

REGIONE SICILIA

Comuni di Valledolmo (PA) e Sclafani Bagni (PA)

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO DELLA POTENZA DI 36 MW sito nei comuni di Valledolmo (PA) e Sclafani Bagni (PA) e delle relative opere di connessione da realizzarsi nei comuni di Caltavuturo, Polizzi Generosa, Castellana Sicula e Villalba

TITOLO

Relazione specialistica opere civili e calcoli preliminari sulle strutture

PROGETTAZIONE	PROPONENTE	SUPPORTO TECNICO
 SR International S.r.l. C.so Vittorio Emanuele II, 282-284 - 00186 Roma Tel. 06 8079555 - Fax 06 80693106 C.F e P.IVA 13457211004 	 Sorgenia Zefiro S.r.l. Codice Fiscale e Partita Iva: 12497930961 Indirizzo PEC: sorgenia.zefiro@legalmail.it Sede legale: Via Alessandro Algardi 4, 20148 Milano (MI)	 STUDIO TECNICO ING. MAFFIA LEONARDO ACCA POWER C.so Benedetto Cairoli, 25 - 71121 Foggia Ing. Leonardo Maffia Via Molfetta, 15 - 71121 Foggia Tel. 3315284623 

Revisione	Data	Elaborato	Verificato	Approvato	Descrizione
00	09/12/2022	Maffia	Imperato	Sorgenia Zefiro	---

N° DOCUMENTO	SRG-VLL-CPS	SCALA	--	FORMATO	A4
--------------	-------------	-------	----	---------	----

Sommario

Premessa.....	3
Normativa di riferimento	4
Acronimi e definizioni	5
CAPO I – L’AEROGENERATORE	5
1. Descrizione sintetica tecnico-funzionale dell’aerogeneratore previsto	5
1.1 Standard di sicurezza delle turbine IEC 61400-1	9
1.2 Informazioni sul codice di progettazione.....	10
1.2 Localizzazione	11
CAPO II – INDICAZIONI SU OPERE STRUTTURALI DI FONDAZIONE	12
2. Criteri adottati per il pre-dimensionamento del plinto	12
2.1 Sistema di coordinate locali.....	19
2.2 Rigidità rotazionale.....	19
2.3 Carichi	20
2.4 Interfaccia e particolari strutturali.....	21
CAPO III – GEOLOGIA E GEOTECNICA - MATERIALI	29
3. Parametri geologici e geo-meccanici del terreno	29
4. Materiali.....	29
CAPO IV – INFRASTRUTTURE EDILI	31
5. INFRASTRUTTURE ED OPERE CIVILI	31
7.1 Piazzole di manovra e montaggio aerogeneratori	31
7.2 Viabilità di accesso e di servizio	32
7.2.1 Parametri dimensionali di larghezza delle strade.....	32
7.2.2 Parametri dimensionali dei raccordi stradali.....	34
7.2.3 Parametri dimensionali delle piazzole.....	38
7.2.4 Portanza, composizione e struttura delle strade e piazzole.....	40
7.2.5 Requisiti per l'assemblaggio e dati accessori.....	43

Premessa

La presente relazione definisce le condizioni preliminari alla base del pre-dimensionamento, nella fase di progetto definitivo, delle strutture ed infrastrutture civili ed impiantistiche connesse all'installazione di nr.6 turbine eoliche facenti parte del parco eolico denominato "Valledolmo" in progetto nel territorio del **Comune di Valledolmo** (Città Metropolitana di Palermo) e **Sclafani Bagni** (Città Metropolitana di Palermo).

Le indicazioni progettuali preliminari riguardanti le opere strutturali si basano su ipotesi e dati di prima approssimazione, a volte solo di origine statistica, applicabili esclusivamente alla fase progettuale di pre-dimensionamento, rimandando alla progettazione esecutiva l'elaborazione del dimensionamento conclusivo delle opere, nel rispetto delle normative vigenti in materia di sicurezza strutturale e congruentemente con i risultati puntuali delle indagini geognostiche e delle valutazioni geotecniche in corso di svolgimento.

La realizzazione dell'impianto prevede, in ogni caso, sia la costruzione di opere civili di tipo strutturale, sia la costruzione di opere impiantistiche e infrastrutturali che, nel caso specifico, possono essere così riassunte:

- costruzione di nr.6 aerogeneratori con le caratteristiche tipologiche indicate nelle successive sezioni della presente nota tecnica;
- opere strutturali di natura edilizia connesse direttamente con la costruzione degli aerogeneratori, costituite dalle fondazioni in calcestruzzo armato (con relativo impianto di messa a terra), piazzole provvisorie per il deposito dei componenti e il successivo montaggio degli aerogeneratori, piazzole definitive per l'esercizio dell'impianto, viabilità interna e piste di accesso alle postazioni delle turbine, adeguamento per quanto possibile dei tratti di viabilità esterna già esistenti;
- opere impiantistiche infrastrutturali costituite dai cavidotti interrati in media tensione a 30 kV di interconnessione tra le macchine e di connessione dei diversi circuiti al punto di consegna; collegamenti elettrici in cavo fino alla cabina utente; sistema di monitoraggio e controllo dell'impianto;
- stazione di trasformazione MT/AT 30/36 da realizzare nel comune di Villalba (CL) nei pressi di una nuova stazione elettrica 380/150/36 kV della RTN, da inserire da inserire in entrata – esce sul costruendo elettrodotto RTN a 380 kV della RTN "Chiamonte Gulfi - Ciminna";
- eventuali ulteriori opere civili strutturali e non strutturali relative ai basamenti delle cabine

elettriche, recinzioni, muri di contenimento, tombini per attraversamenti idraulici, ed altre opere accessorie minori tutte realizzate in cemento armato gettato in opera.

E' da notare che, in ragione delle componenti dimensionali dei generatori, il sistema della viabilità di servizio all'impianto e le piazzole andranno a costituire le opere di maggiore rilevanza per la fase di allestimento del cantiere

Il progetto è in linea con gli obiettivi nazionali ed europei più recenti per la riduzione delle emissioni di CO2 legate a processi di produzione di energia elettrica.

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 2019

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

Acronimi e definizioni
Elenco non esaustivo

Acronimo	Definizione
Gru principale	Capace di sollevare qualsiasi componente fino al punto più alto della turbina eolica.
Gru di preinstallazione	Utilizzata per l'installazione di elementi nella parte inferiore della torre.
Gru posteriore	Supporta la gru principale e di preinstallazione per il montaggio e lo scarico dei componenti.
Gru mobile telescopica	Autogru a braccio telescopico
	Gru mobile con braccio a traliccio
NTC (<i>Narrow-Track Crane</i>)	Gru a carreggiata stretta
WTC (<i>Wide-Track Crane</i>)	Gru a cingoli larghi
Piazzola intermedia	L'area di lavoro (piazzola) per il trasporto delle turbine (deve essere parallela e prossima alla viabilità interna del parco eolico).
Piazzola di fine strada	Area di lavoro (piazzola) per il montaggio di turbine eoliche al termine delle strade interne dei parchi eolici.
Strade di accesso alle piazzole del parco	Strade ordinariamente non asfaltate, utilizzate per il trasporto di componenti e gru smontate o per le manutenzioni successive.
Strade interne al parco	Strade di passaggio tra le turbine eoliche per il trasporto di componenti e con la capacità di trasporto di gru.
SP (<i>Standard Proctor</i>)	Prova di compattazione standard
MP (<i>Modified Proctor</i>)	Prova di compattazione modificata. Il test Proctor modificato viene eseguito per conoscere le caratteristiche del suolo attraverso la compattazione con il cambiamento del contenuto d'acqua, e restituisce in definitiva la relazione tra il contenuto di umidità del suolo e la densità secca del suolo. È una versione modificata dello Standard Proctor Test.
WTG	Wind Turbine Generator

CAPO I – L'AEROGENERATORE

1. Descrizione sintetica tecnico-funzionale dell'aerogeneratore previsto

L'aerogeneratore previsto in fase di studio di fattibilità e di progettazione preliminare ha una potenza nominale di 6.0 MW e sarà selezionato sulla base delle più innovative tecnologie disponibili sul mercato. Il tipo e la taglia esatta dell'aerogeneratore saranno comunque individuati in seguito della fase di acquisto della macchina e verranno descritti in dettaglio in fase di

progettazione esecutiva. Si riportano le principali caratteristiche tecniche di un aerogeneratore con potenza nominale pari a 6,0 MW"

In particolare la turbina ipotizzata, nell'ambito delle possibilità offerte dal mercato, presenta le seguenti specifiche tecniche dimensionali e funzionali (elenco non esaustivo)

Rotore - Pale - Navicella	
Tipologia di rotore:	3-pale ad asse orizzontale
Trasmissione:	tecnologia ad ingranaggi con cambio a 3 stadi
Posizione:	sopravento
Diametro max del rotore:	170 m
Area spazzata dal rotore:	22.697 m ²
Angolo di tilt:	6°
Lunghezza della pala assemblata:	83.3 m (moduli in-board: 68.33 m ; out-board: 15.04)
Materiale delle pale:	G (Glassfiber) – CRP (Carbon Reinforced Plastic)
Colore di finitura delle pale:	Grigio chiaro RAL 7035 oppure Bianco RAL 9018 –Gloss <30/ISO 2813
Tipologia di navicella:	Completamente chiusa
Colore di finitura delle pale:	Grigio chiaro RAL 7035 oppure Bianco RAL 9018 –Gloss <30/ISO 2813

Generatore - Controlli – Dati operativi	
Tipologia di generatore:	Asincrono trifase a doppia alimentazione DFIG (Doubly-Fed Induction Generator)
Potenza nominale Pn:	6.0 MW
Tensione/frequenza di uscita:	690 V / 50 Hz
Classe IEC	S/IIIB (25 anni di vita) / IIIA (20 anni di vita)
Controllo aerodinamico:	Regolazione continua del Pitch – Azionamento e comando idraulico
Velocità di Cut-in	3.0 m/s
Velocità di Cut-out	25.0 m/s con riavvia a 22.0 m/s
Velocità alla Pn	11.0 m/s (vento costante senza turbolenza - IEC61400-1)
Sistema di imbardata	Continuo a orientamento automatico – azionamento elettrico

Torre HH 125	
Tipologia:	Modulare tubolare tronco-conica
Nr. di sezioni per H 125	6 elementi (T1-T2-T3-TT-T5-T6)
Altezza complessiva al mozzo	125 m
Colore di finitura della torre:	Grigio chiaro RAL 7035 oppure Bianco RAL 9018 –Gloss <30/ISO 2813

Appartenente alla Classe di vento S/IIIB (25 anni di vita) / IIIA (20 anni di vita), altezza al mozzo pari a 125 m la macchina eolica da installare dovrà essere particolarmente indicata per

vento moderato-medio. Del tipo con rotore ad asse orizzontale, con tre lame collegate al mozzo e controllate dal sistema di ottimizzazione basato sull'orientamento delle stesse in funzione delle varie condizioni di vento. Il diametro del rotore è pari a 170 m con area spazzata pari a circa 22.697 m² e verso di rotazione in senso orario con angolo di tilt pari a 6° circa. Navicella progettata per un accesso sicuro a tutti i punti di servizio durante il servizio di linea con aerogeneratore in funzione.

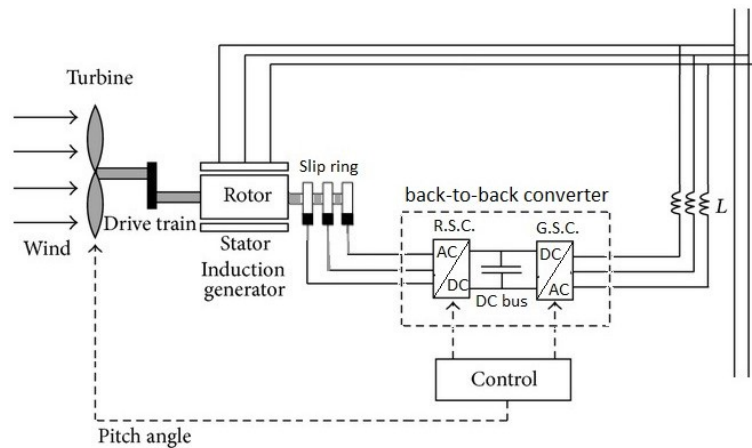
PALE realizzate in fibra di vetro CRP (Carbon Reinforced Plastic) e costituite da due gusci aerodinamici contenenti spar-caps incorporati, legati cioè ad un fascio di supporto con struttura incorporata.

MOZZO in ghisa sferoidale supportante le tre pale cablato sull'albero lento della trasmissione con connessione flangiata; trasferisce le forze reattive ai cuscinetti e la coppia torcente al generatore tramite l'albero principale in acciaio. L'accoppiamento realizza il trasferimento dalla rotazione a bassa velocità del rotore a quella ad alta velocità del generatore. Riduttore è del tipo ad alta velocità a 3 stadi (2 epicicloidali + 1 parallelo). Freno meccanico a disco a serraggio idraulico posizionato nella parte posteriore del cambio.

