastica in testa ed il palo ha comportamento di ' Palo Intermedio', ovvero si formano due cerniere plastiche una in testa e l'altra lungo il fusto, in questo caso il palo ha il comportamento di ' Palo lungo ' .

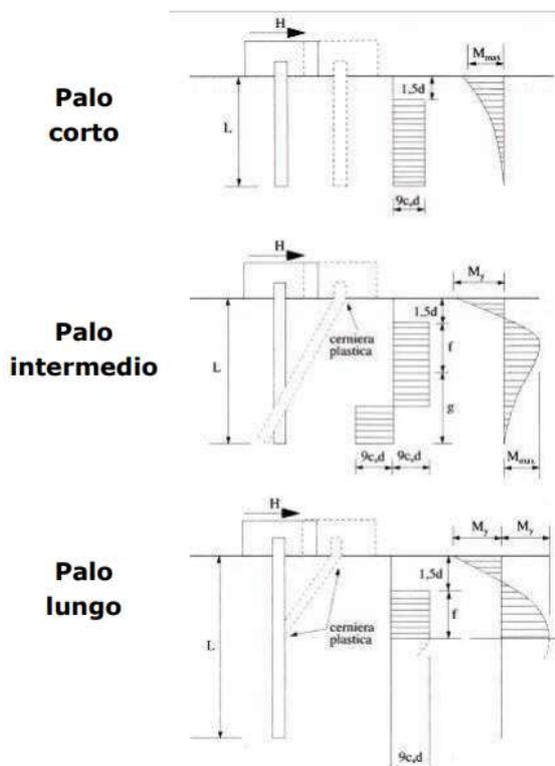
La valutazione della pressione di contatto palo-terreno è valutata secondo la relazione:

$$p = 9cd + 3k_p \gamma d$$

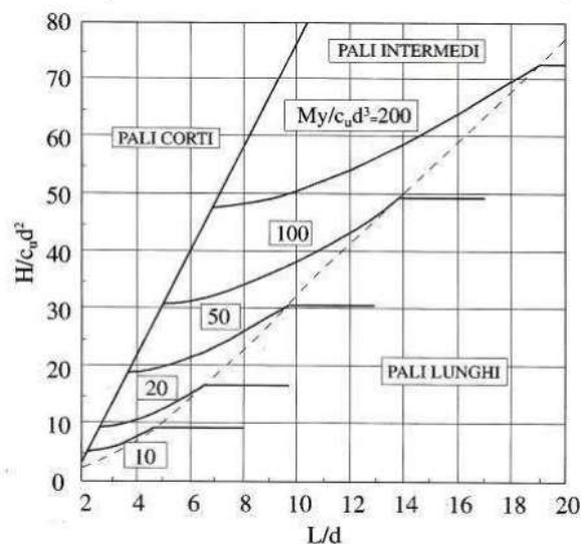
il primo termine, costante, è esteso tra le profondità 1,5d ed L; il secondo variabile linearmente è esteso tra 0 ed L. Il valore di k_p (*coefficiente di spinta passiva*) è dato dalla relazione $k_p = \tan(45 + \phi/2)$.

In condizioni non drenate si porrà $c=c_u$ e $\phi = 0$, quando si individua che $\phi = 0$ si trascura automaticamente il secondo termine (*esso potrebbe essere trascurato imponendo $\gamma=0$, ma il calcolo automatico condurrebbe ad una errata valutazione del carico limite verticale*), per terreni incoerenti si porrà $c=0$.

