

Regione Lazio



Comune di Valentano



Comune di Latera



Committente

POGGIO DEL MULINO S.R.L.

Piazza Europa, 14-87100-Cosenza (CS)

P.iva: 03876510789



Titolo del Progetto:

Progetto per la realizzazione e l'esercizio di un parco eolico denominato "Poggio del Mulino"

Documento:

PROGETTO DEFINITIVO

N° Tavola:
REL0004

Elaborato:

Relazione preliminare sulle strutture

SCALA:

-

FOGLIO:

1 di 1

FORMATO:

A4

folder: Relazioni progetto civile_Generali

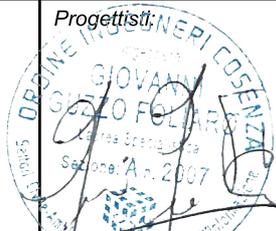
Nome File: REL0004A0.pdf

Progettazione:



NEW DEVELOPMENTS srl
piazza Europa, 14 - 87100 Cosenza (CS)

Progettisti:



dott.ing. Giovanni Guzzo Foliaro



dott.ing. Amedeo Costabile



dott. Ing. Francesco Meringolo

Gruppo di lavoro:

dott.ing. Denise Di Cianni
dott.ing. Diego De Benedittis
dott.ing. Pasquale Simone Gatto
dott.geol. Martina Petracca
dott.ing. Irene Colosimo
dott.geol. Beniamino Morrone

Rev:	Data Revisione:	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
00	06/07/2023	PRIMA EMISSIONE	New. Dev.	P.D.M.	P.D.M.

INDICE DEI CONTENUTI

Premessa	3
1. Normativa di riferimento.....	3
2. Descrizione tecnica dell'aereogeneratore previsto nel progetto.....	5
3. Dimensionamento di massima delle opere di fondazione degli aerogeneratori	6
3.1 Principali dati di progettazione	7
3.2 Sistema di coordinate utilizzato nella progettazione.....	7
3.3 Rigidità rotazionale.....	8
3.3 Carico estremo	9
3.4 Carico caratteristico	9
3.5 Carico permanente.....	10
3.6 Carico di fatica	10
3.7 Interfaccia.....	11
3.8 Dima superiore e inferiore	16
3.9 Schema di livellamento	17
3.10 Schema condotto elettrico.....	19
3.11 Scala di accesso alla torre.....	20
4. Parametri geologici e geomeccanici del terreno.....	21
5. Verifiche geotecniche delle fondazioni	21
6. Materiali	28
6.1 Calcestruzzo in opera	28
6.2 Acciaio d'armatura in opera.....	29
7. Descrizione delle opere di fondazione (predimensionamento).....	31

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1 – Sistema di Coordinate adottato nella progettazione delle strutture di fondazione</i>	8
<i>Figura 2 - Interfaccia della Torre</i>	12
<i>Figura 3 – Schema generale di una Gabbia delle Barre</i>	13
<i>Figura 4 - Schemi per le estremità superiore e inferiore delle barre</i>	14
<i>Figura 5 – Barre filettate (dimensioni in mm)</i>	14
<i>Figura 6 - Finitura gabbia a barre</i>	15
<i>Figura 7 - Lunghezza della guaina protettiva</i>	16
<i>Figura 8 – Dima superiore (dimensione in mm)</i>	16
<i>Figura 9 – Dima inferiore (dimensione in mm)</i>	17
<i>Figura 10 - Schema di esempio delle gambe di livellamento (dimensioni in mm)</i>	18
<i>Figura 11 Schema di Smaltimento delle Boiacche</i>	18
<i>Figura 12 - Schema del condotto elettrico (dimensioni in mm)</i>	19
<i>Figura 13 - Vista dal basso dell'area di passaggio dei cavi di alimentazione</i>	20
<i>Figura 14 - Dimensioni H e L della scala di accesso alla Torre</i>	20
<i>Figura 15 - Dimensione W (larghezza) della scala di accesso alla Torre</i>	21
<i>Figura 16 - Abaco di Berenzantzev (1961)</i>	23
<i>Figura 17 - Abaco Ridotto (Berenzantzev, 1965)</i>	26

INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 1 - Informazioni sul codice di progettazione e condizioni climatiche</i>	7
<i>Tabella 2 - Rigidità Rotazionale Minima della Turbina SG 179 T135-50A</i>	8
<i>Tabella 3 - SG 170 HH135m Carichi estremi fattorizzati / non fattorizzati sul fondo della torre</i>	9
<i>Tabella 4 - Carichi Caratteristici alla base della torre di una turbina SG-170 135T</i>	9
<i>Tabella 5 - Carichi quasi-permanenti stimati sul fondo della torre di una SG-130 T135</i>	10
<i>Tabella 6 - Carichi equivalenti a fatica per 20 anni di vita alla base della torre di una SG-170 T135</i>	10
<i>Tabella 7 - Carichi medi di fatica alla base della torre di una SG-170 135T</i>	11
<i>Tabella 8 – Dimensioni Principali della Flangia a T</i>	11
<i>Tabella 9 - Dimensioni Principali della Gabbia a Barre</i>	12
<i>Tabella 10 - Valori indicativi del coefficiente di aderenza α per pali in terreni coesivi saturi</i>	24
<i>Tabella 11 - Valori del coefficiente di spinta k e del coefficiente di attrito μ in funzione dello stato di addensamento del terreno</i>	24

Premessa

La presente relazione preliminare è redatta allo scopo di predimensionare le strutture civili facenti parte del parco eolico denominato “**Poggio del Mulino**” in progetto nei territori dei comuni di **Valentano (VT)** e di **Latera (VT)** proposto dalla società **Poggio del Mulino s.r.l.**

Le strutture facenti parte del progetto sono:

- **n. 7 aerogeneratori** da 170 m di diametro del rotore con altezza al mozzo pari a 115 m, (tipo **SIEMENS Gamesa SG 6.6-170**) della potenza nominale di **6,6 MW** cadauno, con le relative opere di fondazione in c.a.;
- **Cabina di Consegna**: raccoglie le linee in AT a 36 kV per la successiva consegna alla rete AT. In questa cabina vengono posizionati gli apparati di protezione e misura dell’energia prodotta;
- **Sistema Di Accumulo**: della potenza di 10 MW, con capacità di 40 MWh.

Gli aerogeneratori in progetto, costituiti da **torri, lame e navicella**, presentano struttura di elevazione in **acciaio** e mentre la **fondazione**, costituita da plinto su pali, sarà realizzata in **cemento armato** gettato in opera.

Le opere strutturali civili relativi ai basamenti delle **cabine elettriche**, eventuali recinzioni, muri di contenimento ed eventuali tombini per attraversamenti idraulici, saranno realizzate in **cemento armato** gettato in opera.