GENERATORE ELETTRICO di tipo trifase asincrono a doppia alimentazione con rotore avvolto, collegato ad un convertitore di frequenza/tensione. Tale generatore asincrono è a doppia alimentazione, conosciuto anche con l'acronimo di DFIG (Doubly-Fed Induction Generator), è essenzialmente una macchina asincrona con rotore avvolto che viene allacciata alla rete sia con lo statore che con il rotore. Uno dei vantaggi principali che il DFIG introduce, è quello di ampliare notevolmente il range di velocità del vento con cui la macchina riesce a trasformare l'energia meccanica in elettrica. Lo statore è connesso direttamente alla rete di alimentazione mentre il rotore necessita di un convertitore di frequenza per la connessione perché la frequenza delle correnti di fase rotoriche, è certamente diversa da quella di rete e pari a quella di scorrimento ($f_r = s f$).

Il **CONTROLLO** di potenza è realizzato con regolazione continua del Pich tramite azionamento a comando idraulico; il sistema di imbardata è a controllo automatico continuo ad azionamento elettrico tramite una serie motoriduttori epicicloidali.

Tale sistema è coordinato con il DFIG secondo lo schema seguente:



Una volta raggiunto l'ipersincronismo, la macchina eroga potenza attiva dallo statore, assorbendo un'aliquota dal movimento della turbina ed un'altra da quella assorbita dal rotore (alimentato dal convertitore). Quando il vento da solo non è in grado di far superare il sincronismo, il convertitore fornisce la potenza necessaria; viceversa, quando il vento è troppo forte e tale da spingere il sistema a velocità troppo alte, il convertitore assorbe potenza dal rotore, alla stregua delle resistenze rotoriche fino a che la velocità del sistema non è ottimale. In questo modo si va ad erogare potenza in rete, non soltanto dallo statore, ma anche dal rotore. Ovviamente, per poter svolgere tale funzione il convertitore deve essere bidirezionale, per permettere il passaggio del flusso di potenza in entrambi i sensi. L'aerogeneratore deve poter operare, a seconda della forza del vento, entro il seguente **range di funzionamento**:

- velocità del vento inferiore al dato di cut-in (macchina 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.
- velocità del vento superiore al dato di cut-off pari a circa 25 m/s (macchina in posizione di protezione): l'aerogeneratore viene posto fuori servizio per motivi di sicurezza.
- funzionamento la velocità del vento "nominale": è la minima velocità del vento che permette alla macchina di fornire la potenza nominale di progetto; tale velocità è pari a circa 11 m/s.

NAVICELLA realizzata a telaio in acciaio; lo schermo meteorologico e l'alloggiamento attorno al macchinario nella navicella realizzati in laminato rinforzato con fibra di vetro.

TORRE di sostegno in acciaio, con altezza complessiva al mozzo di circa 125 m del tipo tubolare a cinque stadi tra loro ancorati in verticale con unioni bullonate. Dotata di salita interna e un accesso diretto al sistema di imbardata e alla gondola.

1.1 Standard di sicurezza delle turbine IEC 61400-1

IEC 61400-1 definisce le classi di turbine eoliche con etichette come III B (il numero romano si riferisce a una velocità del vento di riferimento e la lettera di indice si riferisce a una categoria di turbolenza).

Per norma, per determinare l'appartenenza della turbina eolica a una determinata classe, essa deve essere dimostrata sicura in una serie di casi di carico predefiniti. Ciascun caso di carico è caratterizzato da varie combinazioni delle modalità di funzionamento della turbina, condizioni del vento e tipo di carico.

Esempi di modalità di funzionamento sono: il funzionamento normale, il minimo e il funzionamento con errore di imbardata.

Le condizioni del vento sono caratterizzate da: velocità del vento estrema, wind shear verticale, inclinazione del flusso, turbolenza e rari eventi simili a raffiche.

Il tipo di carico è un carico massimo, che potrebbe danneggiare istantaneamente la turbina, o un carico di fatica.

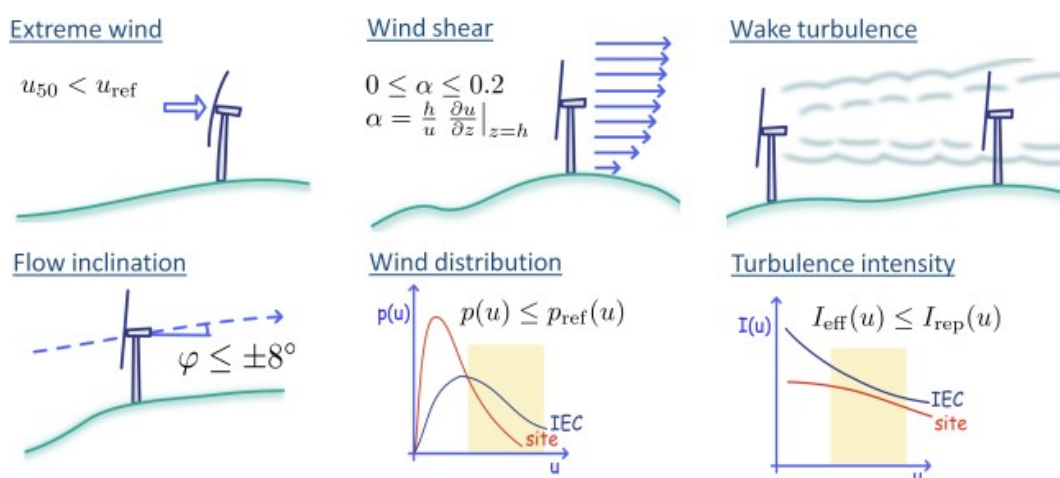
In genere i produttori di turbine modellano le vibrazioni della macchina e le forze dinamiche sui componenti critici mediante programmi di simulazione aeroelastica come HAWC2. A seconda del caso di carico, il vento che interagisce con la turbina è deterministico o in campo eolico pseudo-casuale con caratteristiche di turbolenza realistiche. Le simulazioni aeroelastiche vengono ordinariamente elaborate per tutti i casi di carico IEC e la sicurezza della turbina viene verificata dal produttore per ciascuno dei casi di carico deterministico. Inoltre, il danno da fatica accumulato causato dalla forzatura stocastica viene valutato per una durata di progetto di venti anni e confrontato con la resistenza del materiale. I modelli di carico del vento sono scalati in modo diverso per ciascuna classe di turbine eoliche e quindi una turbina di classe I A viene testata per velocità del vento estreme più elevate e turbolenze più gravi rispetto a una turbina di classe II B.

L'ingegnere di localizzazione, nella fase di progettazione preliminare, deve invece verificare la sicurezza delle turbine dispiegate in relazione alle condizioni di contorno. In linea di principio, la simulazione aeroelastica potrebbe essere ripetuta con condizioni del vento locali in posizioni specifiche della turbina. Tuttavia, è più semplice applicare le regole di valutazione del sito specificate in un altro capitolo della IEC 61400-1. Il principio fondamentale è che le condizioni del vento locale non devono superare quelle dei modelli utilizzati per la classificazione delle turbine. Ciò impone semplici limiti al vento estremo, all'inclinazione del flusso e al wind shear su cinquant'anni, si veda la figura sottostante, mentre la valutazione della turbolenza è più complicata.

La stabilità atmosferica variabile, il vento instabile e la variazione direzionale del terreno sopravvento introducono variazioni nell'intensità della turbolenza osservata. Il danno materiale ha una relazione altamente non lineare con le ampiezze del carico e quindi con l'intensità della turbolenza; quindi alcune situazioni con turbolenza estrema possono causare la maggior parte del danno da fatica. Pertanto, la norma IEC applica un'intensità di turbolenza rappresentativa per la classificazione delle turbine, che è definita come un percentile elevato della variazione naturale prevista. Questa variazione generalmente diminuisce con la velocità del vento e il modello di turbolenza normale (NTM) IEC tiene conto di questo effetto.

A differenza del modello di turbolenza normale NTM, la turbolenza specifica del sito dipende solitamente dalla direzione del vento. Per facilitare il confronto con il modello NTM, la norma IEC suggerisce la cosiddetta intensità di turbolenza effettiva, che è una turbolenza ideale indipendente dalla direzione del vento e che dovrebbe causare lo stesso danno da fatica della turbolenza variabile nei venti provenienti da tutte le direzioni. L'effettiva intensità della turbolenza include la turbolenza aggiunta dalle scie delle turbine vicine e viene fornito un semplice modello di turbolenza della scia. L'effettiva intensità della turbolenza generalmente diminuisce con la velocità del vento a causa della diminuzione degli effetti di stabilità e del coefficiente di spinta della turbina.

Le IEC forniscono lo schema di valutazione delle turbolenze come in figura.

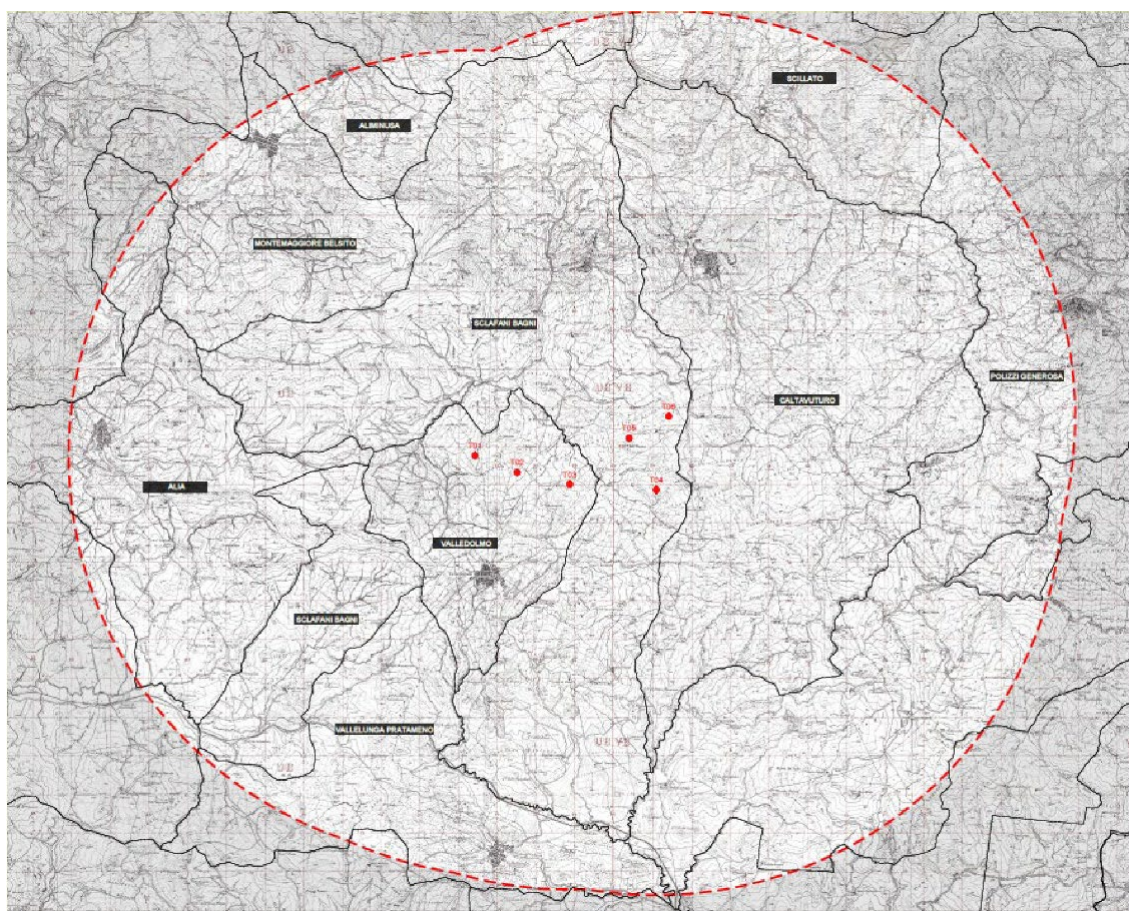


1.2 Informazioni sul codice di progettazione

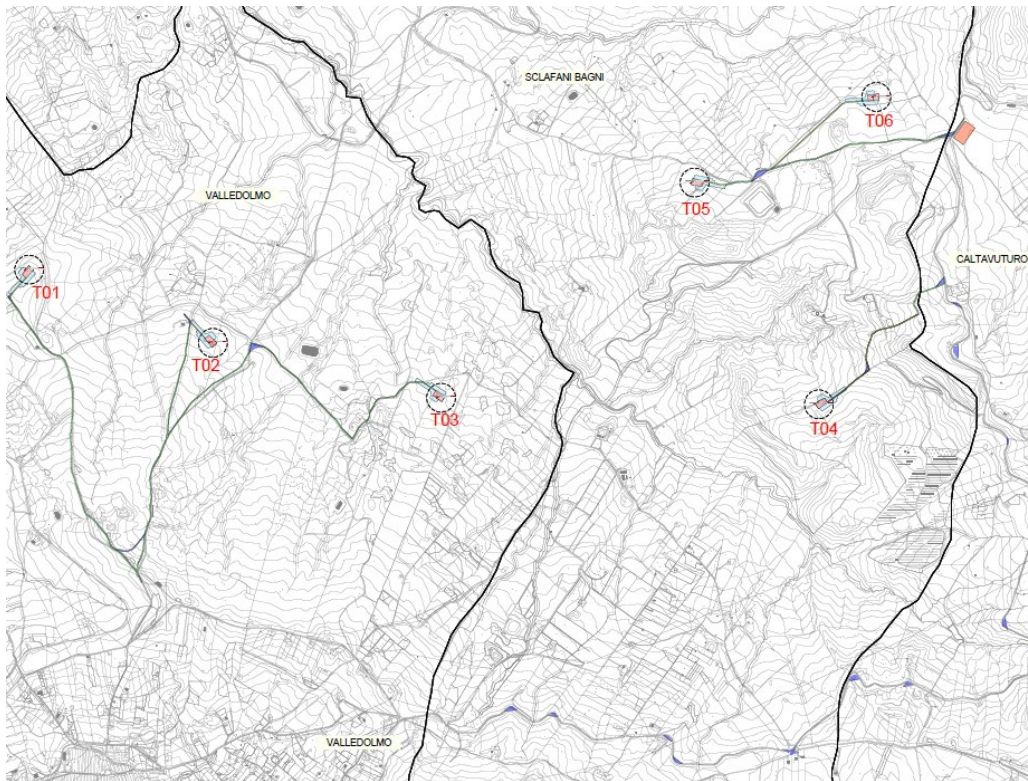
Il codice di progettazione adottato rappresenta l'elemento totalmente condiviso dal progettista di localizzazione, dal produttore della macchina e dal proponente dell'iniziativa, in ragione degli studi di analisi anemometrica, studio di produzione energetica e certificazione dati di vento svolti in sito in fase di progettazione preliminare.

