

INTEGRALE RICOSTRUZIONE PARCO EOLICO "Foiano di Valfortore"

ADEGUAMENTO TECNICO IMPIANTO EOLICO MEDIANTE INTERVENTO DI REPOWERING DELLE TORRI ESISTENTI E RIDUZIONE NUMERICA DEGLI AEROGENERATORI



Edison Rinnovabili Spa
Foro Buonaparte, 31 - 20121 Milano



Progettazione Coordinamento	<p>GEKO S.p.A. Via Reno, 5 - 00198 Roma (RM) Tel. 06.88803910 Fax 06.45654740 E-Mail: gekospa@pec.gekospa.it</p>		<p>GVC S.r.l. Società di Ingegneria Via Nazionale Sauro, nr 126 - CAP 85100 Potenza (PZ) Tel. 09.71286145 E-Mail: gmr@gvcingegneria.it</p>		
Progettazione	<p>Seingim Vicolo degli Olmi, nr 57 - 30022 Ceggia (VE) Tel. 04.21323007 E-Mail: info@seingim.it</p>	Studi Geologico-Idrologico Idraulico	<p>Geol. Antonio Di Biase Piazza Padre Prosperino Gallipoli, nr 9 75024 Montescaglioso (MT) Tel. 347.059 7967</p>		
Studio Acustico Studio avifaunistico	<p>Teasistemi Via Ponte Piglieri, nr 8 - 56122 Pisa (PI) Tel. 05.06396101 E-Mail: info@tea-group.com</p>	Studi Naturalistici e Forestali	<p>Dott. Agr. Paolo Castelli Viale Croce Rossa, nr 25 - 90146 Palermo (PA) Tel. 334. 228 4087</p>		
Opera	<p>Progetto di Integrale Ricostruzione di n. 1 impianto eolico composto da 10 aerogeneratori da 6,6 MW per una potenza complessiva di 66,6 MW nel Comune di Foiano di Valfortore e relative opere di connessione alla località "Monte Barbato - Piano del Casino" con smantellamento di n. 47 aerogeneratori di potenza in esercizio pari a 33,20 MW.</p>				
Nome Elaborato:		Folder:			
GK-EN-C-FV-TB-ET-0030-00					
Descrizione Elaborato:					
Relazione di calcolo preliminare sulle strutture					
00	Novembre 2023	Emissione per progetto definitivo	Seingim S.r.l.	Geko S.p.A.	Edison Rinnovabili S.p.A.
Rev.	Data	Oggetto della revisione	Elaborazione	Verifica	Approvazione
Scala:	/	Integrale Ricostruzione Foiano			
Formato:	A4	Codice progetto AU <input style="width: 100px;" type="text"/>			

SOMMARIO

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	2
4	descrizione delle opere strutturali	3
4.1	Tipologie opere	3
4.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA	3
4.3	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA	4
4.4	MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	6
4.4.1	CALCESTRUZZO	6
4.4.2	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO	8
5	DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI TORRI EOLICHE	8
5.1	DESCRIZIONE GEOMETRICA	8
5.2	METODI DI ANALISI	11
5.3	CEDIMENTI	14
5.3.1	CALCOLO DEI CEDIMENTI	14
5.3.2	METODO EDOMETRICO	15
5.3.3	CALCOLO CEDIMENTI PALI DI FONDAZIONE	15
5.4	AZIONI SULLA STRUTTURA	16
5.4.1	STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA	16
5.4.2	STATO LIMITE DI DANN	17
5.4.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	18
5.5	VERIFICHE DI SICUREZZA	19
5.6	COMBINAZIONE DI CARICO	20
6	REQUISITI DI RIGIDITÀ DINAMICA	23
7	REQUISITI DI RIGIDITÀ STATICA	24
8	SCALA DI ACCESSO ALLA TORRE	24
8.1	INTERFACCIA TORRE	25

1 PREMESSA

Scopo del presente documento è quello di fornire indicazioni sul dimensionamento delle strutture finalizzato all'ottenimento dei permessi necessari alla costruzione ed esercizio di un impianto di produzione di energia rinnovabile da fonte eolica, costituito da n. 10 aerogeneratori per una potenza complessiva di 66,6 MW, all'interno del territorio comunale di Foiano di Val Fortore (BN), collegato all'esistente Sottostazione Elettrica di Utente (SSEU) di consegna e trasformazione MT/AT, ubicata nel comune di Montefalcone di Val Fortore, e collegata alla rete di trasmissione nazionale (RTN).