1. Normativa di riferimento

La presente relazione preliminare si basa sulle stime 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, che si elenca nel seguito:

- ✚ **Legge 26 maggio 1965 n. 595** “Caratteristiche tecniche e requisiti dei leganti idraulici.”;
- ✚ **Decreto Ministeriale 03 giugno 1968:** “Nuove norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova dei cementi.”;
- ✚ **Legge 05 novembre 1971, n.1086:** “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- ✚ **Legge 02 febbraio 1974, n.64:** “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- ✚ **Legge 2 luglio 1974, n.30** del Consiglio Regionale del Lazio “Disciplina di salvaguardia per l'esecuzione di costruzioni ed opere lungo le coste marine e le rive dei laghi nonché in alcuni territori della Regione.”
- ✚ **Decreto Ministeriale 11 marzo 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 settembre 1988 n.30483:** “Istruzioni per l'applicazione della Legge 2 luglio 1974 e del Decreto Ministeriale 11 marzo 1988”;
- ✚ **Decreto Ministeriale 09 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”;
- ✚ **Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996:** “Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- ✚ **Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018:** “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- ✚ **UNI 7110:1972:** “Additivi per impasti cementizi. Determinazione della solubilità in acqua distillata ed in acqua satura di calce”;
- ✚ **UNI EN 480-8:1998:** “Additivi per calcestruzzo, malta e malta per iniezione. Metodi di prova. Determinazione del tenore di sostanza secca convenzionale.”;
- ✚ **UNI EN 480-10:1998:** “Additivi per calcestruzzo, malta e malta per iniezione. Metodi di prova. Determinazione del tenore di cloruri solubili in acqua.”;
- ✚ **UNI 10765:1999:** “Additivi per impasti cementizi - Additivi multifunzionali per calcestruzzo - Definizioni, requisiti e criteri di conformità”;
- ✚ **UNI 8981-8:1999:** “Durabilità delle opere e degli elementi prefabbricati di calcestruzzo - Istruzioni per prevenire la reazione alcali-silice”;

- ✚ **UNI EN 934-2:2002:** “Additivi per calcestruzzo, malta e malta per iniezione - Additivi per calcestruzzo - Definizioni, requisiti, conformità, marcatura ed etichettatura”;
- ✚ **UNI 8520-22:2002:** “Aggregati per calcestruzzo - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 12620 - Parte 2: Requisiti”;
- ✚ **UNI EN 1008:2003:** “Acqua d'impasto per il calcestruzzo - Specifiche di campionamento, di prova e di valutazione dell'idoneità dell'acqua, incluse le acque di ricupero dei processi dell'industria del calcestruzzo, come acqua d'impasto del calcestruzzo”;
- ✚ **UNI 11104:2004:** “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.
- ✚ **UNI EN 206-1:2006:** “Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- ✚ **UNI EN 12620:2008** “Aggregati per calcestruzzo”;
- ✚ **IEC 61400-1:2005+AMD1:2010:** “Wind Turbine Design requirements”;
- ✚ **UNI EN 197-01:2011** “Cemento - Parte 1: Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”.

2. Descrizione tecnica dell'aerogeneratore previsto nel progetto

L'aerogeneratore previsto ha una potenza nominale di **6,6 MW** ed è del tipo **SIEMENS Gamesa SG 6.6-170** con altezza al mozzo pari a **115 m**. Il rotore è ad asse orizzontale ed 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 **170 m** con area spazzata pari a circa **22.690 m²** e verso di rotazione in senso orario con **angolo di tilt** pari a **6°**.

Le pale sono realizzate in **fibra di vetro CRP (Carbon Reinforced Plastic)** e sono costituite da due gusci di aerazione legati ad un fascio di supporto o con struttura incorporata. Il **mozzo** è in ghisa e supporta le tre pale e trasferisce le forze reattive ai cuscinetti e alla coppia al cambio tramite l'albero principale (anch'esso in ghisa) 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 idraulico** è posizionato nella parte posteriore del cambio.

La **torre di sostegno**, con altezza complessiva di circa **115 m**, è del tipo **tubolare a cinque trami** tra loro ancorati in verticale con unioni bullonate.

L'aerogeneratore opera a seconda della forza del vento; al di sotto di una certa velocità, detta "**cut-in wind speed**", 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**" (detta "**Rated Wind Speed**") è la minima velocità del vento che permette alla macchina di fornire la potenza di progetto; tale velocità è pari a **11 m/s**. Ad elevate velocità l'aerogeneratore viene posto fuori servizio per motivi di sicurezza. Tale velocità è detta **cut-off wind speed** e, per l'aerogeneratore in progetto, è pari a **25 m/s**.

3. Dimensionamento di massima delle opere di fondazione degli aerogeneratori

Le sollecitazioni utilizzate per il predimensionamento delle fondazioni degli aerogeneratori prescelti sono state ricavate sulla base delle indicazioni fornite dal costruttore nel documento tecnico che si allega alla presente relazione (denominato "**SIEMENS GAMESA. SG 170 Foundation loads T135-50A**").

Più in particolare, le sollecitazioni agenti sulle fondazioni sono state calcolate in base al **Codice di Progettazione** (riportato in *Tabella 1*) ed alle condizioni climatiche. L'effettivo dimensionamento delle strutture di fondazione è rimandato al progetto esecutivo. Per la progettazione preliminare, viene considerata quale sollecitazione dimensionante quella relativa alle **condizioni di vento estremo combinate** agenti su una turbina avente dimensioni e potenza pari a quella prescelta per il presente progetto (**SG 6.6-170**).

Dette sollecitazione saranno trasmesse alle opere fondali tramite una **Gabbia di Ancoraggio** o **Anchor Cage** costituita da **280 barre di tipo M39**, le quali sono collegati ad un'estremità ad 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 **565 cm**.

3.1 Principali dati di progettazione

Si riportano, nella seguente tabella, le principali informazioni utili alla progettazione preliminare delle strutture, tra cui il sopracitato **Codice di Progettazione** fornito dalla regolamentazione internazionale IEC-61400, la vita utile del progetto, e le informazioni sulle condizioni climatiche di progetto. Nel documento “Developer Package” di **SGRE (Siemens Gamesa Renewable Energy)** specifico alla turbina in esame, si sottolinea che tali condizioni di vento sono assunte come “**condizioni limite**” o “**boundary conditions**”, superate le quali le regole per la progettazione delle fondazioni della turbina devono necessariamente essere revisionate rispetto a quelle fornite dal documento stesso.

Tabella 1 - Informazioni sul codice di progettazione e condizioni climatiche

Descrizione	Unità di misura	valore
Codice di Progettazione	-	IEC-61400-1 Ed3
Classe IEC	-	3°
Vita utile del progetto	Anni	20
Velocità del vento all'altezza mozzo	m/s	7,50
Velocità del vento estrema mozzo	m/s	37,50
Intensità media di turbolenza a 15 m/s	-	0,16
Densità media dell'aria	Kg/m ³	1,225

3.2 Sistema di coordinate utilizzato nella progettazione

Il sistema di coordinate locale utilizzato per la valutazione dei carichi sul fondo della torre, e dunque per la progettazione delle strutture a sostegno della stessa, è illustrato nella seguente figura.

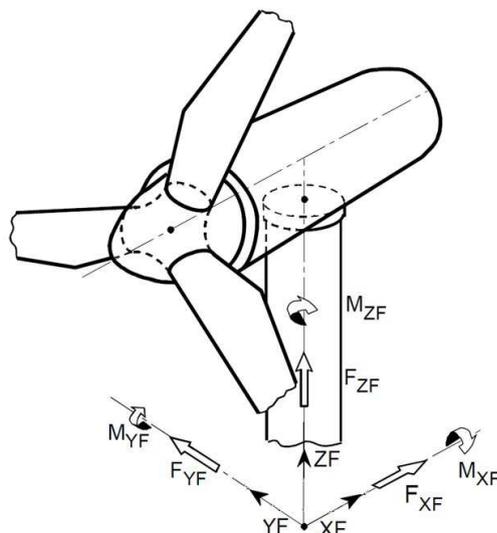


Figura 1 – Sistema di Coordinate adottato nella progettazione delle strutture di fondazione

Secondo tale sistema, l'asse z punta verso l'alto, l'asse x punta sottovento e l'asse y è perpendicolare al piano creato dagli assi x e z secondo la “regola della mano destra”.