Descrizione	Unità di misura	Valore
Codice di progettazione	-	IEC-61400-1 Ed3
Classe IEC	-	IIIB
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

1.2 Localizzazione



Stralcio IGM 1/25k color



Stralcio della CTR con aerogeneratori e strade

CAPO II – INDICAZIONI SU OPERE STRUTTURALI DI FONDAZIONE

2. Criteri adottati per il pre-dimensionamento del plinto

Come anticipato nelle premesse generali, lo scopo della presente sezione della relazione è l'analisi statica di pre-dimensionamento delle fondazioni dell'aerogeneratore ai fini di un successivo calcolo esecutivo. Riferendosi infatti la presente relazione ad un progetto con caratteristica di progetto definitivo, avente come scopo primario il dimensionamento del cassero e armatura di platea e pali sulla base dei carichi forniti dal produttore, alcune verifiche di maggiore specificità e che dovranno essere considerate in fase esecutiva non sono state inserite (es.: analisi dei fenomeni di fatica).

Le suddette verifiche presuppongono infatti una maggiore conoscenza dei dati geotecnici, da riferire singolarmente a ciascun aerogeneratore, rispetto a quelli complessivi attualmente reperiti, per lo più estrapolati dalla letteratura sulla base delle risultanze geologiche della zona, e utilizzati

nella presente relazione.

Al momento le valutazioni geologiche e geotecniche preliminari consentono di prevedere la caratterizzazione geotecnica del terreno con un'approssimazione del tutto relativa. In fase di Progetto Esecutivo si eseguirà invece un'accurata ed esaustiva campagna di indagini a mezzo carotaggi ecc., che consentirà di definire perfettamente la tipologia costitutiva e dimensionale di fondazioni da realizzare in funzione anche della classe sismica del Comune ed in riferimento alle forze agenti sulla struttura torre-aerogeneratore.

La progettazione strutturale esecutiva sarà riferita al plinto di fondazione del complesso torre tubolare – aerogeneratore partendo da puntuali indagini geologiche e sarà redatta secondo i dettami e le prescrizioni riportate nella Normativa Tecnica di Riferimento. Le indagini geologiche saranno effettuate puntualmente in corrispondenza dei punti in cui verrà realizzato il plinto di fondazione e permetteranno di definire:

- la successione stratigrafica con prelievo di campioni fino ad una profondità idonea alla tipologia di fondazione che sarà realizzata;
- la natura degli strati rocciosi (compatti o fratturati)

Le successive analisi di laboratorio sul campione prelevato (singolo per il plinto) permetteranno di definire la capacità portante del terreno (secondo il metodo definito dalla relazione di BRINCH- HANSEN). Le strutture e gli elementi strutturali saranno progettati in modo da soddisfare i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU);
- sicurezza nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE);
- robustezza nei confronti di azioni accidentali

Il metodo di calcolo sarà quello degli Stati Limite, con analisi sismica, la cui accelerazione di calcolo sarà quella relativa alla zona in cui ricade l'intervento, secondo l'attuale classificazione sismica del territorio nazionale (O.P.C.M. 3274/2003).

La tipologia di fondazione ipotizzata in questa fase è conforme ai criteri di costruzione della maggior parte delle torri eoliche di grande taglia e prevede un "plinto" in cemento armato di base circolare e fondazioni profonde su pali. Le torri saranno collegate ai plinti mediante conci in acciaio immersi nel calcestruzzo ed ancorate tramite barre passanti.

La vita nominale dell'opera è stabilita in 50 anni e la classe d'uso relativa è la classe II.

Ai fini antisismici si farà riferimento ai criteri di base della mappa di pericolosità sismica come definiti nell'Ordinanza del PCM n. 3519/2006, che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima (a_g) su suolo rigido o pianeggiante, che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

In basso è riportata la zona sismica per il territorio di Valledolmo, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Sicilia n. 408 del 19.12.2003 e successivamente modificata con la D.G.R. n. 81 del 24 febbraio 2022.

Zona sismica	Descrizione	Accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni $[a_g]$	Accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) $[a_g]$
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti	$0,15 < a_g \leq 0,25 \text{ g}$	0,25 g

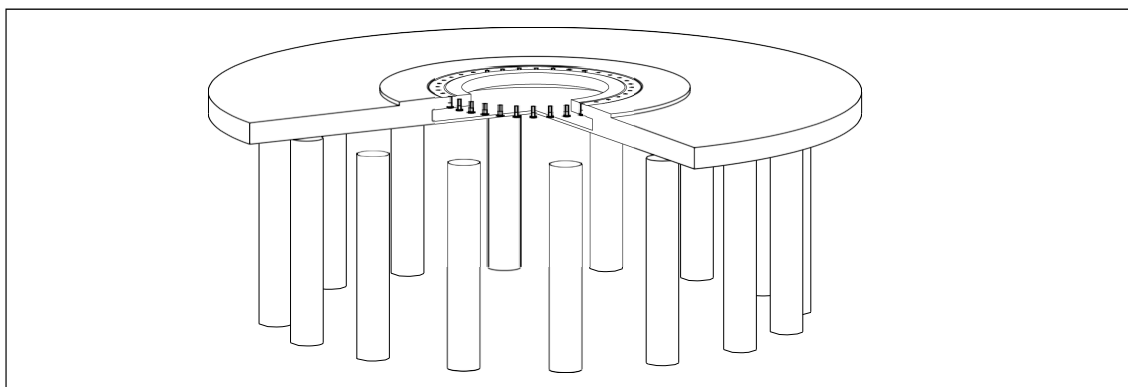
Le fondazioni previste in fase preliminare, di tipo indiretto su pali, saranno a plinto circolare di diametro 30.00 metri e dimensioni più dettagliatamente precisate nel seguito.

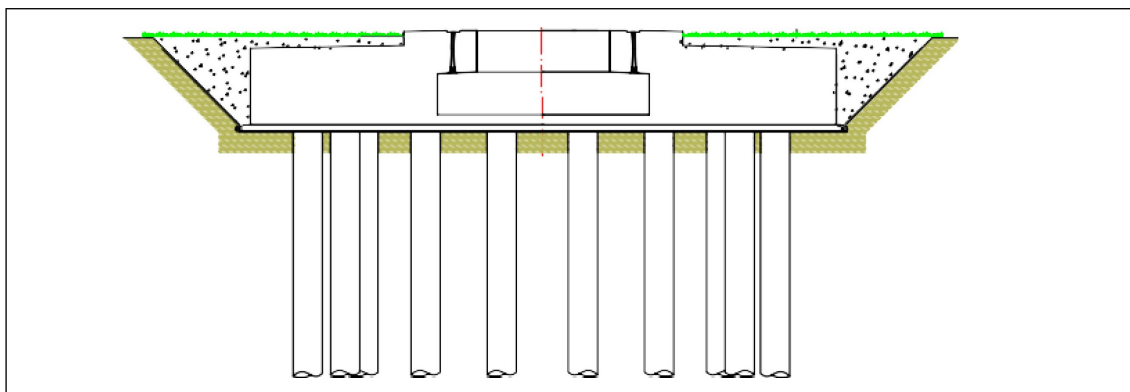
Le sollecitazioni esterne ipotizzate per il pre-dimensionamento delle fondazioni degli aerogeneratori previsti dal programma costruttivo sono state ricavate da documenti tecnici forniti da costruttori di macchine analoghe, per caratteristiche geometriche e costruttive, a quelle utilizzate nel presente progetto. Tali sollecitazioni agenti sulle fondazioni sono congruenti con il codice di progetto e con le condizioni ed azioni climatiche di contorno.

L'effettivo dimensionamento delle strutture di fondazione è rimandato al progetto esecutivo e pertanto le indicazioni del presente paragrafo potranno subire modifiche di natura dimensionale.

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 sono trasmesse alle opere fondali tramite un anchor cage, da 280 barre M39, le quali sono collegate ad un'estremità con una flangia di base del plinto ed all'altra alla flangia di base della torre eolica.

MODELLO GRAFICO DEL TIPO DI FONDAZIONE





INFORMAZIONI SUL CODICE DI PROGETTAZIONE E CONDIZIONI CLIMATICHE

<i>Descrizione</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>valore</i>
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

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

MODELLO DI CALCOLO DEL PALO - CARICO LIMITE VERTICALE

La valutazione del carico limite verticale del palo va effettuata attraverso le formule canoniche della statica delle costruzioni. 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 monotonicamente 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

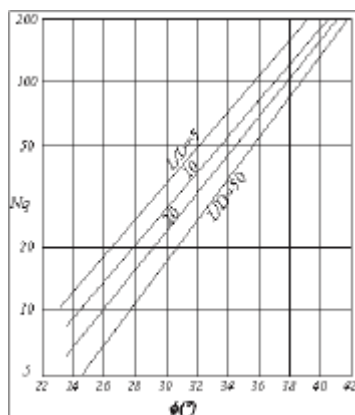
Come per le fondazioni dirette seve imporsi:

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

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 dato dall' abaco di Berentzantzev:



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:

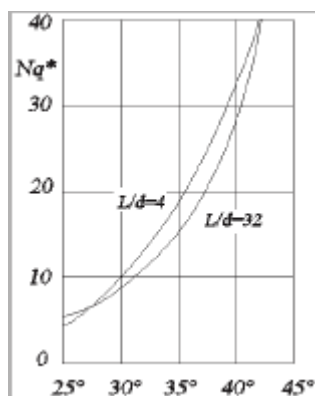
$$s = \alpha c \text{ con } \alpha \text{ dato da:}$$

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:

$$p = N_q \sigma_{vl} + N_c C$$

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 viene 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, 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 è valutata secondo la relazione:

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

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 $c = 0$.

MODELLO DI CALCOLO DEL PLINTO

Deve essere considerata quale sollecitazione dimensionante di base quella relativa alle condizioni combinate di vento estremo fornite per una turbina avente dimensioni e potenza pari a quella de quo. Dette sollecitazioni sono trasmesse alle opere fondali tramite un anchor-cage a gabbia metallica circolare fornita dal costruttore, con 280 barre M39, le quali saranno collegate 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 565 cm.

La struttura di fondazione al momento prevista è descritta come di seguito:

- piastra circolare in c.a. del diametro $D = 30,00$ m, con un'altezza variabile da mt 1,00 a mt 3,10 fino ad una circonferenza concentrica (colletto) del diametro di mt 7,10;
- a partire da detta circonferenza, si avrà uno spessore costante della platea fino al centro pari a mt 4,10;
- la piastra sarà interrata per circa 4,50 mt rispetto al piano di campagna al finito;

- la piastra sarà collegata ad un gruppo di 18 pali in c.a. di grande diametro Φ 120 trivellati, profondi presumibilmente 27,00 m in funzione della stratigrafia del terreno esistente e disposti opportunamente lungo una circonferenza concentrica del diametro di 21,50 ml.