Le strutture in oggetto di intervento sono costituite da:

- n° 10 aerogeneratori SG 6.6-170 T115-58B – 6,6 MW, tipo tripala diametro 150 m, altezza misurata al mozzo 105 m, altezza massima 180 m;
- Stazione elettrica di utenza 150/30 kV

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica delle strutture saranno condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" *Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981*
- D.M. Infrastrutture e Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni"
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17/01/2018".
- CEI 0-13 "Protezione contro i contatti elettrici - Aspetti comuni per gli impianti e le apparecchiature"
- CEI 0-16 "Regole tecniche di connessione (RTC) per utenti attivi ed utenti passivi alle reti AT ed MT delle imprese distributrici di energia elettrica"

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Si riporta, di seguito, l'elenco documenti di riferimento per la presente relazione:

- Relazione geotecnica e sulle indagini geotecniche;
- Elaborati grafici Strutturali.

- Relazione tecnico-descrittiva;

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI

4.1 TIPOLOGIE OPERE

Nel presente elaborato verranno analizzate le seguenti opere:

- Impianto eolico:
 - Fondazioni torri.
- Stazione elettrica di utenza:
 - Fondazioni apparecchiature elettriche;
 - Edificio quadri;
 - Muro di Recinzione.

4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

Di seguito si riporta la tabella con i parametri geotecnici medi rappresentativi:

STRATO	Spessore dello strato (m)	Nspt	Tipo	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Angolo Φ	Coefficiente spinta a Riposo K0	Mod. Edometrico E _{ed} (kg/cm ²)	Mod. Elastico di Young E _{ed} (kg/vm ²)	Qc Resistenza alla punta (kg/cm ²)
1	DA METRI 0.00 A METRI 1.20	2	Coesivo	0.12	1.37	1.85	20.57	0.65	25	20	4
2	DA METRI 1.20 A METRI 3.80	8	Coesivo	0.56	1.46	1.91	22.38	0.62	104.13	83.30	16.66
3	DA METRI 3.80 A METRI 5.80	33	Coesivo	2.38	1.74	2.08	30.05	0.50	351.90	351.90	70.38
4	DA METRI 5.80 A METRI 30.00	-	Coesivo	2.43	1.79	2.10	31.20	0.49	375.20	375.20	72.33

4.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

Le norme per le costruzioni in zona sismica (Ordinanza del O.P.C.M. 3274 e Decreto 14 settembre 2005), avevano suddiviso il territorio nazionale in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A. I valori convenzionali di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale erano riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ed assumono i valori riportati nella Tabella che segue:

Zona	Valore di a_g
1	0.35 g
2	0.25 g
3	0.15 g
4	0.05 g

I comuni di Foiano di Val Fortore e Montefalcone di Val Fortore, con D.G.R. n. 5447 del 07/11/2002, vennero classificato di categoria 2.

Con l'entrata in vigore del D.M. 17/01/2018 e ancor prima del D.M. 14/01/2008, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". Quindi per la stima della pericolosità sismica di base, si determinano le coordinate geografiche del sito di interesse, si sceglie la maglia di riferimento, e si ricavano i valori dei parametri spettrali come media pesata dei valori corrispondenti ai vertici della maglia (forniti in allegato al D.M. 17.01.2018), moltiplicati per le distanze dal punto.

Le nuove Norme Tecniche per le costruzioni del 2008 forniscono, per l'intero territorio nazionale, i parametri da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica. Tali parametri sono forniti in corrispondenza dei nodi, posti ad una distanza massima di 10 km, all'interno di un reticolo che copre l'intero territorio nazionale. I valori forniti di a_g , T_r , F_o e T_c da utilizzare per la risposta sismica del sito sono riferiti al substrato, inteso come litotipo con $V_s > 800$ m/sec.