3.3 Rigidità rotazionale

La rigidità rotazionale minima della fondazione deriva dal modello aeroelastico del completo della turbina eolica. Nel caso in cui questi valori guidino i progetti di fondazione, i valori inferiori possono essere valutati se essi continuano a garantire l'adeguato comportamento dinamico della turbina eolica.

I requisiti di **rigidità rotazionale** della fondazione sono specificati da **SGRE (Siemens Gamesa Renewable Energy)** per ciascuna turbina eolica, in modo da far funzionare correttamente la turbina alla frequenza naturale dell'intera unità. Se questa condizione non è soddisfatta, i carichi di fondazione forniti da SGRE per la progettazione non sono più da ritenersi validi. Nel caso di fondazioni su pali, SGRE fornirà il **valore minimo di rigidità orizzontale** della fondazione da garantire nel progetto.

Il valore per **SG 170 T135-50A** è mostrato nella tabella che segue

Tabella 2 - Rigidità Rotazionale Minima della Turbina SG 179 T135-50A

WTG	SG 170 - T135 – 50A
-----	---------------------

Rigidità rotazionale minima della fondazione	$1,5 \times 10^{11}$ Nm/rad
--	-----------------------------

3.3 Carico estremo

I **carichi estremi** per la progettazione delle fondazioni di una **SG 170 T135-50A** sono mostrati nella tabella che segue:

Tabella 3 - SG 170 HH135m Carichi estremi fattorizzati / non fattorizzati sul fondo della torre

Combinazione di Carico	Fattore di Carico	Fx (kn)	Fy (kn)	Fz (kn)	Mx (knm)	My (knm)	Mz (knm)	Mxy (knm)
Dlc22_3bn_v11.0_p_s8	1,1	1.899,37	-30,20	-8.518,03	10.542,98	248.324,90	848,69	248.548,63

I carichi forniti da **SGRA** come "carichi estremi" sono i **massimi carichi statici** per la specifica turbina eolica calcolati secondo lo standard **IEC 61400** o **DIBt** per ciascuna classe di sito. Questi carichi non devono essere combinati con nessun altro tipo di carico. Includono il comportamento dinamico della struttura e **corrispondono al caso più sfavorevole** alla base dell'aerogeneratore tra i diversi casi di carico, secondo IEC 61400 o DIBt. Pertanto, i carichi forniti da Siemens Gamesa come "carichi estremi" sono direttamente i **carichi di progetto della fondazione**. Tali carichi, nella progettazione, non saranno divisi o combinati con qualsiasi altro carico.

3.4 Carico caratteristico

I **carichi caratteristici** (massima combinazione di carico del momento flettente M_{xy} dei gruppi *N*, *E* e *T* secondo le linee guida internazionali **GL2012 (Sez. 5.4.3.1.3)**, o gruppi equivalenti *NT* secondo lo standard internazionale **IEC 61400-1 2006**, sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 4 - Carichi Caratteristici alla base della torre di una turbina SG-170 135T

Combinazione Di Carico	Fattore Di Carico	Fx (kn)	Fy (kn)	Fz (kn)	Mx (knm)	My (knm)	Mz (knm)	Mxy (knm)
Dlc14_V90.0_P_000	1	1.316,18	54,14	-7.707,99	2.463,44	186.812,50	294,48	186.828,70

3.5 Carico permanente

I carichi secondo le linee guida internazionali per la certificazione **GL2010** (*Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines. Germanischer Lloyd*) considerando i casi di carico (**Design Load Cases, DLCs**) **1.1 e 6.4** con probabilità di superamento $P_f = 10^{-2}$ (equivalenti a **1750 h in 20 anni**) con $\gamma_F = 1,0$ sono stati stimati come mostrato nella tabella che segue:

Tabella 5 - Carichi quasi-permanenti stimati sul fondo della torre de ina SG-130 T135

altezza dal fondo (m)	Fattore di carico	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	Mxy (kNm)
0,00	1	1.006,50	1.007,01	-7.544,75	20.249,99	139.551,80	4.991,20	139.856,37

3.6 Carico di fatica

Le torri eoliche rientrano nei casi definiti dall'Eurocodice 3 in cui è necessaria la valutazione della resistenza a fatica, in quanto elementi soggetti a vibrazioni indotte dal vento [25]. La verifica a fatica ha l'obiettivo di assicurare il corretto funzionamento della struttura durante l'intera vita di progetto e di evitare il collasso a causa di fenomeni di fatica, cioè del graduale propagarsi di una cricca a seguito di sollecitazioni cicliche sotto la tensione di rottura. I carichi di fatica equivalenti sono forniti per le basi di progetto nella tabella che segue:

Tabella 6 - Carichi equivalenti a fatica per 20 anni di vita alla base della torre di una SG-170 T135

	Fattore di carico	m	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Fondo della torre	1	4	560,67	303,66	174,19	26.512,46	45.561,28	10.268,24
Fondo della torre	1	7	556,44	328,85	171,86	32.543,10	57.949,46	10.821,19

Nella tabella sopra riportata, i valori "m" corrispondono al **gradiente di Wöhler**, che ha un valore di **m = 4** per **acciaio annegato** e **m = 7** per **armatura in cemento armato**.

La seguente tabella mostra i carichi di fatica medi per la progettazione della fondazione:

Tabella 7 - Carichi medi di fatica alla base della torre di una SG-170 135T

Fattore di carico	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)
1	478,42	-5,29	-7.608,11	4.649,15	66.600,68	-58,85

3.7 Interfaccia

La giunzione tra torre e fondazione dovrà essere eseguita utilizzando le **interfacce fornite da SGRE** (compresi i sistemi di livellamento e posizionamento). Per la fondazione **SG T135-50A** è inclusa un'interfaccia a **gabbia per barre post-tensionate**. La gabbia delle sbarre deve essere assemblata con la **flangia a T inferiore T135**. Le dimensioni principali della flangia a T sono illustrate come segue:

Tabella 8 – Dimensioni Principali della Flangia a T

Spessore flangia con collo (tflt)	0,140
Spessore flangia senza collo (tfl)	0,095
Larghezza della flangia (wfl)	0,350
Spessore del guscio del collo (tsh)	0,0493
Diametro BCD (dBCD)	5.482 / 5.818
Diametro centrale della conchiglia del collo (dMpl)	5.650
Diametro dei fori dei bulloni (Dbh)	0,045
Numero di bulloni (nmet)	140 * 2
Bolt metrico	39