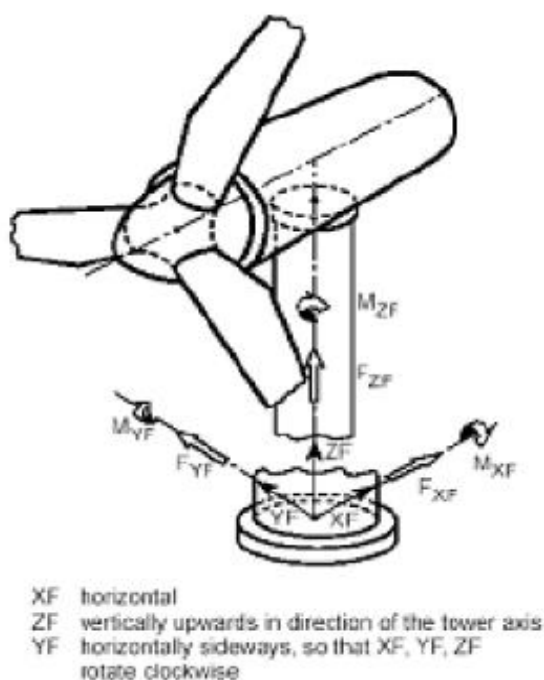
Il plinto risulterà completamente interrato alla profondità tale da consentire il riposizionamento di un adeguato strato di materiale terroso in modo da assicurare la rinaturalizzazione e l'impiego del suolo.

Gli scavi saranno eseguiti con mezzi meccanici secondo i disegni di progetto e la relazione geologica e geotecnica di cui al D.M. 11 marzo 1998.

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.

2.1 Sistema di coordinate locali

Il sistema di assi utilizzato per la presentazione dei carichi sul fondo della torre è illustrato in figura



Origine nella parte inferiore della torre, sulla superficie superiore della sezione della flangia d'acciaio di fondazione

2.2 Rigidità rotazionale

I requisiti di rigidità rotazionale della fondazione sono specificati dal costruttore della macchina 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 forniti da SGRE per i carichi di fondazione non saranno più validi.

Nel caso di fondazioni su pali, il costruttore della turbina fornirà il valore minimo di rigidità orizzontale della fondazione da garantire nel progetto.

Il valore ipotizzato per la macchina tipo di progetto definitivo è mostrato nella tabella che segue:

WTG	Tipo 170 - T115 – 50A
Rigidità rotazionale minima della fondazione	1,5 x 10 ¹¹ Nm/rad

La rigidità rotazionale minima della fondazione deriva dal modello aeroelastico del complesso 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.

2.3 Carichi

CARICO ESTREMO

I carichi estremi ipotizzati per il predimensionamento delle fondazioni sono mostrati nella tabella che segue:

combinazione di carico	Fattore di carico	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)	M _{xy} (kNm)
Dlc22_3bn_v1 1.0_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 dal costruttore 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 dal costruttore vanno generalmente considerati come "carichi estremi" quindi direttamente come i carichi di progetto della fondazione. Non saranno divisi o combinati con qualsiasi altro carico.

CARICO CARATTERISTICO

Carichi caratteristici (massima combinazione di carico del momento flettente M_{xy} dei gruppi N, E e T secondo la GL2012 Sez. 5.4.3.1.3, o gruppi equivalenti NT secondo IEC 61400-1 2006) sono stati stimati come mostrato nella tabella che segue:

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

CARICO QUASI PERMANENTE

I carichi secondo GL2010, considerando DLC 1.1 e 6.4 con probabilità di superamento $pf=10^{-2}$ (equivalenti a 1750 h in 20 anni) con $pF = 1,0$ sono stati stimati come mostrato nella tabella che segue

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

CARICO DI FATICA

I carichi di fatica equivalenti sono forniti per le basi di progetto nella tabella che segue:

	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:

Fattore di carico	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
1	478,42	-5,29	-7.608,11	4.649,15	66.600,68	-58,85

2.4 Interfaccia e particolari strutturali

La giunzione tra torre e fondazione dovrà essere eseguita utilizzando le interfacce fornite dal costruttore (compresi i sistemi di livellamento e posizionamento). Per la fondazione della torre di progetto si prevede un'interfaccia a gabbia per barre post-tensionate. La gabbia delle sbarre deve essere assemblata con la flangia a T inferiore T125.

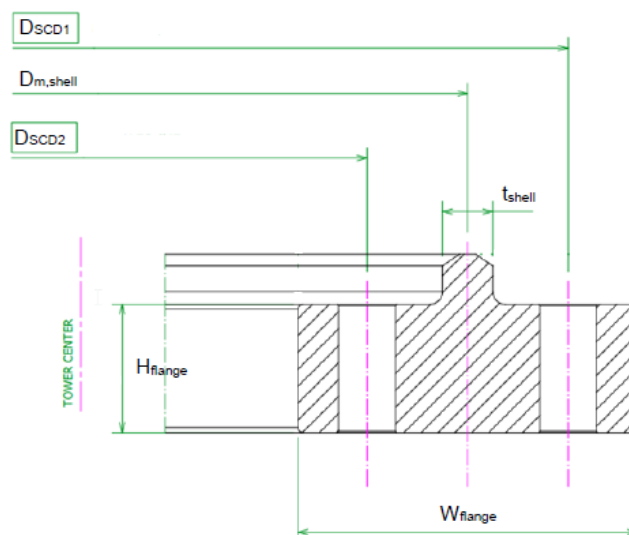
Le dimensioni principali ipotizzate per la flangia a T sono illustrate come segue:

Parte inferiore

Spessore flangia con collo tft:	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 dM pl, 2:	5.650
Diametro dei fori dei bulloni Dbh:	0,045
Numero di bulloni nmet:	140 * 2
Bolt metrico incontrato:	39

Precarico iniziale 480 kN



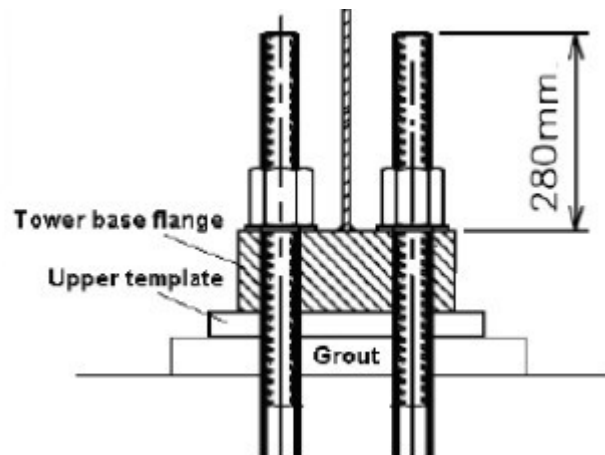
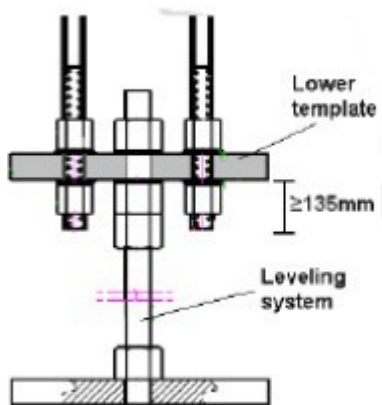
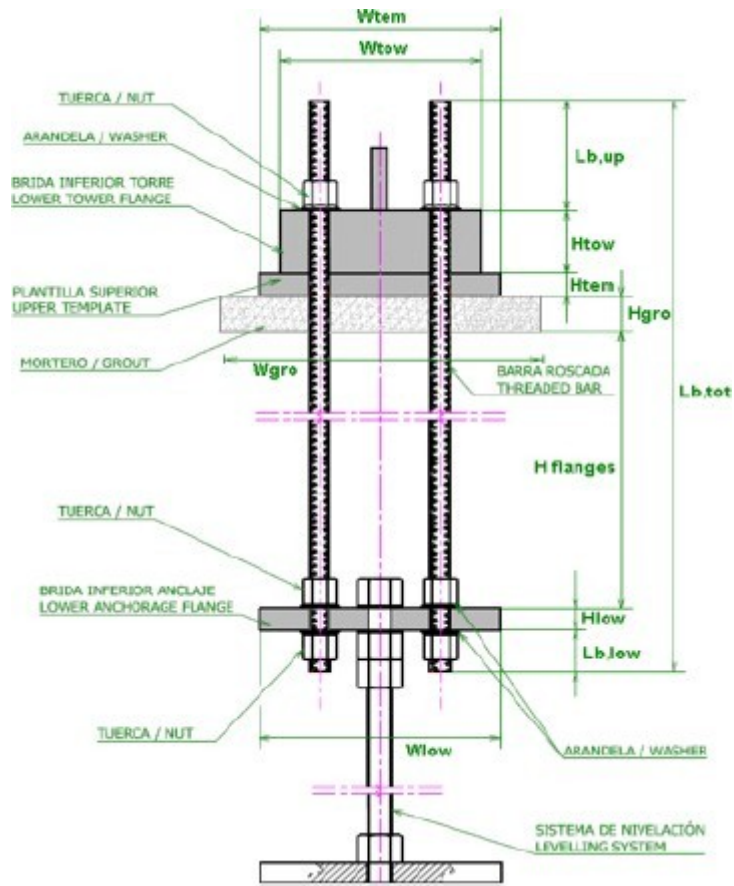
Interfaccia della torre

Gabbia a barre:

Dimensioni

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
Øh, tem (mm)	42	Diametro dei fori della dima superiore
Wgro (m)	0.740	Larghezza della malta
Hgro (m)	0.160	Spessore dello strato di boiaccia (misurato tra facce inferiori della dima superiore e della boiaccia)
Hupp (m)	0.300	Altezza del calcestruzzo con diversa resistenza
Wlow (m)	0.521	Larghezza della sagoma inferiore
Hlow (m)	0.083	Spessore della dima inferiore

$\varnothing h_{low}$ (mm)	42	Diametro dei fori nella dima inferiore
L _{bup} (mm)	0.280	Lunghezza esposta superiore
L _{blow} (mm)	0.135	Lunghezza inferiore esposta

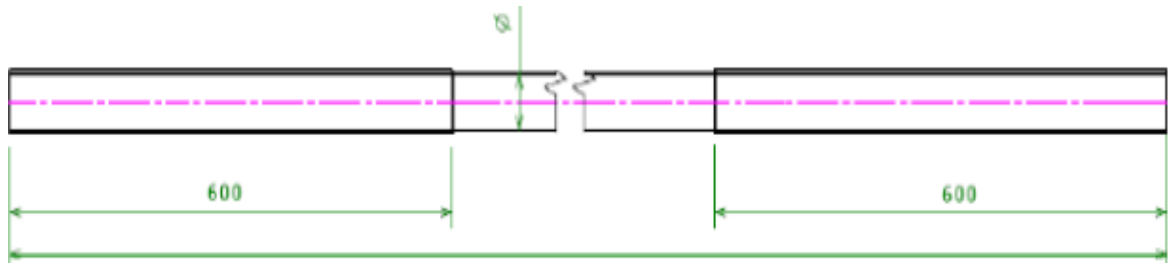


Schemi per le estremità superiore e inferiore delle barre

Barre filettate:

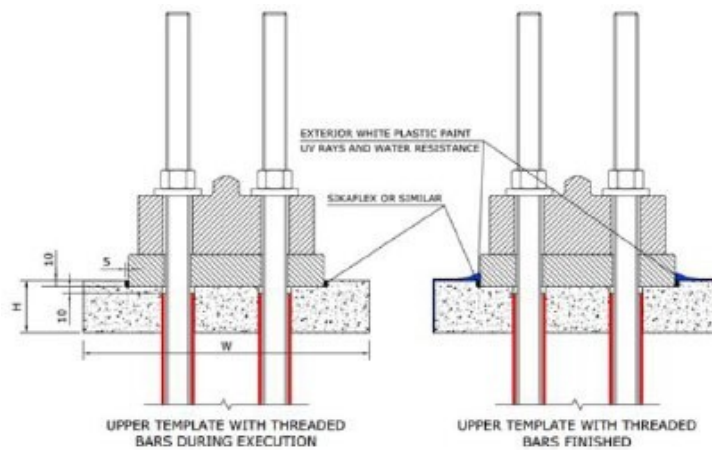
- 280 (140x2) barre con estremità filettate

- 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



Barre filettate (dimensioni in mm)

Al fine di ottenere una corretta finitura dell'installazione della gabbia delle barre, sarà necessario attenersi ai seguenti dettagli costruttivi:



Finitura gabbia a barre

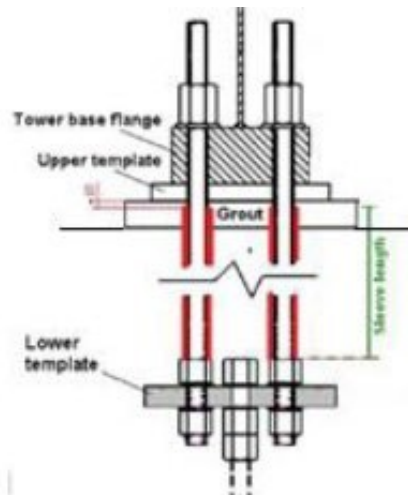
Vernici plastiche consentite:

Masterseal 6100 FX (BASF), Nitocote CM660 (FOSROC), Sikalastic 560 (SIKA).