Tale griglia è costituita da 10.751 nodi (distanziati di non più di 10 km) e copre l'intero territorio nazionale ad esclusione delle isole (tranne Sicilia, Ischia, Procida e Capri) dove, con metodologia e convenzioni analoghe vengono forniti parametri spettrali costanti per tutto il territorio (tabella 2 nell'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008).

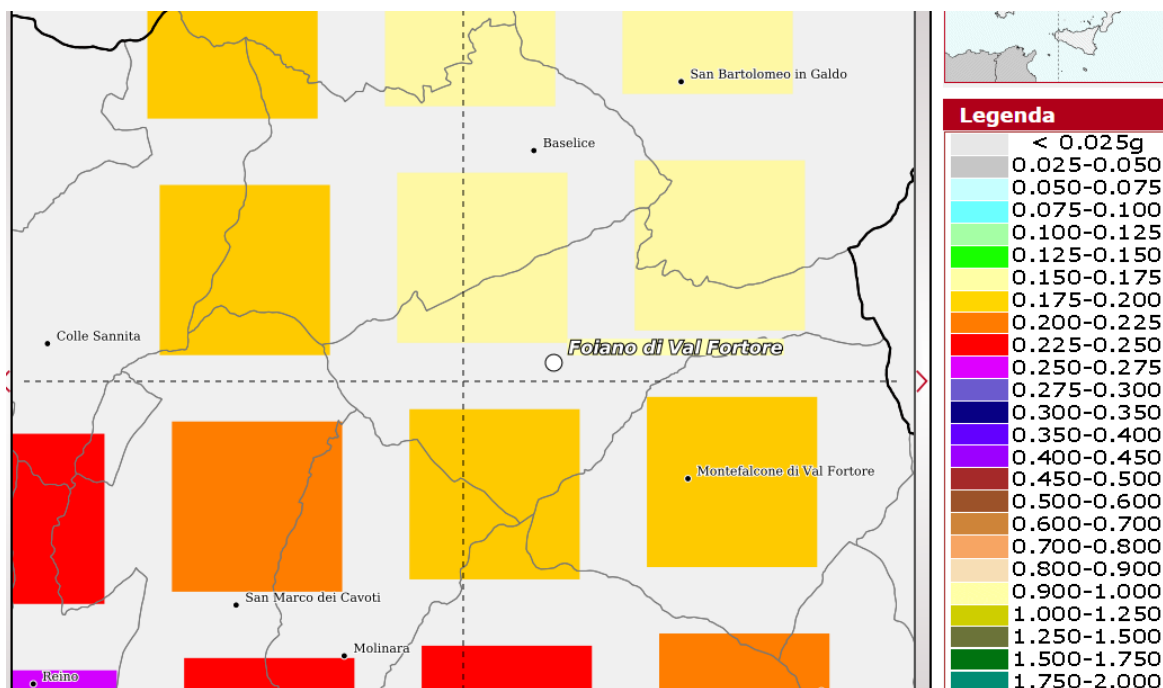


Figura 1 - mappa di pericolosità sismica e relativa legenda per il comune di Foiano di Val Fortore