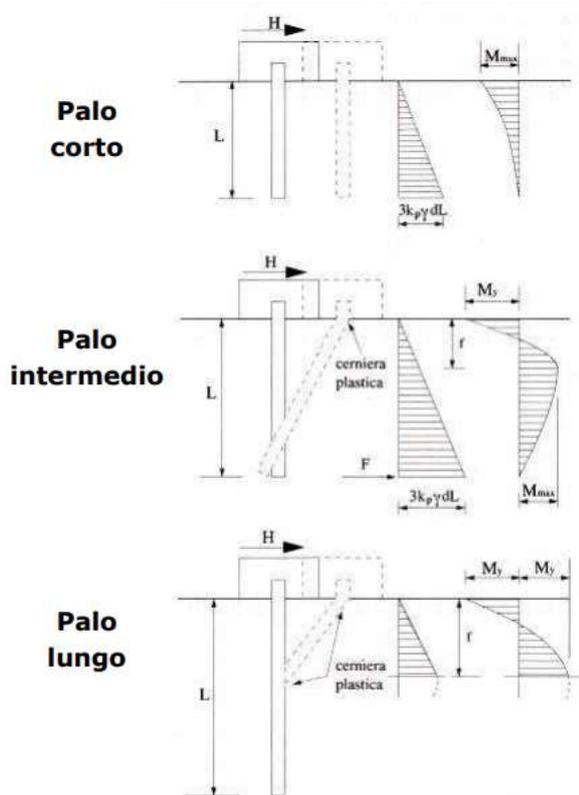
Terreni coesivi



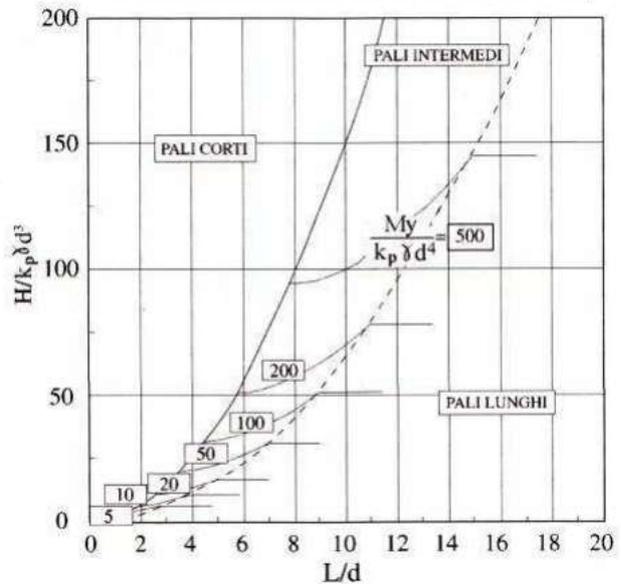
Palo	Cerniere plastiche	$H_{lim}/c_u d^2$
Corto	0	$f(L/d)$
Intermedio	1	$f(L/d, M_y/c_u d^3)$
Lungo	2	$f(M_y/c_u d^3)$



Terreni incoerenti



Palo	Cerniere plastiche	$H_{lim}/k_p \gamma d^3$
Corto	0	$f(L/d)$
Intermedio	1	$f(L/d, M_y/k_p \gamma d^4)$
Lungo	2	$f(M_y/k_p \gamma d^4)$



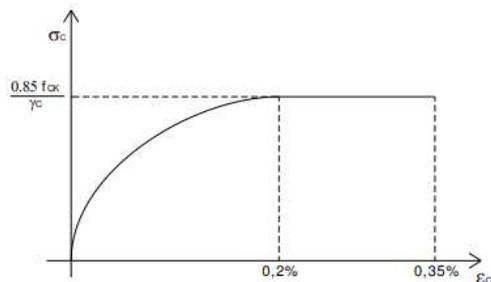
MATERIALI

CALCESTRUZZO GETTATO IN OPERA

Nell'esecuzione delle opere è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- Calcestruzzo ordinario di classe C25/30 per la realizzazione dei pali di fondazione a servizio degli aerogeneratori;
- Calcestruzzo di classe C30/37 per la realizzazione della piastra di base su cui sarà innestata la torre eolica;
- Calcestruzzo di classe C45/55 per il piedistallo di alloggiamento della torre.

Il diagramma costitutivo tensioni – deformazioni per il calcestruzzo è stato ipotizzato del tipo parabola rettangolo, trascurando qualunque resistenza a trazione. L'andamento è dato dal seguente grafico.



Il calcestruzzo ordinario utilizzato in opera sarà di tipo normale avente massa volumica, dopo essiccazione a 105 °C, compresa fra 2000 e 2600 kg/m³.

Dovrà essere garantita, unitamente alla resistenza, la durabilità delle strutture in conglomerato cementizio. Pertanto, nel caso di calcestruzzi a "prestazione garantita" (UNI EN 206-1), dovranno essere rispettate anche le prescrizioni relative alla composizione ed alle caratteristiche del conglomerato fresco ed indurito, nonché quant'altro esplicitamente o implicitamente contenuto nella documentazione tecnica di progetto.

Per i soli calcestruzzi di sottofondazione (indicati anche come "magroni"), è possibile produrre miscele a dosaggio con $R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$.