Connessione bullonata:

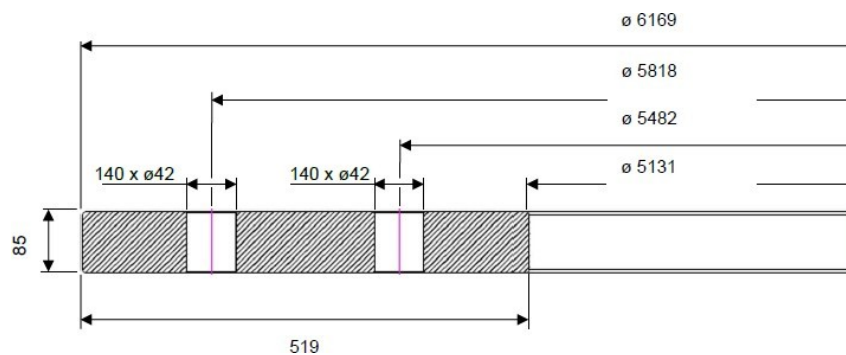
- 3 dadi per barra (2 sulla dima inferiore e 1 sulla flangia della torre)
 - M39 (ISO 4032) 10.9 per barre filettate secondo norme ISO.
 - Dado esagonale a piena resistenza M39
- Protezione dalla corrosione: zincato a caldo (HDG)
- 2 rondelle per barra (1 sulla dima inferiore e 1 sulla flangia della 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

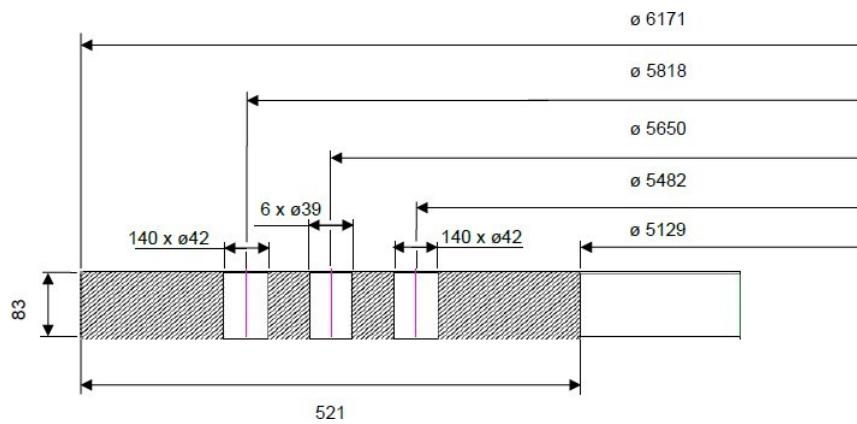


Lunghezza della guaina protettiva

Dima superiore:

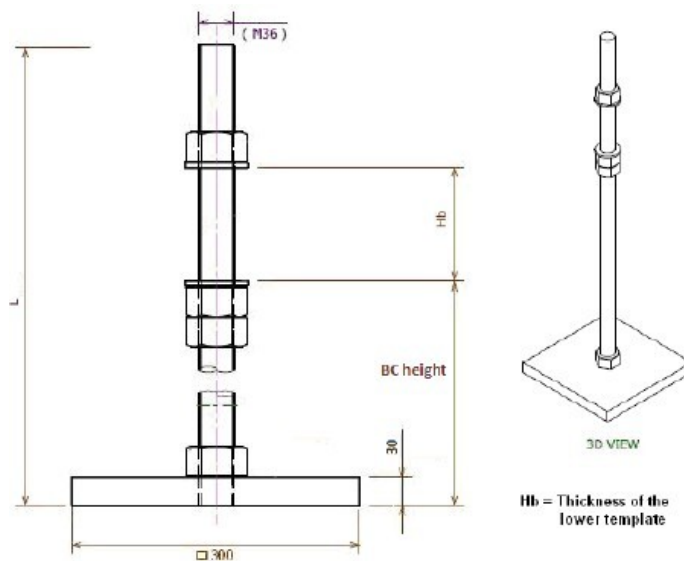


Dima inferiore:



Sistema di livellamento:

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. Sono necessari nr.12 piedini di livellamento per effettuare l'assemblaggio della gabbia



Altre caratteristiche:

- Spessore minimo della boiaca di 100 mm e larghezza minima della boiaca 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

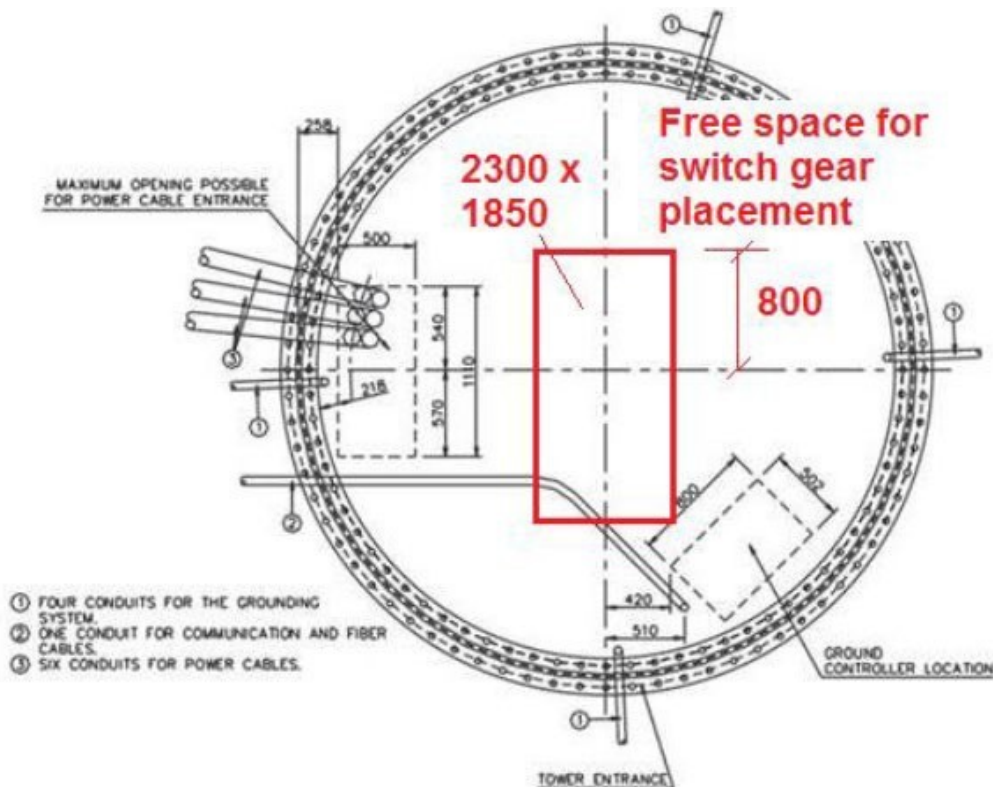
- La dima superiore deve essere incorporata per 10 mm nella malta, come mostrato nelle successive figure
- Resistenza caratteristica minima del calcestruzzo nei 300 mm superiori del piedistallo: 40 MPa (5801,51 psi)
- Resistenza caratteristica minima (resto della fondazione): 35 MPa (5076,32 psi)
- Dimensioni minime del piedistallo: $\varnothing 7100\text{mm}$

Schema condotto elettrico:

- 4 cavi HV $\varnothing 160$
- 2 cavi LV $\varnothing 110$

Condotto elettrico

Lo schema del condotto elettrico e la disposizione dei principali componenti elettrici è mostrato nella figura seguente (dimensioni in mm):

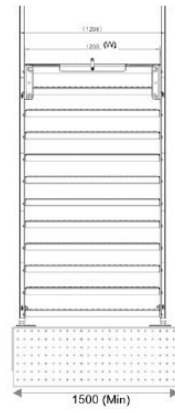
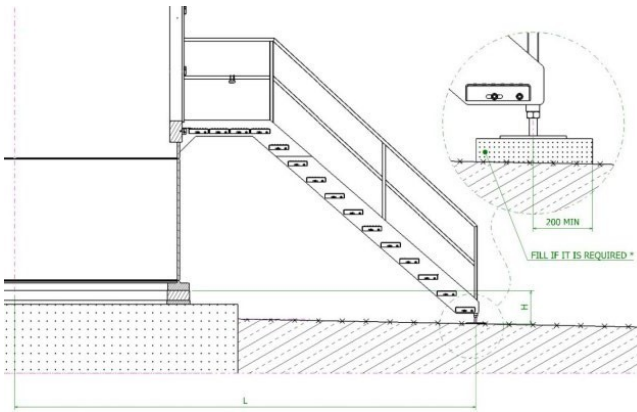


Scala di accesso alla torre:

Al fine di garantire una corretta integrazione tra il livello del terreno di fondazione e la scala di accesso alla torre, H,L e W devono assumere i seguenti valori

- L = 6010 mm
- H = 395 mm

- W = 1200 mm



CAPO III – GEOLOGIA E GEOTECNICA - MATERIALI

3. Parametri geologici e geo-meccanici 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.

4. Materiali

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 C25/30 per la realizzazione dei pali di fondazione a servizio degli aereogeneratori, nonché di tutte le strutture facenti parte della sottostazione. Mentre per la piastra di base, su cui sarà innestata la torre eolica, verrà utilizzato un cls di classe C30/37. Per il piedistallo di alloggiamento della torre, verrà utilizzato un cls di classe C30/37.

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 aventi classe C16/20.

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.

- Inerti: 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: 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 e 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.

CAPO IV – INFRASTRUTTURE EDILI

5. INFRASTRUTTURE ED OPERE CIVILI

7.1 Piazzole di manovra e montaggio aerogeneratori

In corrispondenza di ciascun aerogeneratore sarà prevista la realizzazione di una piazzola temporanea avente un'area di circa 2750 mq, tale da consentire l'installazione della gru e delle macchine operatrici, l'assemblaggio delle torri, l'ubicazione delle fondazioni e la manovra degli automezzi.

Sarà preliminarmente predisposto lo scotico superficiale, la spianatura, il riporto di materiale vagliato, e la compattazione della piazzola di lavoro.

Dopo l'installazione degli aerogeneratori, le piazzole realizzate verranno sensibilmente ridotte, dovendo solo garantire l'accesso alle torri, da parte dei mezzi preposti alle ordinarie operazioni di manutenzione nel corso dell'esercizio dell'impianto.

7.2 Viabilità di accesso e di servizio

La viabilità esterna e di servizio è condizionata essenzialmente dai parametri di larghezza, pendenza, raggio di svolta e portanza adeguati alle macchine da trasportare ed installare, oltre che funzionali al montaggio ed alla successiva manutenzione.

Il trasporto delle pale e dei conci delle torri avverrà con mezzi di trasporto eccezionale, le cui dimensioni superano ottanta metri di lunghezza e per tale motivo le strade da percorrere devono rispettare determinati requisiti stabiliti dal fornitore degli aerogeneratori.

Laddove la viabilità esistente non ha le caratteristiche necessarie per permettere il passaggio di questi mezzi eccezionali si dovranno eseguire degli interventi di adeguamento che generalmente consistono nell'ampliamento della sede stradale e modifica del raggio di curvatura.

Al fine di arrecare minor impatto possibile sul territorio, il tracciato delle piste per l'accesso agli aerogeneratori, fa riferimento per quanto possibile a strade interpoderali e piste già esistenti in sito che saranno, ove necessario consolidate e migliorate in modo da risultare uniformi con i tratti di nuova realizzazione.

La formazione dei rilevati avverrà anche con impiego di materiale proveniente dagli scavi necessari per la realizzazione delle sezioni in trincea e delle fondazioni degli aerogeneratori. Nell'esercizio dell'impianto, in condizioni di normale piovosità non sono da temere fenomeni di erosione superficiale incontrollata per il fatto che tutte le aree rese permanentemente transitabili (strade e piazzole di servizio ai piedi degli aerogeneratori) sono previste come non sono asfaltate.

Le strade di nuova concezione saranno realizzate in terra battuta con la movimentazione di materiale locale per lo sterro e il riporto.