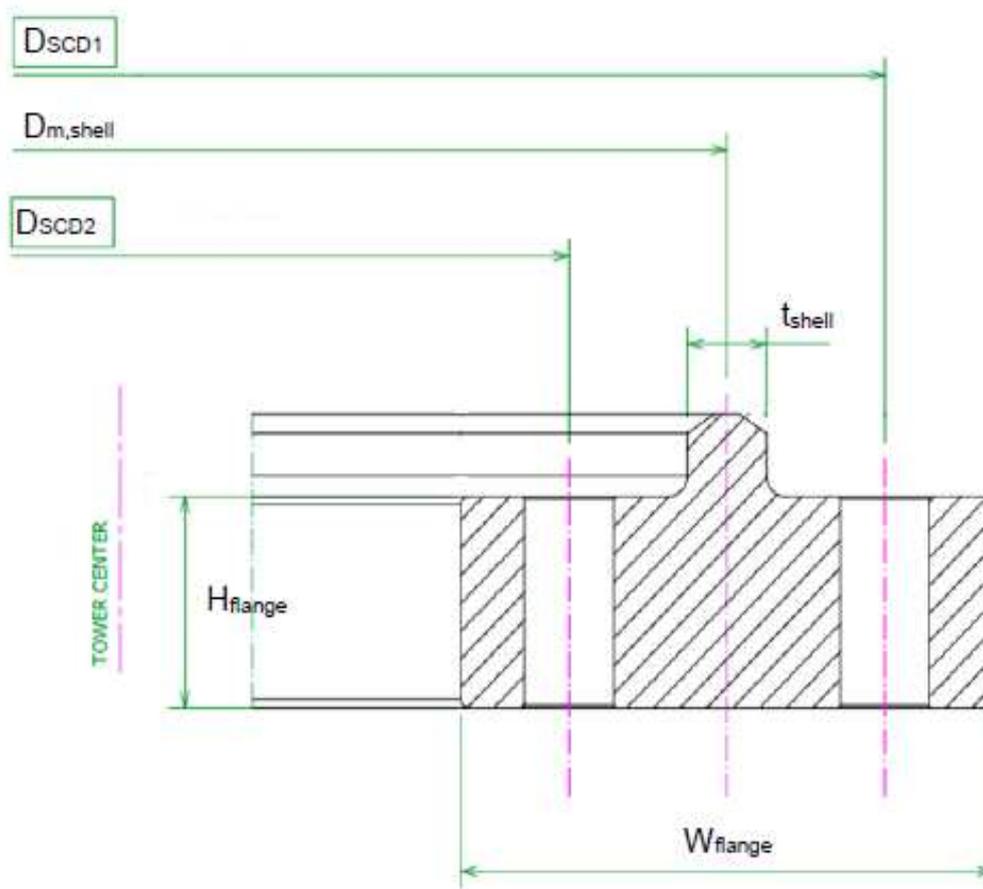


Figura 2 - Interfaccia della Torre

Le dimensioni della **gabbia a barre** possono essere visualizzate di seguito:

Tabella 9 - Dimensioni Principali della Gabbia a Barre

Dped (m)	7.1	Diametro piedistallo
Hped (m)	0,5	Altezza del piedistallo
N righe	2	Numero di righe
D (m)	5.65	Diametro medio della torre
Nbars	280	Numero totale di barre
s (m)	0.168	Distanza tra le file
Metrica a barre	M39	Metrica delle barre filettate
Ø condotti successivi (mm)	50	Diametro esterno dei condotti di protezione per barre filettate
Wtow (m)	0.350	Larghezza della flangia della torre
Htow (m)	0.095	Spessore della flangia inferiore della torre
Collo (m)	0.0495	Spessore del collo della flangia della torre
Wtem (m)	0.519	Larghezza della sagoma superiore
Htem (m)	0.085	Spessore della sagoma superiore

$\varnothing h, \text{ tem (mm)}$	42	Diametro dei fori della dima superiore
$W_{\text{gro (m)}}$	0.740	Larghezza della malta
$H_{\text{gro (m)}}$	0.160	Spessore dello strato di boiaccia (misurato tra facce inferiori della dima superiore e della boiaccia)
$H_{\text{upp (m)}}$	0.300	Altezza del calcestruzzo con diversa resistenza
$W_{\text{low (m)}}$	0.521	Larghezza della sagoma inferiore
$H_{\text{low (m)}}$	0.083	Spessore della dima inferiore
$\varnothing h_{\text{low (mm)}}$	42	Diametro dei fori nella dima inferiore
$L_{\text{bup (mm)}}$	0.280	Lunghezza esposta superiore
$L_{\text{blow (mm)}}$	0.135	Lunghezza inferiore esposta

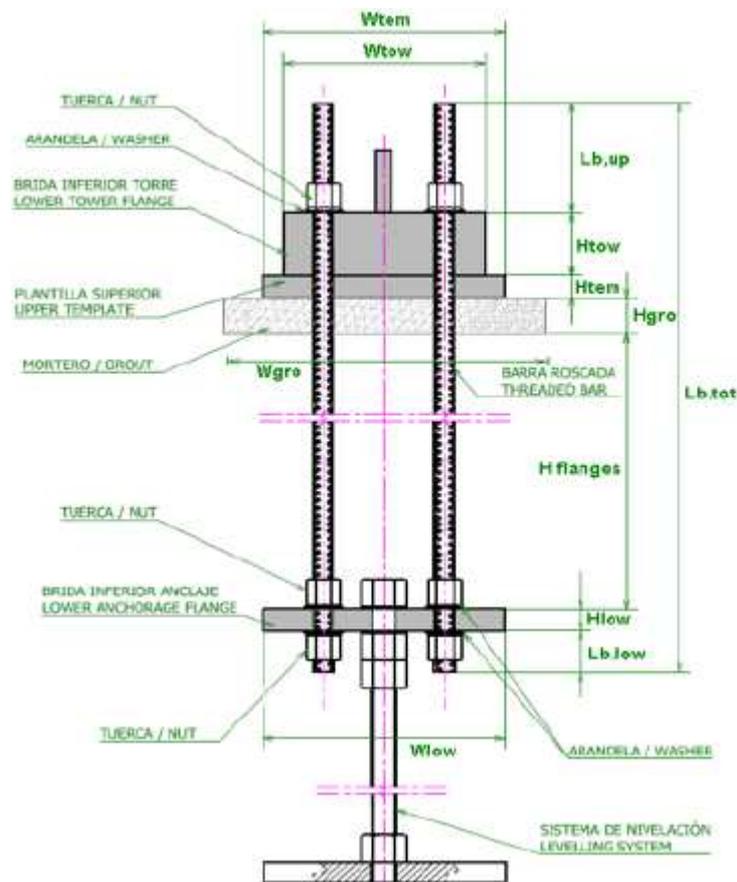


Figura 3 – Schema generale di una Gabbia delle Barre

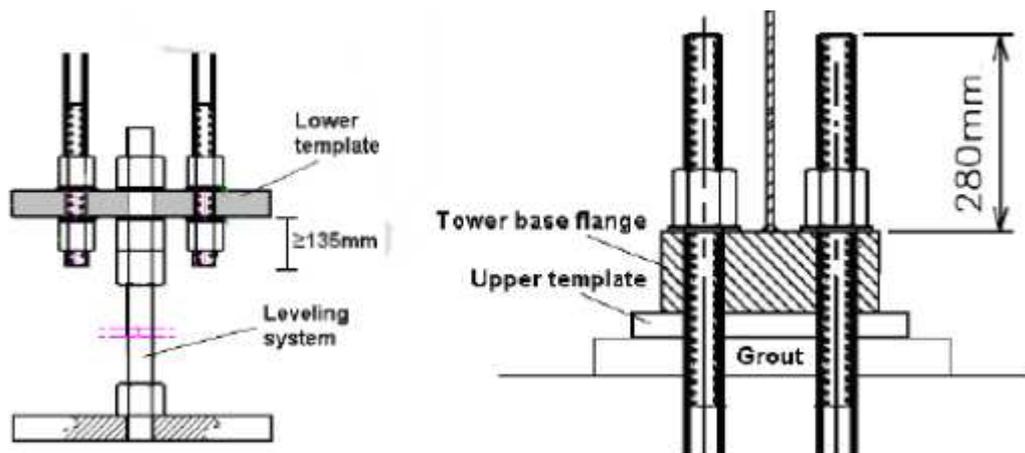


Figura 4 - Schemi per le estremità superiore e inferiore delle barre

Le barre filettate sono le seguenti:

- ✓ **280 (140x2)** barre con estremità filettate
- ✓ BC può essere utilizzato con bulloni di lunghezza compresa tra **3000 mm e 4000 mm (3000 mm, 3500 e 4000 mm)**. Tenere presente che la fondazione è calcolata con una lunghezza del bullone di **4000 mm**.
- ✓ Ogni lunghezza della barra è disponibile secondo le normative **ISO e ASTM**.