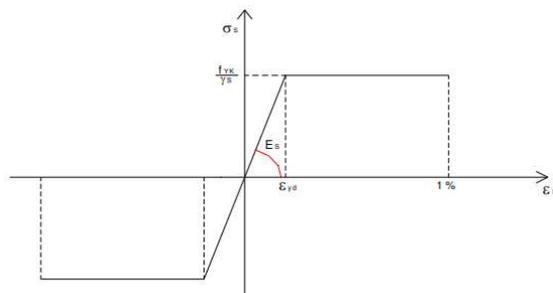
I materiali impiegati per il confezionamento del calcestruzzo sono: aggregato di inerti (sabbia e ghiaia o pietrisco), pasta di cemento (cemento e acqua) ed eventuali additivi. Tali materiali dovranno rispettare quanto indicato nelle normative di riferimento sopra elencate.

- **Aggregati di inerti** - Si utilizzeranno aggregati di massa volumica normale compresa fra 2000 e 3000 kg/mc. Gli inerti in genere dovranno corrispondere ai requisiti prescritti dalla normativa vigente e dalle UNI EN 12620. Dovrà essere attentamente analizzata la possibilità di insorgenza di reazioni tipo "ASR" (alcali silice), prendendo tutti i provvedimenti e le precauzioni indicate nella UNI EN 206-1, nella UNI 8520/22:2002 e nella UNI 8981-8:1999;
- **Cementi** - I cementi devono rispettare le norme, le indicazioni, le caratteristiche e le prescrizioni contenute nella UNI EN 197/01 e nelle normative Legge 26/05/1965 n. 595 e DM 03/06/1968 "Nuove norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova dei cementi";
- **Acqua** - L'acqua di impasto dovrà ottemperare alle prescrizioni della UNI EN 1008:2003 o presentare, in alternativa, un tenore di sali disciolti minore dello 0.2% in peso. Per le acque non provenienti dai normali impianti di distribuzione di acqua potabile, si dovrà stabilirne l'idoneità mediante gli esami necessari per rilevare la presenza di sostanze con influenza negativa sui fenomeni di presa e indurimento del calcestruzzo, nonché sulla durabilità. L'acqua dovrà essere comunque limpida, incolore, inodore e sotto agitazione non dovrà dare luogo a formazione di schiume persistenti;
- **Additivi** - Gli additivi dovranno corrispondere alle prescrizioni delle UNI 7110:1972, UNI EN 934-2:2002, UNI 10765:1999, UNI EN 480-8:1998, UNI EN 480-10:1998. Gli additivi eventualmente utilizzati dovranno migliorare e potenziare le caratteristiche finali dei manufatti ed essere impiegati secondo le precise prescrizioni del produttore che dimostrerà, con prove di un Laboratorio Ufficiale da sottoporre al giudizio del Direttore dei Lavori, di rispondere ai requisiti richiesti ed alle disposizioni vigenti;
- **Calcestruzzo** - Il calcestruzzo potrà essere confezionato con processo industrializzato in uno stabilimento esterno o in cantiere secondo quanto indicato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni e nelle Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004;

ACCIAIO D'ARMATURA IN OPERA

Per l'armatura dei pali e del plinto saranno impiegate barre ad aderenza migliorata del tipo B450C.

Il diagramma costitutivo tensioni – deformazioni per gli acciai da armatura è simmetrico a trazione e compressione ed è ipotizzato di tipo elastico – perfettamente plastico con andamento riportato di seguito.



L'acciaio da utilizzare deve provenire da uno stabilimento qualificato e deve essere controllato in stabilimento secondo le procedure descritte dalle norme tecniche. Deve quindi essere sempre marchiato ed accompagnato dalla relativa documentazione, in particolare:

- *dichiarazione di conformità CE o attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale riportanti un timbro in originale e almeno la data di spedizione ed il destinatario;*
- *documento di trasporto che indichi lo stabilimento di provenienza, le dimensioni, il tipo, la quantità ed il destinatario;*

Nel caso di acciaio lavorato in centri di trasformazione questi ultimi sono tenuti ad effettuare i controlli previsti nelle Norme Tecniche e ad accompagnare la fornitura in cantiere con:

- *Documento di trasporto con dichiarazione degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;*
- *Attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal direttore tecnico del centro di trasformazione, con indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata.*

DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE (PREDIMENSIONAMENTO)

Il plinto di fondazione predimensionato risulta idoneo alla trasmissione dei carichi scaturenti dalla sovrastruttura al terreno. L'effettivo dimensionamento ed il relativo calcolo analitico delle armature è rimandato alla relazione specialistica di calcolo strutturale allegata al progetto esecutivo.

Dal predimensionamento eseguito è risultato idoneo un plinto circolare con diametro esterno pari a 26 metri e colletto di diametro pari a 6,00 m, dotato di n. 18 pali in c.a. disposti lungo la circonferenza di raggio 12,00 metri dall'asse della torre (*ad intervalli di 20°*) con diametro di 120 cm ed infissi ad una profondità di 30 metri dal piano di posa del plinto.