7.2.1 Parametri dimensionali di larghezza delle strade

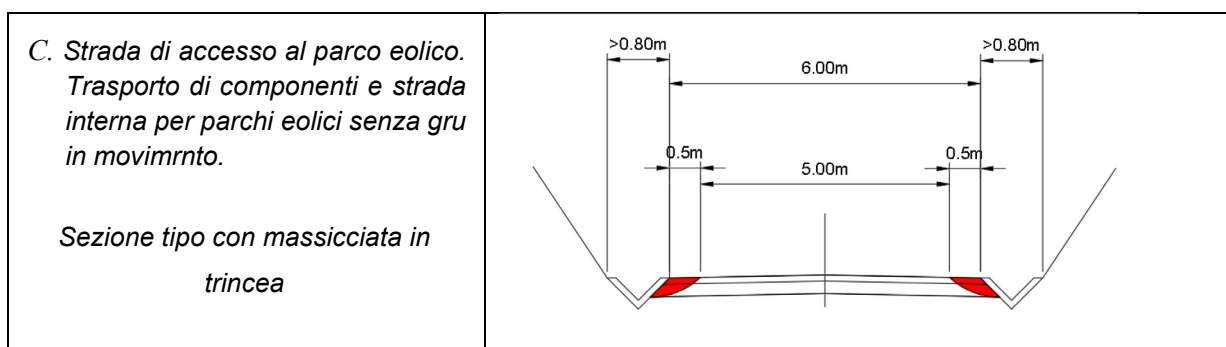
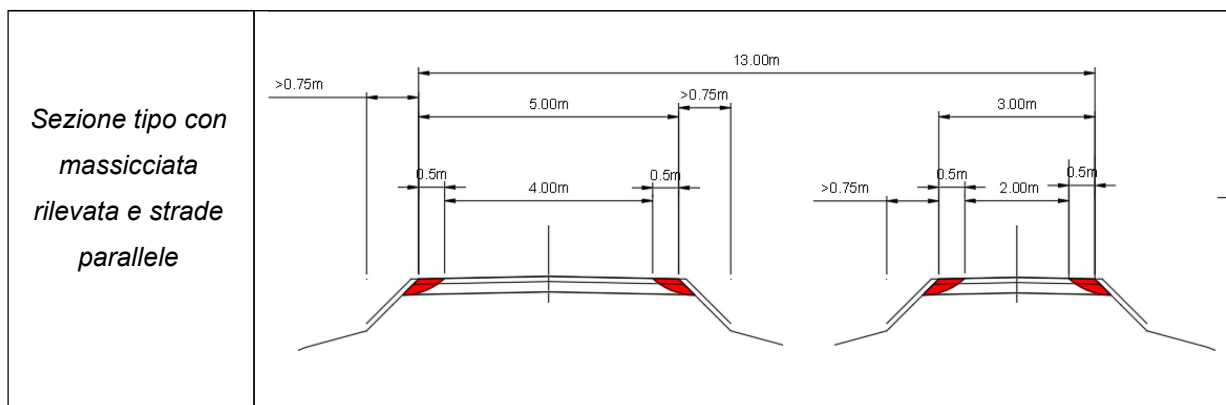
I parametri minimi per la verifica (viabilità esistente eventualmente da rettificare) ed il progetto (viabilità di servizio da realizzare) riguardanti l'aspetto dimensionale delle strade sono ricavabili dalla tabella e dagli schemi sinottici seguenti.

Operazione di cantiere	Minima larghezza di strada
<i>A. Trasporto dei componenti su strade di accesso e/o di arrivo al parco eolico</i>	<i>Valore minimo 4,0 m + 2 x 0,50 m senza ostacoli</i>
<i>B. Strade interne del parco eolico con presenza di autogru in movimento</i>	<i>Gru pneumatica Valore minimo 4,0 m + 2 x 0,75 m senza osta</i>
	<i>WTC (Wide-Track Crane) – Gru a cingoli larghi Valori da 12 a 14 m* 4 m + 3 m di banchina parallela (da 12 a 14 m)</i>

	NTC (Narrow-Track Crane) – Gru a carreggiata stretta Valore minimo 7m
C Strade di accesso al parco eolico per trasporto di componenti e strade interne al parco eolico in assenza di autogru	Valore minimo 5m + 2 x 0,8m libero da ostacoli
<p>Nota: Lo spazio utilizzabile deve essere in grado di sopportare i carichi a cui sarà sottoposta la strada senza rischio di cedimento, scivolamento o sprofondamento. Inoltre, gli ultimi 50 cm prima dei cordoli di tali strade (non compresi nei metri utilizzabili) non sono validi per sostenere pesi, a causa del pericolo di deformazione orizzontale del terreno. Pertanto, il vettore di trasporto della navicella non deve mai oltrepassare tali limiti. I valori riportati in tabella devono intendersi come requisito minimo generale, ma possono subire modifiche in ragione di caratteristiche particolari del sito e della effettiva larghezza dei vari modelli di gru.</p>	

Tabelle sinottiche

<p>A. Strade di accesso al parco eolico. Trasporto di componenti</p> <p>Sezione tipo con massicciata in rilevato</p>	
<p>B. Strada interna del parco eolico con presenza di autogru in movimento</p> <p>Sezione tipo con massicciata in trincea</p>	
<p>Sezione tipo con massicciata a mezza costa</p>	



Per le curve con profilo interno sgombro da ostacoli, il cordolo interno della curva deve essere intubato o avere una profondità non inferiore a 10 cm.

La pendenza di taglio sulle strade interne deve essere limitata secondo l'indagine geotecnica e determinata dalle caratteristiche della gru utilizzata per il montaggio.

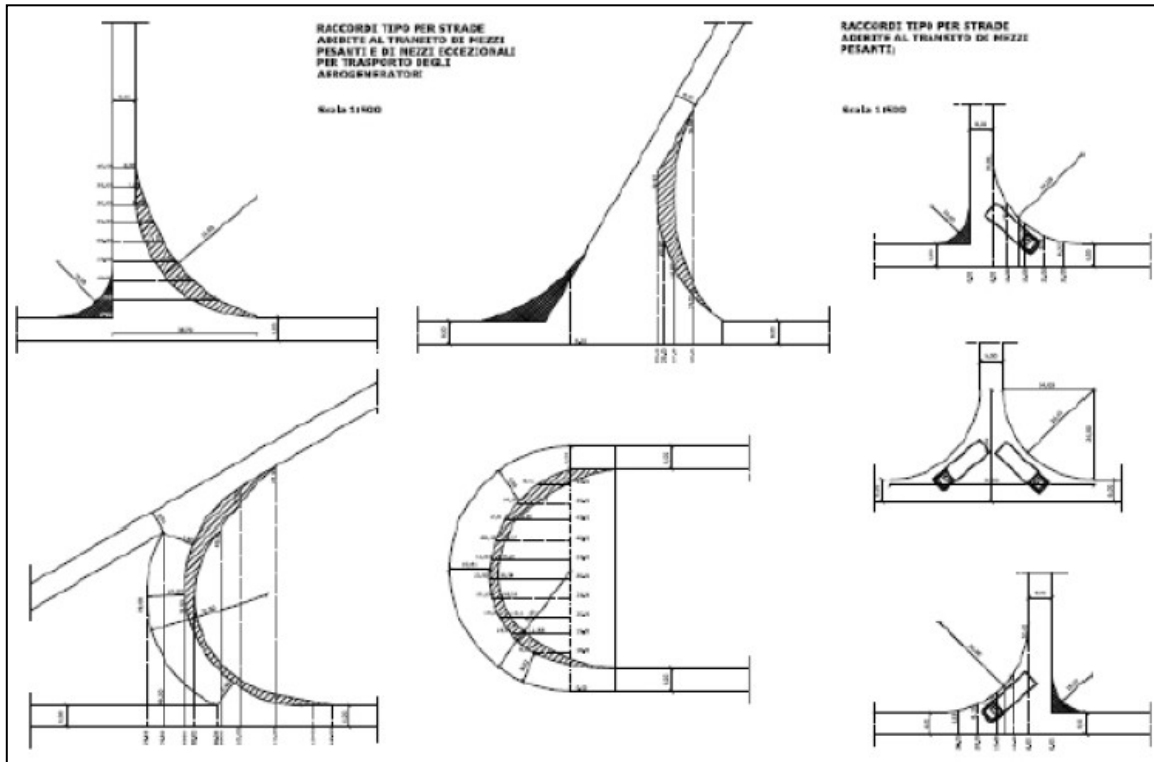
7.2.2 Parametri dimensionali dei raccordi stradali

Come regola generale vale il principio semplice per cui: minore è il raggio di curvatura del raccordo di allineamento fra due direttici rettilinee, maggiore deve essere la larghezza della strada (differenza tra raggio esterno e raggio interno) in corrispondenza della curva stessa.

Il trasporto della singola pala è il principale elemento limitante nel calcolo dei raggi di curvatura.

La seguente tabella parametrica di esempio indica i valori minimi da applicare ai raccordi e deve essere completata ed approvata dal costruttore per ogni modello di aerogeneratore con i rispettivi valori numerici:

- A: Larghezza della strada
- SA_E: Ampliamento esterno
- SA_I: Ampliamento interno



Le conclusioni dello studio si rifletteranno in una tabella in cui:

- A: è la larghezza della strada necessaria per il trasporto ($A = A1 + A2$)
- A1: rappresenta la larghezza della strada (almeno 5 m in ogni punto della traiettoria = linea di base), che può essere aumentata a seconda della larghezza necessaria per la manovra del veicolo
- A2: è l'occupazione del veicolo quando le manovre non possono adattarsi alla larghezza della strada A1
- SAi: è la massima spazzata interna del veicolo o del suo carico
- SAe: è la massima spazzata esterna del veicolo o del suo carico
- R30: rappresenta la curva del raggio al centro della strada
- 90°: rappresenta l'angolo formato da due tratti rettilinei di strada uniti da una curva di un determinato raggio

Lo studio è stato effettuato tenendo conto di una stima di sagoma del veicolo generico.

I mezzi di trasporto utilizzati per trasportare i vari componenti della turbina fino al sito dovranno essere dotati di assali posteriori autosterzanti.

Per pendenze vicine al 10% senza betonaggio, saranno necessari trattori 6 x 4 o camion a quattro ruote motrici. Se la pendenza longitudinale è $>13\%$ e $\leq 15\%$, sarà necessario migliorare il

fondo o la pavimentazione ed utilizzare un trattore stradale 6x6. In tali casi anche la pendenza dovrà essere rivista se non dovesse rientrare nelle prescrizioni standard del costruttore.

Nel caso limite in cui una pendenza longitudinale in un tratto rettilineo sia >15% e/o >10% in un tratto curvo, deve essere condotto uno studio specifico di traino oltre al miglioramento della pavimentazione stradale lungo il tratto interessato. Questo studio deve essere condotto dalla società di logistica incaricata di fornire al parco eolico i componenti della turbina eolica.

In fase esecutiva ciascuna compagnia di trasporto effettuerà anche uno studio dei raggi di sterzata più restrittivi relativi ai propri veicoli. Nei casi specificati in cui è necessario migliorare la pavimentazione stradale, devono essere presentate le caratteristiche tecniche della soluzione da utilizzare, nonché il coefficiente di attrito per lo strato stradale previsto per tale soluzione, garantendo così il corretto trasporto di tutti i componenti.

Ai fini del profilo longitudinale della viabilità ci si deve riferire alla seguente tabella riassuntiva:

TABELLA DELLE PENDENZE MAX E VARIAZIONI DI PENDENZA (ANGOLO)

	Pendenza longitudinale (%)				Pendenza trasversale (%)	
	Massimi		Minimi		Massimo	Minimo
	Tratto rettilineo	Tratto in curva	Tratto rettilineo	Tratto curvo	Rettilineo/curva	
A. Strada di accesso al parco eolico e strada interna del parco eolico	10% < p ≤13% L < 200 m. (1) (sterrato compatto)	Fino a 7% (sterrato compattato) (1)	0.50%	0.50%	2%	0.20%
	10% < p ≤13% L > 200 m (asfaltato o cementato) (1)	7% < p ≤10% (asfaltato o cementato) (1)				
	13% < p ≤15 % L > 200 m + 6x6 motrice (asfaltato o cementato) p >15%: necessità di studio specifico	P >10%: necessità di studio specifico				
B. Strade di accesso e strade interne in retromarcia	p ≤ 3% L max 1000 m senza asfalto o cemento 3% < p ≤5% max. L 1000 m pavimentazione asfaltata o cementata	p <2% L max. 500 m senza asfalto o cemento 2% ≤ p ≤3% max. L 500 m pavimentazione asfaltata o cementata	0.50%	0.50%	2%	0.20%
(1)	<ul style="list-style-type: none"> – I valori standard sono ≤13 % per le pendenze longitudinali e <10 % per le sezioni curve. – Pavimentazione migliorata: fondo stradale con coefficiente di attrito di almeno 0,35 					

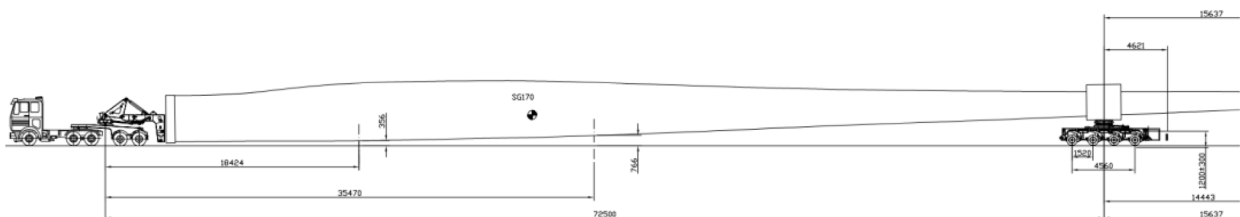
Per garantire il corretto passaggio tra i cambi di pendenza, è necessario tenere presente la lunghezza totale minima in rettilineo del convoglio.

Le strade devono essere lisce, eliminando, per quanto possibile, eventuali sporgenze quali sassi, rocce, ecc., che potrebbero danneggiare la piattaforma della gondola o le sezioni delle torri e ostacolare il trasporto. Il sistema di drenaggio superficiale deve essere dimensionato in modo da raccogliere l'eventuale acqua piovana dallo strato stradale nonché l'eventuale acqua raccolta da piccoli flussi d'acqua di ruscellamento intercettati dalla strada o anche, se del caso, da dare continuità ad eventuali corsi d'acqua naturali di maggiori dimensioni anch'essi intercettati. Il calcolo sarà considerato per un periodo di ritorno di 25 anni per il drenaggio trasversale e di 10 anni per i lavori di drenaggio longitudinale.