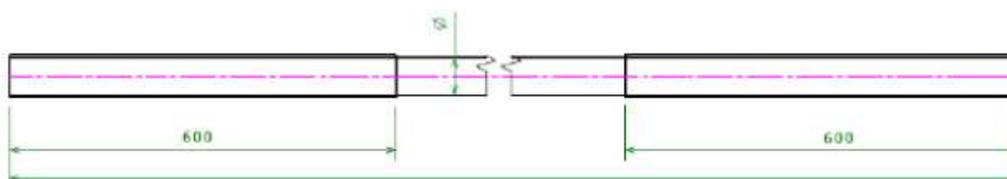


Figura 5 – Barre filettate (dimensioni in mm)

Al fine di ottenere una corretta finitura dell'installazione della gabbia delle barre, sono mostrati i seguenti dettagli:

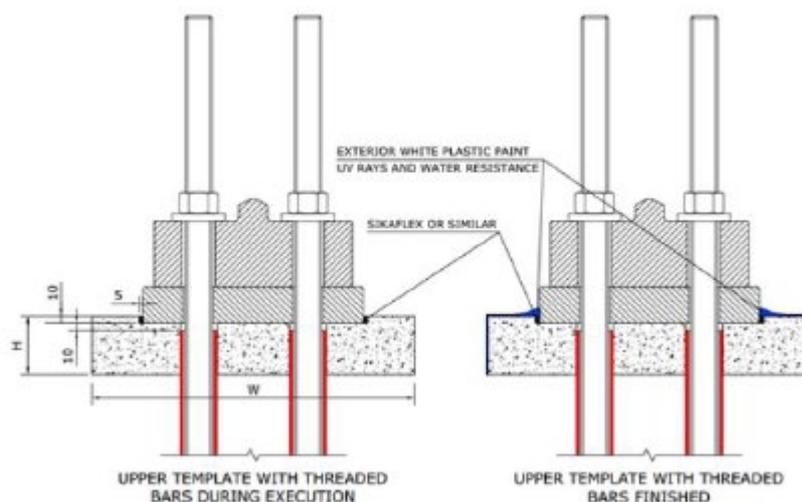


Figura 6 - Finitura gabbia a barre

Le vernici plastiche consentite sono: **Masterseal 6100 FX** (BASF), **Nitocote CM660** (FOSROC), **Sikalastic 560** (SIKA). La connessione bullonata è la seguente:

- 3 dadi per barra (2 sulla dima inferiore e 1 sulla flangia della torre)
 - M39 (ISO 4032) 10.9 per barre filettate secondo norme ISO.
 - Dado esagonale a piena resistenza M39
- Protezione dalla corrosione: zincato a caldo (HDG)
- 2 rondelle per barra (1 sulla dima inferiore e 1 sulla flangia della torre)
 - 1 Rondella M39 (ISO 7089) 300HV per barre filettate secondo normativa ISO per dima inferiori
 - 1 Rondella dura spessa 39-300HV-HDG per flangia torre
- Protezione dalla corrosione: zincato a caldo (HDG)
- Un cappuccio protettivo per barretta
 - M39 per barre filettate secondo normative ISO.
 - Testata per barre filettate secondo normativa ASTM
- Una guaina protettiva per barra (vedere la lunghezza necessaria nella figura seguente):
 - Materiale: PVC
 - Diametro interno minimo: 42 mm
 - Diametro esterno massimo: 50 mm

- Spessore minimo: 2 mm

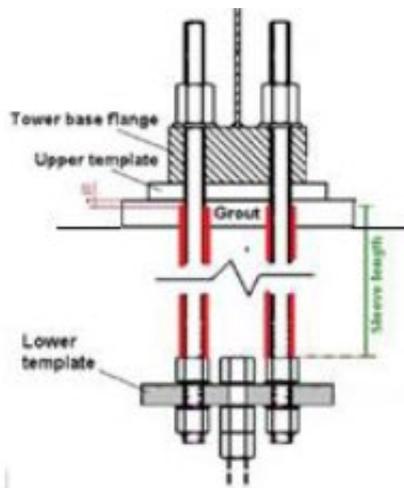


Figura 7 - Lunghezza della guaina protettiva

3.8 Dima superiore e inferiore

La *dima superiore* può essere realizzata con quanto segue:

- *Design monopezzo*
- *Design 4x Segmenti*

Nei due diversi casi, le dimensioni non cambiano. La geometria di questo modello è definita nella figura seguente:

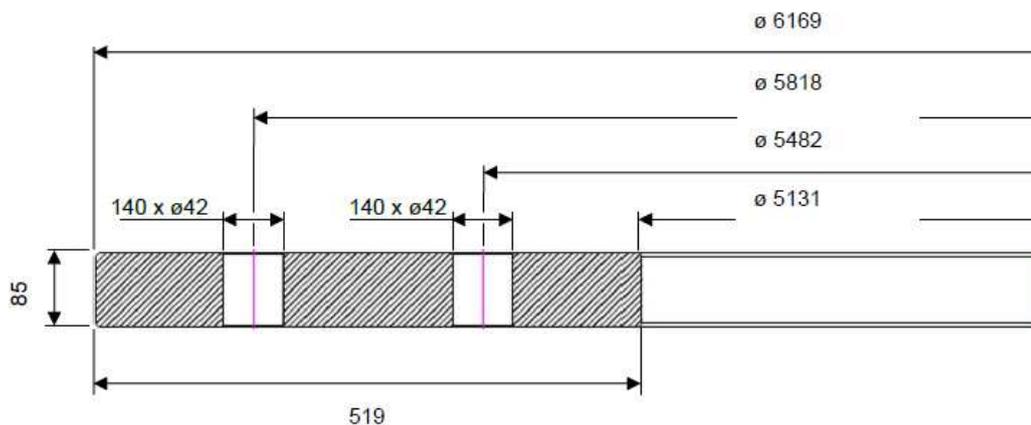


Figura 8 – Dima superiore (dimensione in mm)

La *dima inferiore* può essere realizzata con quanto segue:

➤ Solo Design 4x segmenti

La geometria di una singola dima inferiore della torre è definita nella figura seguente:

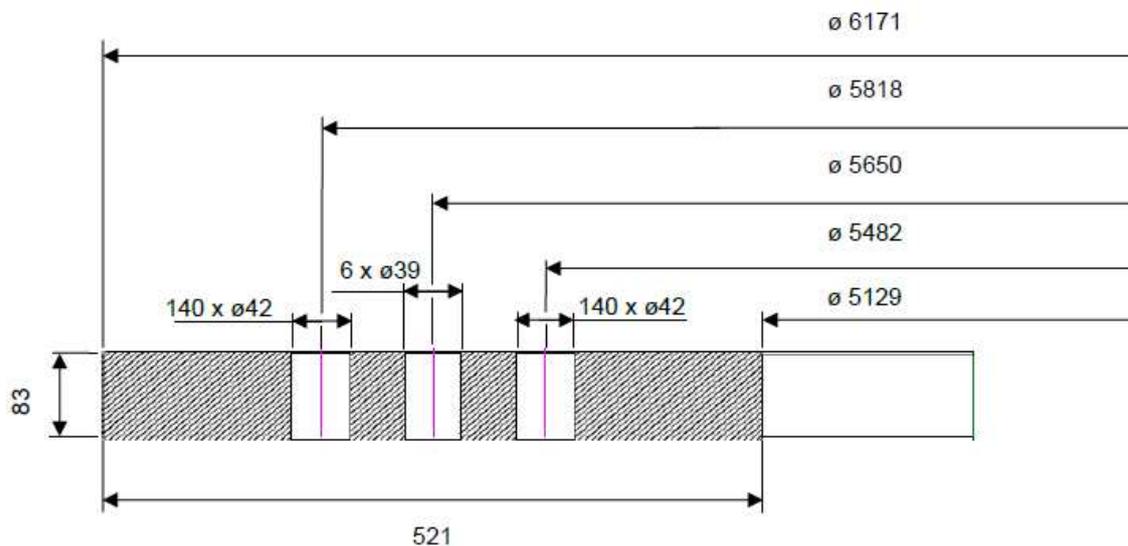


Figura 9 – Dima inferiore (dimensione in mm)

3.9 Schema di livellamento

Sono necessari **12 piedini di livellamento** per effettuare l'assemblaggio della gabbia delle barre. La posizione della dima inferiore all'interno dell'altezza del piedino di livellamento può variare, come mostrato nella figura seguente. Questa posizione può essere combinata con le lunghezze disponibili della barra e la lunghezza esposta sotto la dima inferiore, in modo da adattare l'altezza della gabbia alla fondazione.