Il plinto presenterà altezza variabile da 1,20 metri a 2,70 metri nella parte alta, mentre la zona centrale di alloggiamento dell'ancoraggio è pari a 3,00 metri. La parte superiore della fondazione è situata a 30 cm sopra il livello del suolo. L'area della piastra di fondazione al di là della base è coperta da materiale di recupero con massa volumica a secco di 18 kN/m³. La fondazione è rinforzata in direzione radiale e circonferenziale con armatura metallica. Si prevede di realizzare plinti diretti, plinti su pali, in funzione delle analisi geologiche e geotecniche espletate.

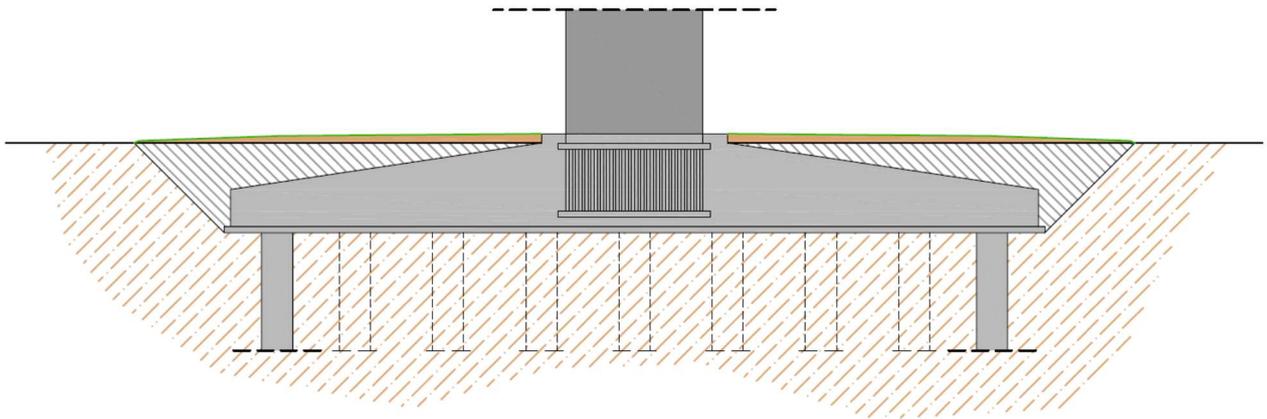


Figura 1. Sezione tipo fondazione su pali

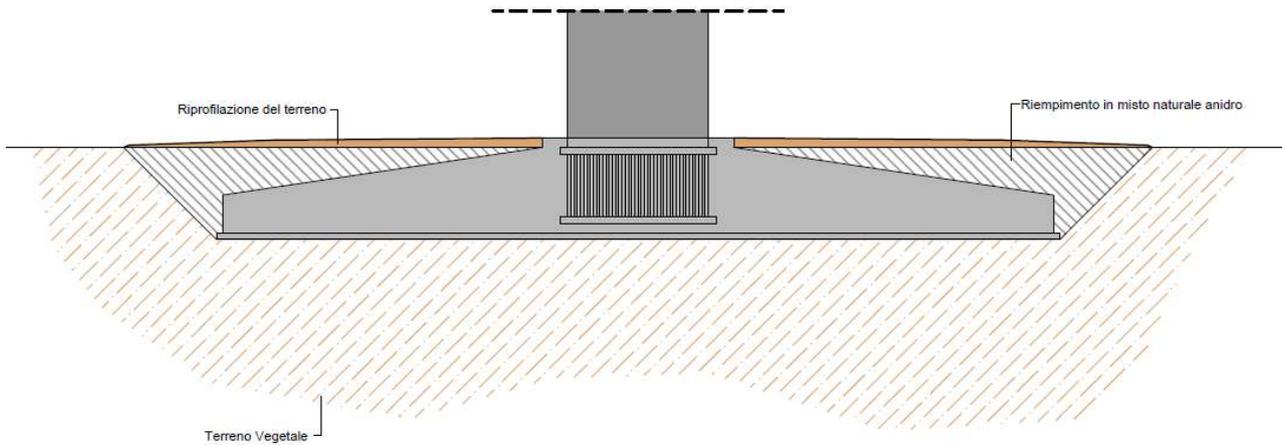


Figura 2. Sezione tipo fondazione diretta

I tecnici:

arch. Carmine D'Occhio

Ing. Giuseppe De Blasis