Il valore kv considerato nella progettazione preliminare per il modello WTG prescelto deve attingere, come minimo, il valore $KV= 550$ m.

In fase preliminare il trasporto più idoneo appare quello con appoggio della pala da 170m su motrice e carrello secondo lo schema in figura seguente.

Considerando che tutti gli assi della piattaforma sarebbero a contatto con il suolo e uno sbalzo posteriore di circa 16 m.



$L = 72.50$ m

$H = 0.77$ m con sospensione completamente caricata

$L_c = 15.64$ m

$L_p = 4.62$ m

$L_1 = 35.47$ m

$H_i = 2.92$ m con sospensione completamente caricata

$H_v = 1.20$ m con sospensione completamente caricata

$dS = 7$ cm Distanza di sicurezza Veicolo-Suolo

$dH = 100$ cm Escursione sospensione anteriore

$K_v = 550$ m

Il valore sopra determinato è solo di riferimento. A seconda della complessità del terreno, il valore K_v che minimizza l'LCoE (costo livellato dell'energia) potrebbe essere maggiore (parco eolico in zona pianeggiante) o inferiore (parco eolico in zona montuosa).

Saranno realizzate aree di sosta ad intervalli di circa 5 km, cercando di sfruttare, se possibile, le aree dove vi sono meno interventi da compiere e dovranno avere una larghezza extra di 5 m con una lunghezza minima pari alla lunghezza totale del convoglio (L_{tot}) di lunghezza maggiore. È importante considerare le aree di ingresso e di uscita per facilitare l'accesso all'area. Le aree di attesa devono essere sgombre da ogni ostacolo, livellate, compattate e drenate. La società di trasporto determinerà il numero di aree di sosta che devono essere create.

I punti di svolta devono essere definiti in funzione della massima manovra di retromarcia consentita. Laddove vengano costruite strade senza uscita o dove i convogli carichi devono fare marcia indietro prima della consegna all'area di installazione, sono necessarie aree di svolta per evitare lunghi tratti in retromarcia.

L'area di svolta sarà diversa considerando due situazioni: camion carico e camion vuoto. L'area aggiuntiva deve essere considerata intorno al punto di svolta - libera da ostacoli e livellata per consentire la fuoriuscita/sbalzo durante il trasporto. La svolta potrebbe essere adattata per quanto riguarda l'orografia e/o la complessità del terreno.

7.2.3 Parametri dimensionali delle piazzole

Le piazzole includeranno un'area di lavoro della gru ed altre aree definite come zone di stoccaggio.









Per quanto riguarda le reti di sottoservizi di potenza o di segnale bisogna evitare di posizionarle in prossimità dei supporti delle gru. Tali sottoservizi devono essere intubati o protetti da coppelle in cls.

La pendenza minima da attribuire all'area di lavoro della gru e quella di stoccaggio per il drenaggio delle acque superficiali è dello 0,2%; non sono consentite zone concave che possano dar luogo alla formazione di vasche e alla conseguente deriva di materiale sotto carichi pesanti. Inoltre bisogna evitare che la superficie del supporto rigido o dell'area di stoccaggio non faccia defluire le acque meteoriche sulla sua strada di accesso.

Tabella delle pendenze ammesse per la piazzola

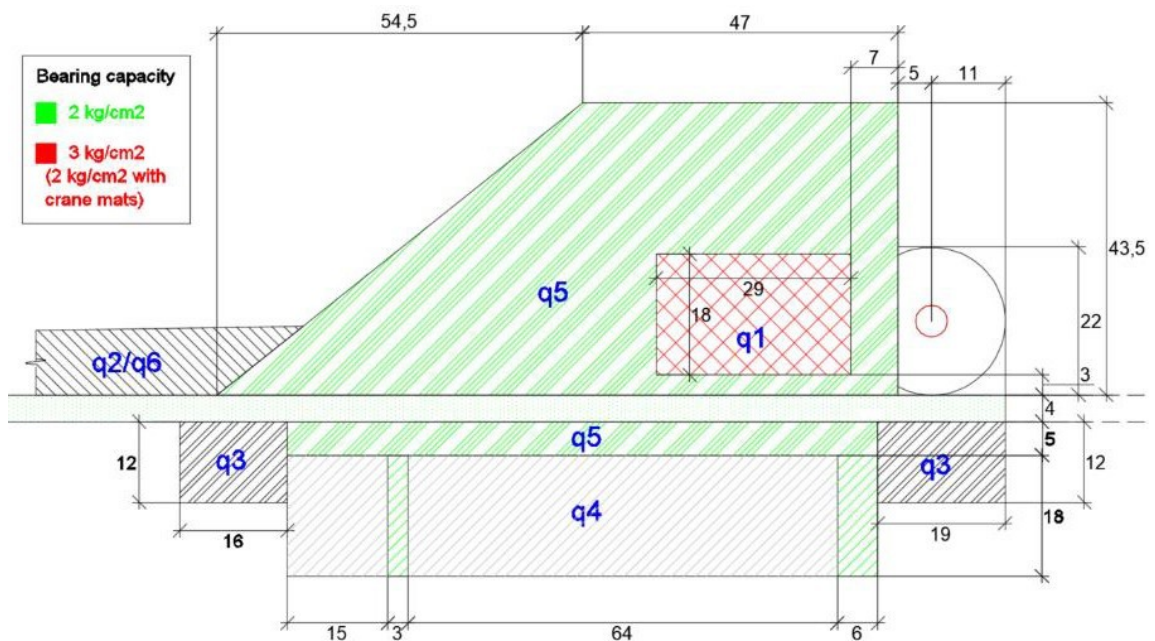
<i>Pendenza (%)</i>				
<i>Tipo di GRU</i>	<i>Area GRU</i>		<i>Area STOCCAGGIO COMPONENTI</i>	
	<i>Massimo</i>	<i>Minimo</i>	<i>Massimo</i>	<i>Minimo</i>
Gru a carreggiata stretta NTC o Autogru	3	0.2	2	0.2
Gru a cingoli larghi WTC	0.5			

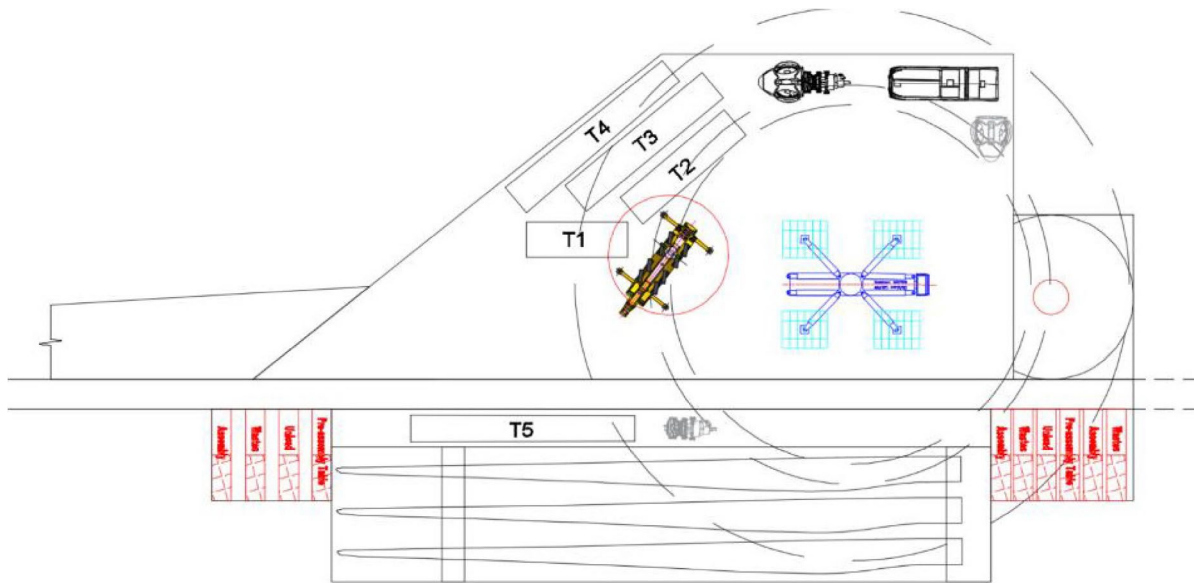
Il layout di piazzola considera una precisa strategia di assemblaggio standard indicata dal costruttore per la specifica macchina, riportante anche le modalità di scarico della gru.

Tabella dei codici e descrizione delle sottozone di piazzola			
q1	Piastra rigida per gru principale		
q2	Area di assistenza gru principale		
q3	Area di stoccaggio per contenitori e oggetti vari		
q4	Area di stoccaggio delle pale		
q5	Area di stoccaggio dei componenti		
q6	Piastra rigida per montaggio del braccio		
q7	Area libera per rotazione zavorra superlift o zavorra sospesa della gru principale		
	Site Road		q4 Trestle area for blades
	q1 Hardstand for Main Crane		q5 Storage area for components
	q2 Hardstand for Assist Crane		q6 Hardstand for Boom Assembly
	q3 Storage/Assembly Area		q7 Hardstand for Superlift ballast

Schema di piazzola per torre HH 125m

Strategia di montaggio completo in nr.1 fase – Stoccaggio totale – Scarico gru di coda





Condizione di stoccaggio	Larghezza x lunghezza
Stoccaggio totale	q1 29m x 18m
	q3 16m x 12m+ 19m x 12m
	q4 88m x 18m (con dita di q5 hardstand 3m x 18m + 6m x 18m)
	q5 47m x 43.5m + (54.5m x 43.5m)/2 – q1 +88m x 5m + tratto stradale rinforzato*

In ogni piazzola sarà necessario predisporre 2 aree aggiuntive di (19x12)m e (16x12)m per riporre i contenitori e gli oggetti vari. Queste aree devono essere vicine alla piazzola e possono essere posizionate lungo la fondazione purché rimangano accessibili per la rimozione del materiale mediante autocarro o carrello elevatore telescopico.

L'area di stoccaggio delle pale sarà formata da due diverse zone. La prima parte è costituita da due "dita" e livellate ed elevate di almeno 1 m sul terreno circostante per evitare che la lama tocchi il suolo e poter azionare il giogo di sollevamento (morsetto). Deve essere altresì prevista un'area di lavoro accessibile tra le dita e l'estremità della punta della pala. L'area di lavoro deve essere livellata con la strada adiacente da cui vengono scaricate le pale. È necessario rimuovere eventuali ostacoli alti e pericoli di inciampo all'interno di quest'area per garantire la sicurezza.

La distanza consigliata dal centro dell'anello all'inizio della superficie utilizzabile del supporto rigido è di 5 m. La piastra di fondazione in cemento e la piazzola devono avere lo stesso livello ove possibile.

7.2.4 Portanza, composizione e struttura delle strade e piazzole

Capacità portante delle piazzole

La progettazione della sezione della piazzola deve essere eseguita sulla base della relazione geotecnica definitiva e del carico trasferito agli stabilizzatori di supporto della gru, considerando anche l'uso di eventuali materassini metallici di ripartizione per ciascun supporto della gru.

Le verifiche strutturali eseguite discendono dai seguenti criteri:

- Per l'analisi della capacità portante verrà utilizzata la metodologia Meyerhof e Hanna (1978).
- Il fattore di sicurezza per la verifica della capacità portante sarà pari a 2, sia nel lungo che nel breve termine.
- Per il calcolo analitico dei cedimenti verrà utilizzata la metodologia Steinbrenner.
- Il massimo assestamento differenziale ammesso sotto ciascun stabilizzatore della gru sarà di 25 mm.

La caratteristica di portanza dell'area di lavoro della gru deve avere caratteristica, $E_{v2}=60\text{MPa}$ o superiore. I carichi trasmessi devono essere pari 2 kg/cm^2 (circa $0,2\text{ MPa}$). È necessario posare una superficie di 30 m^2 , 6 ripartitori per gru ($5\text{ m} \times 1\text{ m}$) per ciascun stabilizzatore della gru.

Se si sceglie di non utilizzare i ripartitori per gru, la capacità portante necessaria dovrà essere di 3 kg/cm^2 per T100m, T101.5m e T115m, 4 kg/cm^2 per T135m e 5 kg/cm^2 per i modelli a torre T145m e T165m.

In piazzola, il livello superiore del sottofondo deve essere al di sopra del livello più alto prevedibile della eventuale falda freatica. Laddove nella relazione geotecnica siano indicate condizioni di materiale espansivo (argilla espansiva, ecc.) o terreno sciolto, l'uso di geo-sintetici è fortemente raccomandato (almeno con le funzioni di rinforzo e separazione del suolo).