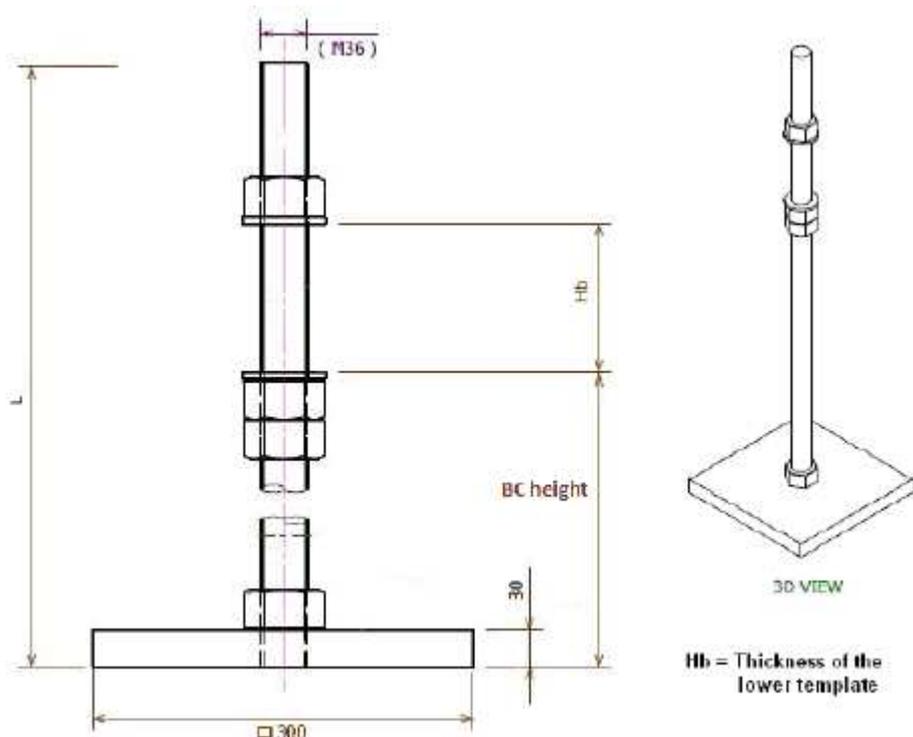


Figura 10 - Schema di esempio delle gambe d livellamento (dimensioni in mm)

Si elencano nel seguito alcune delle caratteristiche principali:

- Spessore minimo della **boiaccia** di **100 mm** e larghezza minima della boiaccia di **740 mm**;
- Resistenza caratteristica della malta minima: **85 MPa (12328,21 psi)**;
- Tipo di malta: **Masterflow 9400 (BASF)**, **Sikagrout 3200**, **Conibextra BB92** o un'altra malta con simili caratteristiche;
- La dima superiore deve essere incorporata per **10 mm** nella malta, come mostrato nella successiva figura:

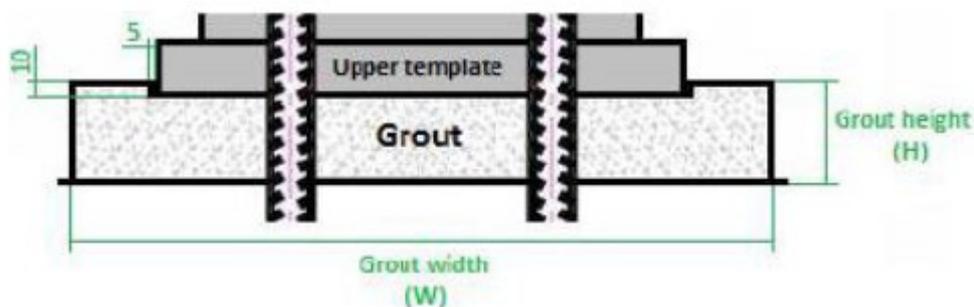


Figura 11 Schema di Smaltimento delle Boiaccine

- Resistenza caratteristica minima del calcestruzzo nei **300 mm** superiori del piedistallo: **40 MPa (5801,51 psi)**
- Resistenza caratteristica minima (resto della fondazione): **35 MPa (5076,32 psi)**
- Dimensioni minime del piedistallo: **Ø7100mm**

3.10 Schema condotto elettrico

Il condotto elettrico comprende:

- **4 cavi HV Ø160**
- **2 cavi LV Ø110**

Lo schema del condotto elettrico e la disposizione dei principali componenti elettrici sono mostrati nella figura seguente:

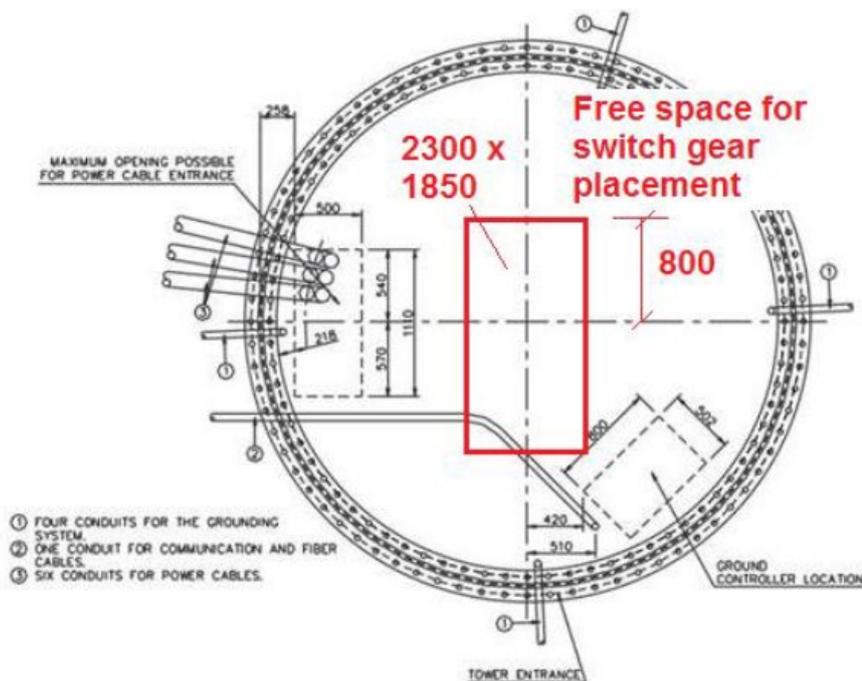


Figura 12 - Schema del condotto elettrico (dimensioni in mm)