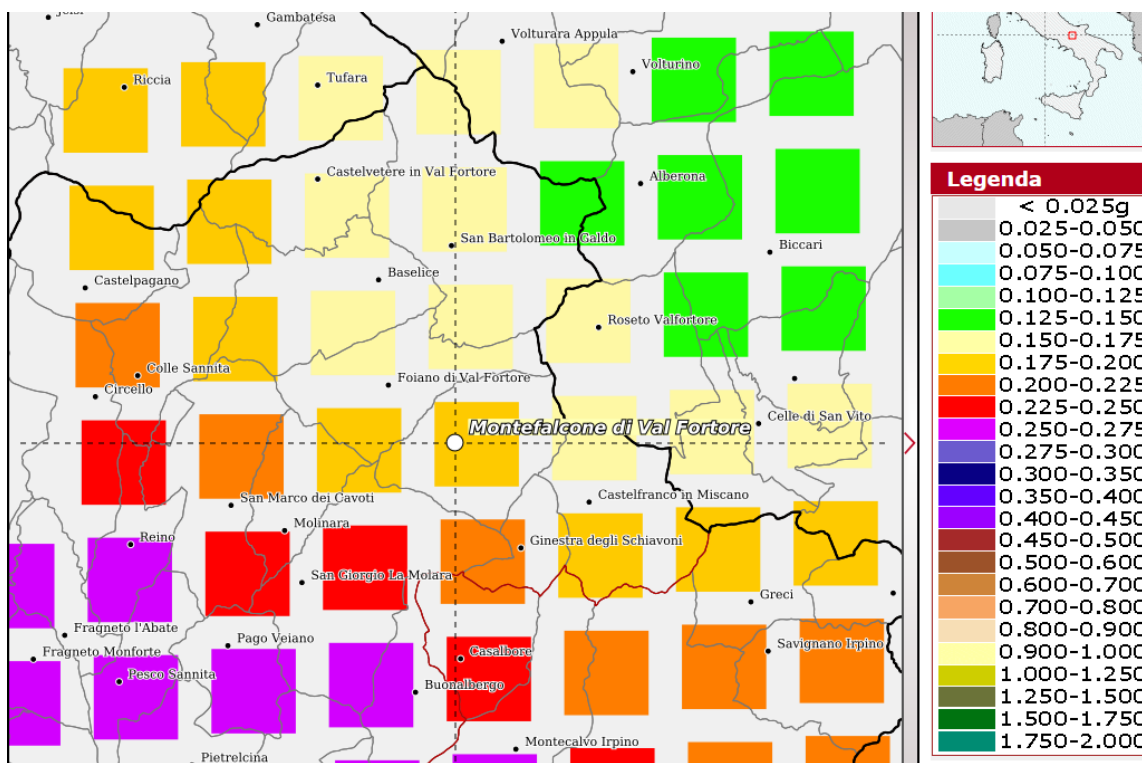


Figura 2 - mappa di pericolosità sismica e relativa legenda per il comune di Montefalcone di Val Fortore

Secondo le mappe di pericolosità sismica del territorio nazionale, per il sito in esame l'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico a_g per il comune di Foiano di Val Fortore, varia tra 0.150 e 0.175 g, per il comune di Montefalcone di Val Fortore, tra 0.175 e 0.200 g (g espressa in termini di accelerazione

massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi) - ($V_{s30} > 800$ m/s; cat. A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005).

L'azione sismica sulle costruzioni viene dunque valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (categoria A nelle NTC). La "pericolosità sismica di base" costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Come anzi detto, essa, in un generico sito viene descritta in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale, sopra definito, in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi precisati dalle NTC, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie.

In particolare, per la caratterizzazione sismica dell'area interessata dalle opere a farsi sono state prese in considerazione alcune indagini sismiche eseguite in aree prospicienti il sito in esame. Dall'analisi delle indagini è emerso che i terreni appartengono alle categorie di sottosuolo sismico:

C – Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 e 360 m/s.

Inoltre l'area sede del progetto in esame è caratterizzata da valori di inclinazione media \leq di 15°.

Pertanto, il coefficiente topografico da adottare è quello relativo alla categoria T1.

4.4 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

4.4.1 CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo della piastra di fondazione sarà in classe C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ N/mm²) e, nella la zona centrale, in classe di resistenza C45/55 ($R_{ck} \geq 55$ N/mm²), mentre per i pali di fondazione si utilizzerà un calcestruzzo in classe C25/30 ($R_{ck} \geq 30$ N/mm²).