Il materiale di riempimento verrà compattato sulle piazzole e nelle aree di stoccaggio in strati successivi per uno spessore massimo di 30 cm per garantire l'efficacia lungo l'intera sezione. Il livello di compattazione sarà tale che la densità a secco dopo la compattazione sia del 95% MP o superiore. Il modulo di elasticità del sottofondo deve essere misurato in base al modulo di comprimibilità del secondo ciclo di prova della piastra di carico secondo DIN 18134 (o in sua assenza, NLT-357); per questa prova verrà utilizzata una piastra da 600 o 762 mm.

Per quanto riguarda il supporto di finitura superficiale, il livello di compattazione sarà tale che la densità a secco dopo la compattazione sia del 98% MP o superiore. Il modulo elastico della superficie rigida finita deve essere misurato in base al modulo di comprimibilità del secondo ciclo di prova piastra di carico secondo DIN 18134 (o in sua assenza, NLT-357), e il risultato non deve mai essere inferiore a $E_{v2} > 80\text{ MPa}$. Allo stesso modo, la relazione tra il primo e il secondo ciclo di carico deve essere inferiore a 3.

In caso di dubbio sulla capacità della piazzola, sarà necessario eseguire almeno un saggio, al centro dell'area della gru, con recupero delle carote e una profondità di 8 m.

Per le aree di stoccaggio delle pale, il livello di compattazione del sottofondo sarà tale che la densità a secco dopo la compattazione sia del 95% MP o superiore. I carichi trasmessi assorbibili devono essere almeno pari a 2 kg/cm² (circa 0,2 MPa). In caso di necessità di uno strato di stabilizzato, il livello di compattazione sarà tale che la densità a secco dopo la compattazione sia del 98% MP o superiore.

Nel caso in cui il sottofondo delle aree di stoccaggio sia sufficientemente buono per sopportare i carichi, non sarà necessario alcuno strato di materiale granulare, ma ciò dovrà essere giustificato in sede di progetto esecutivo.

Capacità portante delle strade

Indipendentemente dal rispetto della normativa vigente nazionale e regionale ed inerenti alle costruzioni stradali in genere, il dimensionamento del piano stradale dovrebbe essere basato sul metodo AASHTO per strade a basso volume di traffico. Tale metodologia si basa su una formula empirica che mette in relazione le caratteristiche degli strati di pavimentazione con le loro prestazioni, al fine di determinare se il tratto di pavimentazione stradale sarà in grado di sopportare i carichi di traffico a cui verrà applicato.

Le strade esterne di accesso ed arrivo al parco eolico devono supportare un carico minimo di 12 t per asse corrispondente al trasporto di elementi di turbine eoliche e gru.

Le strade interne al parco eolico devono supportare un carico minimo di seguito indicato:

Gru montata, senza movimentazione:

- 1,4 kg per cm² nel caso di gru cingolate (NTC e WTC).
- 22,5 t per asse nel caso di gru mobili.

Gru montata, con movimentazione:

- 2,45 kg per cm² nel caso di gru cingolate (NTC e WTC).
- 22,5 t per asse nel caso di gru mobili con braccio a traliccio.
- 24,5 t per asse nel caso di gru mobili telescopiche.
- 14,7 t per asse nel caso di gru mobili telescopiche pre-installazione.

Sul materiale utilizzato per il sottofondo e per il fondo stradale devono essere eseguite prove al fine di controllare la compattazione dei diversi strati e garantire la corretta esecuzione delle opere civili. Il controllo di qualità e i requisiti per la progettazione delle opere civili sono definiti secondo le specifiche relative alle prove previste dalle norme.

A seguito dell'analisi dei campioni di prova, si dovrà intervenire con mezzi di compattazione adeguati al fine di realizzare un sottofondo con un valore di modulo elastico sufficiente. Il modulo

di elasticità sarà misurato dal modulo di compressibilità del secondo ciclo della prova del piatto di carico secondo DIN 18134 (o in sua assenza, NLT-357); i criteri di accettazione saranno indicati nel progetto esecutivo del tratto stradale.

La densità a secco richiesta dopo la compattazione per i diversi tipi di materiali che compongono il fondo stradale è pari o superiore al 98% di quella ottenuta nella prova PM. Il test Proctor Modificato viene eseguito infatti per conoscere le caratteristiche del suolo attraverso la compattazione con il cambiamento del contenuto d'acqua, dandoci in definitiva la relazione tra il contenuto di umidità del suolo e la densità secca del suolo. È una versione modificata dello Standard Proctor Test.

Il modulo elastico del fondo stradale finito deve essere misurato in base al modulo di comprimibilità del secondo ciclo di prova del piatto di carico secondo DIN 18134 e il risultato non deve mai essere inferiore a $E_{v2}=80$ Mpa. La relazione tra il primo e il secondo ciclo di carico deve essere inferiore a 3.

E' possibile utilizzare la relazione seguente per ottenere i criteri di accettazione per il fondo stradale:

$$E = \frac{\pi \cdot (1 - \nu^2)}{3} \cdot E_{v2}$$

dove:

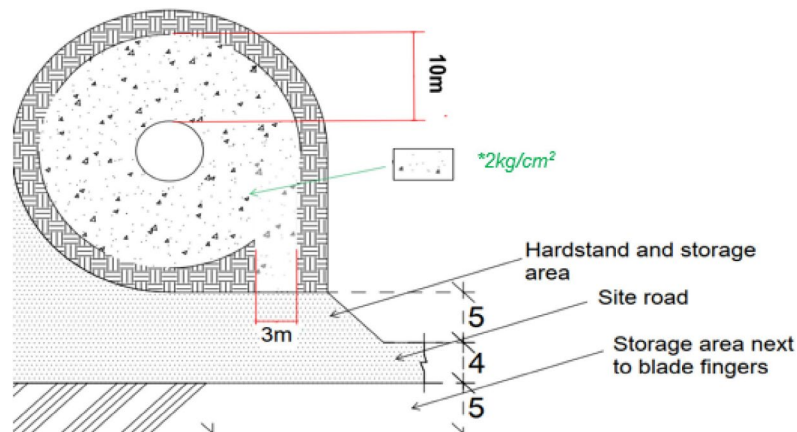
- E: Modulo di Elasticità
- ν : Coefficiente di Poisson
- E_{v2} : Modulo di comprimibilità del ciclo di prova di carico della seconda piastra

Si ricorda inoltre che la densità a secco richiesta dopo la compattazione per i diversi tipi di materiali che compongono il fondo stradale è del 98% di quella ottenuta nel test MP o superiore.

7.2.5 Requisiti per l'assemblaggio e dati accessori

Un'area compattata attorno alla torre (sopra le fondamenta) deve essere preparata prima dell'inizio dell'installazione della prima sezione della torre. Ciò è necessario per consentire l'accesso alla torre da tutti i lati per l'installazione di giunti a bullone con flangia a T. L'area compattata deve avere una larghezza minima di 10 m.

Si riporta nella seguente figura un esempio di layout di piazzola e strada/rampa di accesso:



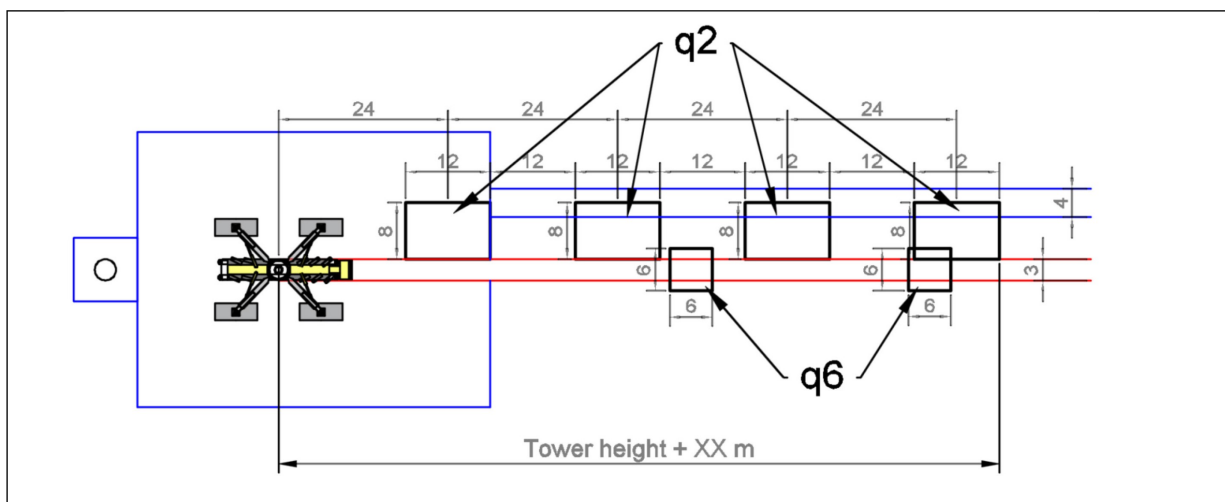
Requisiti per il montaggio della gru principale

		T100m	T101.5m	T125m	T125m
Gru mobili/cingolate	Gru su ruote	Area di montaggio e smontaggio lungo la strada di cantiere			
	NTC	Area di assemblaggio all'inizio e alla fine del parco eolico			
Dimensioni	lunghezza	119m	120m	144m	150m
	larghezza	3m	3m	3m	3m

L'area di montaggio della torre deve quindi avere le seguenti dimensioni:

Lunghezza: altezza torre + 19 m e larghezza minima di 3 m, con due aree di supporto di 6 m x 6 m (a seconda della gru, della posizione della gru e della configurazione del braccio).

Le zone devono essere prive di vegetazione, pianeggianti e compattate con una superficie di 8 m x 12 m, ogni 24 m lungo il braccio per il montaggio per l'operazione delle gru di coda. Tali zone devono essere distribuite secondo lo schema seguente:



Anche la giacitura di quest'area deve essere il più orizzontale possibile e qualsiasi pendenza dovrebbe essere preferibilmente verso l'alto (nella direzione in cui avanza il gruppo del braccio).

Inoltre, il sottofondo della zona di montaggio e smontaggio del braccio, comprese le aree di posizionamento della gru di pre-installazione, deve avere una capacità portante su tutta l'area a livello di lavoro di 2 kg/cm² (ca. 0,2 MPa).

Distanza di sicurezza dalle linee elettriche

Devono essere presi in considerazione i Regolamenti vigenti a riguardo dell'incrocio o attraversamento di linee di alta e bassa tensione con le strade interne o con le strade di accesso ai parchi eolici.

Come riferimento generico è possibile usare i dati della seguente tabella che definisce le distanze di sicurezza delle aree di lavoro:

<i>Distanze di sicurezza delle aree di lavoro</i>				
U_n	D_{PEL-1}	D_{PEL-2}	D_{PROX-1}	D_{PROX-2}
≤ 1	50	50	70	300
3	62	52	112	300
6	62	53	112	300
10	65	55	115	300
15	66	57	116	300
20	72	60	122	300
30	82	66	132	300
45	98	73	148	300
66	120	85	170	300
110	160	100	210	500
132	180	110	330	500
220	260	160	410	500
380	390	250	540	700

Dove:

- **U_n** - Tensione nominale dell'impianto (kW).
- **D_{PEL-1}** - Distanza dal limite esterno dell'area pericolosa ogni qualvolta vi sia il rischio di sollecitazioni di tensione dovute a fulmini (cm).
- **D_{PEL-2}** - Distanza dal limite esterno dell'area pericolosa quando non vi è rischio di sovratensione per fulmine (cm).
- **D_{PROX-1}** - Distanza dal limite esterno dell'area pericolosa ogniqualevolta sia possibile delimitare con precisione l'area di lavoro e controllare che questa non venga superata durante lo svolgimento dell'opera (cm).
- **D_{PROX-2}** - Distanza dal limite esterno dell'area pericolosa qualora non sia possibile delimitare con precisione l'area di lavoro e controllare che questa non venga superata durante l'esecuzione del lavoro (cm).

<i>Pesi e dimensioni per macchina generica D170 e Torre HH 125 – nr. 5 elementi conici</i>					
Elemento		W (kg)	L (m)	Ø flangia minore (m)	Ø flangia maggiore (m)
50A	Sezione 1	84,960	13.56	4.70	4.70
	Sezione 2	84,330	18.20	4.70	4.44
	Sezione 3	84,550	23.80	4.44	4.43
	Sezione 4	71,770	26.88	4.43	4.02
	Sezione 5	63,860	29.97	4.02	3.50
51A	Sezione 1	86,800	11.78	4.80	4.80
	Sezione 2	84,640	17.92	4.80	4.79
	Sezione 3	81,560	21.84	4.79	4.79
	Sezione 4	77,290	28.00	4.79	4.79
	Sezione 5	72,510	32.77	4.79	3.50

Pesi e dimensioni ulteriori per parti dell'aerogeneratore

Elemento	W (kg)	L (m)	Larghezza (m)	Altezza (m)
Navicella + TU e Generatore	103,508	15.03	4.20	3.50
Trasmissione completa	80,790	7.60	3.20	3.13
Hub	55,000	5.20	4.72	4.10
Pala D 170	25,000	83.50	4.50	3.40
Trasformatore	16,300			
Generatore	16,500			

Il Tecnico
Ing. Leonardo Maffia