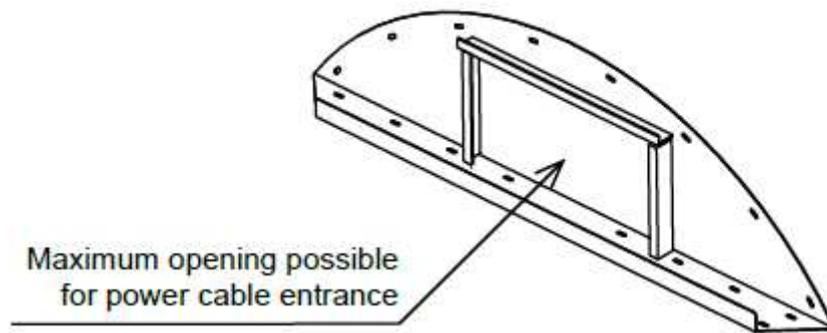


Figura 13 - Vista dal basso dell'area di passaggio dei cavi di alimentazione

3.11 Scala di accesso alla torre

Al fine di garantire una corretta integrazione tra il livello del terreno di fondazione e la scala di accesso alla torre le dimensioni **H**, **L** e **W** della scala di accesso devono essere:

$$L = 6010 \text{ mm}$$

$$H = 395 \text{ mm}$$

$$W = 1200 \text{ mm (trasparente)}$$

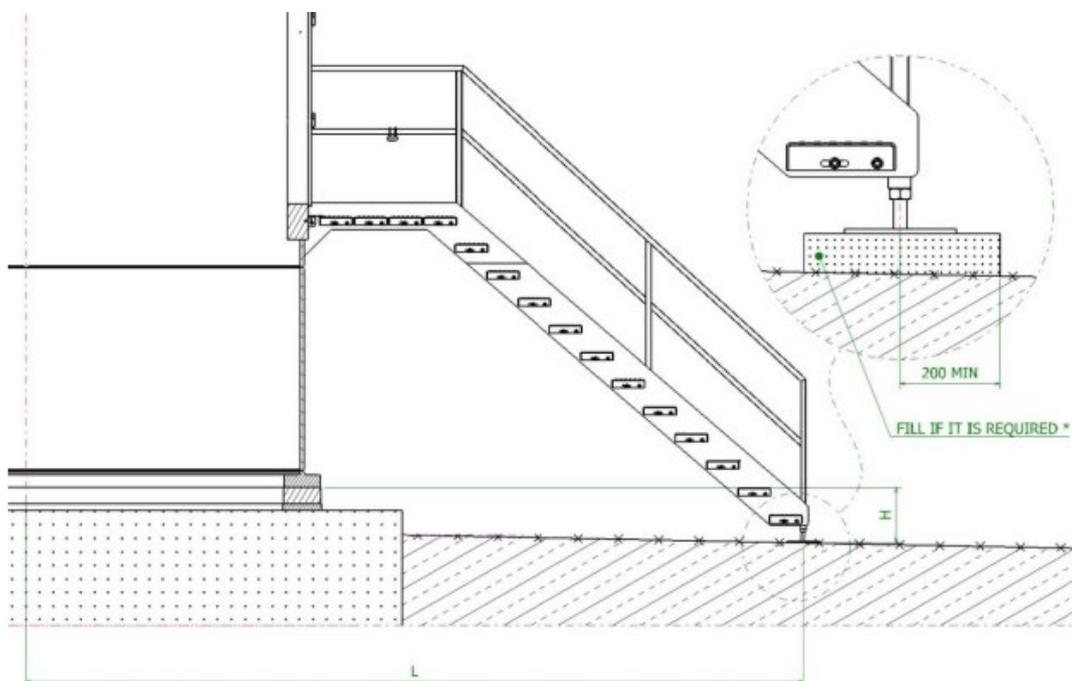


Figura 14 - Dimensioni H e L della scala di accesso alla Torre

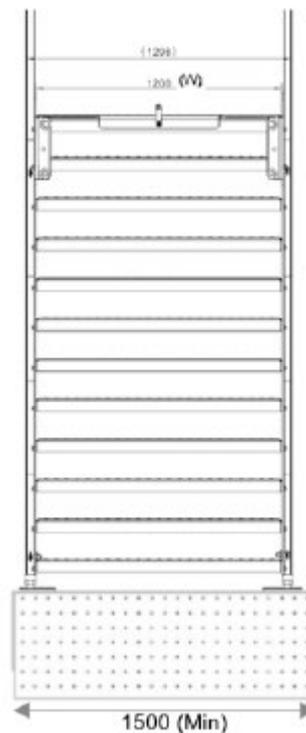


Figura 15 - Dimensione W (larghezza) della scala di accesso alla Torre

4. Parametri geologici e geomeccanici del terreno

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

5. Verifiche geotecniche delle fondazioni

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 capitolo 6 delle NTC 2018.

MODELLO DI CALCOLO DEL PALO

(1) CARICO LIMITE VERTICALE

La valutazione del **Carico Limite Verticale** del palo 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 :

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s(z) dz - W \quad \text{Eq.}[1]$$

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**, z la **profondità** e W il peso proprio 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 monotonicamente crescenti; pertanto, non è detto che, a rottura, siano contemporaneamente agenti le resistenze massime P ed S . Nel calcolo di p e s si prescinde dunque dall'interazione dei due fenomeni di rottura.

CALCOLO DELLA RESISTENZA UNITARIA ALLA PUNTA p (o *capacità portante unitaria*)

La **resistenza unitaria alla punta p** si valuta tramite la seguente espressione:

$$p = N_q \sigma_{vl} + N_c C \quad \text{Eq.}[2]$$

dove: N_q rappresenta il **coefficiente di capacità portante**, σ_{vl} rappresenta la **tensione litostatica verticale alla profondità L** (cioè quella che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo), N_c è il **fattore di capacità portante** e C è la **resistenza al taglio del terreno**.

Per ottenere il valore del **fattore di capacità portante N_c** viene utilizzata la seguente "**Formula Di Trasformazione**":

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\varphi) \quad \text{Eq.}[3]$$

Dove φ è l'**angolo di resistenza al taglio del terreno**. Il valore del **coefficiente di capacità portante N_q** è ottenuto tramite l'**abaco di Berenzantzev**, (particolarmente adatto a pali di piccolo diametro) che mette in relazione i tre parametri caratteristici: l'**angolo di resistenza al taglio del terreno (φ)**, la **profondità del palo adimensionalizzata rispetto al diametro (L/D)** e il coefficiente stesso, N_q .

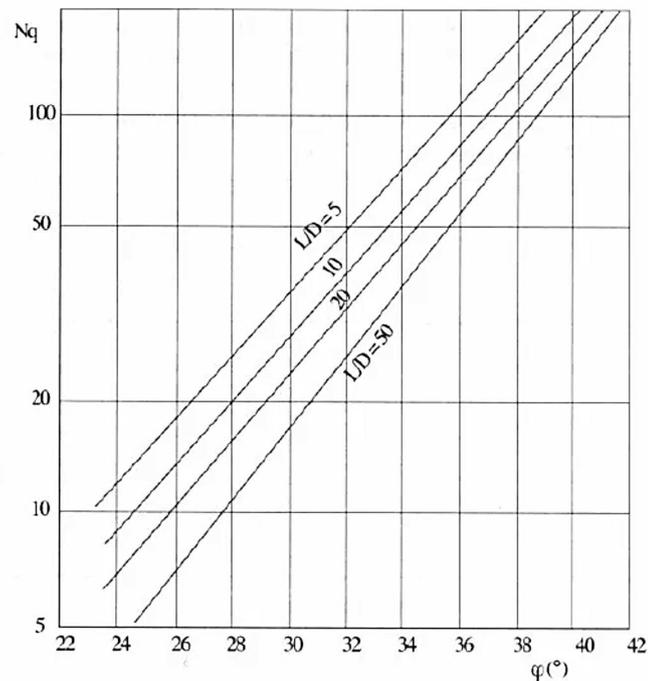


Figura 16 - Abaco di Berenzantzev (1961)

CALCOLO DELLA RESISTENZA LATERALE UNITARIA (s)

In condizioni del terreno non drenate e drenate, la resistenza laterale unitaria viene valutata, rispettivamente con il “metodo α ” e con il “metodo β ”.

- Metodo α (condizioni non drenate)

La resistenza unitaria laterale è in tal caso determinata tramite la seguente espressione:

$$s = \alpha \cdot c_u \quad \text{Eq.[4]}$$

dove α è il **coefficiente di aderenza** e c_u è il **coefficiente di coesione non drenata**. Per la stima del coefficiente di aderenza sono state proposte numerose espressioni analitiche. Si riportano nella seguente tabella i valori di tale coefficiente per pali in terreni coesivi saturi:

Tabella 10 - Valori indicativi del coefficiente di aderenza α per pali in terreni coesivi saturi

<i>Tipo di palo</i>	<i>Materiale</i>	<i>c_u (kPa)</i>	<i>α</i>	<i>$\alpha c_{u,max}$ (kPa)</i>
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
	Acciaio	≤ 25	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		> 75	0,40	

- Metodo β (condizioni drenate)

Con il Metodo β si calcola la *resistenza laterale specifica* s utilizzando la seguente espressione:

$$s = \kappa \mu \sigma'_{vz} \quad \text{Eq. [5]}$$

Dove:

μ è un **coefficiente di attrito** tra palo e terreno, κ 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 $\tan(\phi)$, dove ϕ è l'**angolo di attrito interno del terreno** (in termini di tensioni efficaci). I valori di κ adottati per diverse tipologie di pali, sono individuati nella tabella seguente:

Tabella 11 - Valori del coefficiente di spinta κ e del coefficiente di attrito μ in funzione dello stato di addensamento del terreno

Tipo di palo	K		μ
	(Dr = 25%)	(Dr = 75%)	
Batt. tubo acc. chiuso	1,0	2,0	0,36
Batt. Cls prefabbricato	1,0	2,0	$\tan(0,75 \phi')$
Batt. Cls gettato	1,0	3,0	$\tan(\phi')$
Trivellato	0,5	0,4	$\tan(\phi')$
Elica continua	0,7	0,9	$\tan(\phi')$

(2) CARICO LIMITE DI PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO

La forte incertezza associata alla stima della capacità portante di punta per pali trivellati di grande diametro è condizionata dai cedimenti ammissibili piuttosto che dalla rottura del sistema palo-terreno, la quale si manifesta per cedimenti dell'ordine del 25% del diametro.

È pertanto opportuno riferirsi alla **condizione limite di esercizio**, ovvero ad un carico alla punta del palo cui corrisponde un cedimento dell'ordine del 6-10% del diametro del palo, utilizzando un coefficiente di capacità portante "ridotto", ossia un coefficiente inferiore a N_q e corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta.

Per ricavare il coefficiente di capacità portante nel caso di pali trivellati di grande diametro si adotta l'**Abaco Ridotto** introdotto nelle **Norme AGI (Associazione Geotecnica Italiana) del 1984**, presentato in Figura 2.

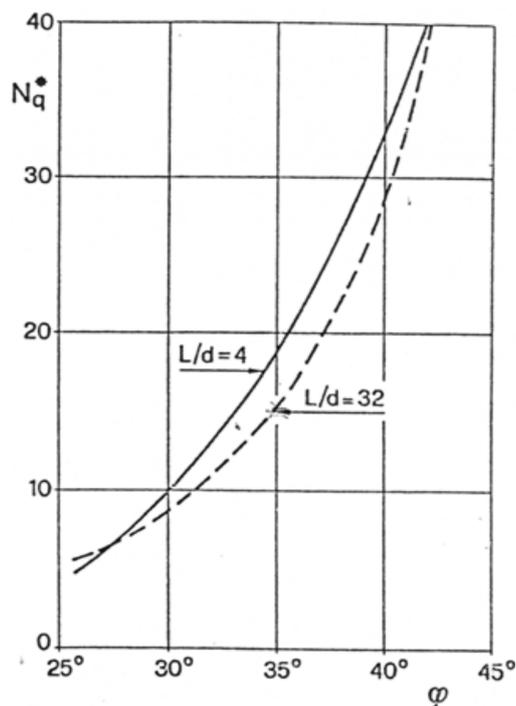


Figura 17 - Abaco Ridotto (Berezantzev, 1965)

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** (Eq.[2]) il valore di p è dato dalla relazione:

$$p = N_q^* \sigma_{vl} + N_c C \quad \text{Eq. [10]}$$

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 $\phi = \phi' - 3$ dove ϕ' rappresenta l'angolo di attrito interno del terreno.

(3) 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 e che il valore della pressione mobilitata sia indipendente dalla forma della sezione e che dipenda dalla sola dimensione trasversale d (diametro del palo o lato di una sezione quadrata). 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 viene superato dal valore massimo del momento flettente, il comportamento è detto di **"Palo Corto"**. Se invece 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, invece, se si forma una sola cerniera plastica in testa, il palo ha comportamento di **"Palo Intermedio"**, mentre se si formano due cerniere plastiche una in testa e l'altra lungo il fusto si ha il comportamento di **"Palo Lungo"**.

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

$$p_r = 9cd + 3k_p \cdot zd \quad \text{Eq. [6]}$$

dove: c rappresenta il coefficiente di coesione del terreno, d il diametro del palo, k_p il **coefficiente di spinta passiva** e z la **profondità** del palo nel terreno. In tale espressione:

- il primo termine, costante, è esteso tra le profondità 1,5 d ed L;
- il secondo termine, variabile linearmente, è esteso tra le profondità 0 ed L.

Il valore del *coefficiente di spinta passiva* k_p è dato dalla relazione:

$$k_p = \tan\left(45 + \frac{\Phi}{2}\right) \quad \text{Eq. [12]}$$

In condizioni non drenate si pone: $c = c_u$ e $\Phi = 0$. Per terreni incoerenti si pone invece: $c = 0$.

6. Materiali

6.1 Calcestruzzo in opera

Il calcestruzzo utilizzato in opera sarà di diversa fattura a seconda dei casi di utilizzo dello stesso; infatti, verrà utilizzato *cls ordinario di classe C20/25* per la realizzazione dei pali di fondazione a servizio degli aereogeneratori, nonché di tutte le strutture facenti parte la sottostazione. Mentre per la piastra di base, su cui sarà innestata la torre eolica, verrà utilizzato un *cls di classe C35/40*. Per il piedistallo di alloggiamento della torre, verrà utilizzato un *cls di classe C40/50*.

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 **Rck >15 N/mm²**.

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**;

6.2 Acciaio d'armatura in opera

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 all'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.

7. 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 sono rimandati alla relazione specialistica di calcolo strutturale allegata al progetto esecutivo.

Dal predimensionamento eseguito è risultato idoneo un **plinto circolare con diametro esterno pari a 24,50 m e colletto di diametro pari a 7,10 m.**

Il plinto presenterà altezza massima di circa **410 cm** con minima zattera di circa **50 cm** nella parte bassa e colletto di sormonto anch'esso avente altezza di circa **50 cm**. 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/m²**. La fondazione è rinforzata in direzione radiale e circonferenziale con armatura metallica. Si prevede di realizzare plinti su pali, in funzione delle analisi geologiche e geotecniche espletate in fase esecutiva.

I progettisti:



ing. Giovanni Guzzo Foliaro



ing. Amedeo Costabile



ing. Francesco Merigolo