Per ciascuna tipologia di calcestruzzo si riportano, di seguito, le rispettive caratteristiche meccaniche:

Calcestruzzo classe C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ N/mm²)

- Resistenza cilindrica a compressione $R_{ck} = 400$ daN/cm²;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$;
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,10$ daN/cm²;
- Peso specifico $\gamma_{cl} = 2500$ daN/m³;
- Classe di consistenza S4 (UNI – EN 206-1);

- Condizioni ambientali Ordinarie (tab. 4.1.III di [1]), per classi di esposizione ambientale XC2 UNI-EN 206;
- Copriferro $c = 5,0$ cm.

Calcestruzzo classe C45/55 ($R_{ck} \geq 55$ N/mm²)

- Resistenza cilindrica a compressione $R_{ck} = 550$ daN/cm²;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$;
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 258,68$ daN/cm²;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500$ daN/m³;
- Classe di consistenza S4 (UNI – EN 206-1);
- Condizioni ambientali Ordinarie (tab. 4.1.III di [1]), per classi di esposizione ambientale XC2, XF1 UNI-EN 206;
- Copriferro $c = 5,0$ cm.

Calcestruzzo classe C25/30 ($R_{ck} \geq 30$ N/mm²)

- Resistenza cilindrica a compressione $R_{ck} = 300$ daN/cm²;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$;
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 141,10$ daN/cm²;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500$ daN/m³;
- Classe di consistenza S4 (UNI – EN 206-1);
- Condizioni ambientali Ordinarie (tab. 4.1.III di [1]), per classi di esposizione ambientale XC2 UNI-EN 206;
- Copriferro $c = 7,0$ cm.

Il calcestruzzo magro usato per la sottofondazione è di classe $R_{ck} \geq 15$ N/mm².

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e a pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig.

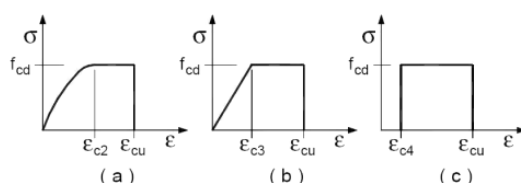


Figura 3 - Diagrammi di progetto tensione – deformazione del calcestruzzo.

4.4.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO

L'acciaio utilizzato per le barre di armatura sarà in **classe B450C**, con le seguenti caratteristiche:

$f_{y\ nom} = 450\ N/mm^2$	– Tensione nominale di snervamento;
$f_{t\ nom} = 540\ N/mm^2$	– Tensione nominale di rottura
$f_{yk} = 450\ N/mm^2$	– Tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} = 540\ N/mm^2$	– Tensione caratteristica di rottura
$\tau_{au} = 2.6\ N/mm^2$	– Tensione caratteristica di aderenza

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in figura:

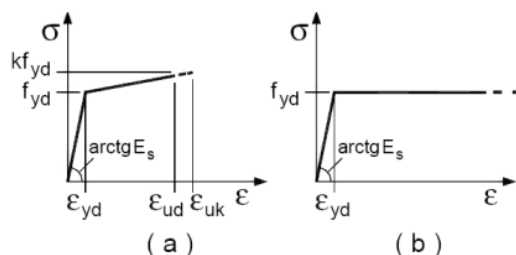


Figura 4 - Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

5 DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI TORRI EOLICHE

5.1 DESCRIZIONE GEOMETRICA

Il plinto di fondazione calcolato presenta una forma assimilabile a un tronco di cono con base maggiore avente diametro pari a 24,50 m e base minore avente diametro pari a 11,70 m. L'altezza massima della fondazione, misurata al centro della stessa è di 3,50 m mentre l'altezza minima misurata sull'estremità è di 1,00 m. Al centro della fondazione viene realizzato un accrescimento di 1,00 m al fine di consentire l'alloggio dell'anchor cage per l'installazione della torre eolica. Viste le caratteristiche geologiche e gli enti sollecitanti, la fondazione è del tipo indiretto fondata su n.25 pali di diametro 100 cm e lunghezza pari a circa 27,00 m, disposti ad una distanza dal

centro pari a 10,50 m e le due congiungenti degli assi di due generici pali contigui con il centro della fondazione forma un angolo al centro di 14° .

Si riportano, di seguito la pianta e la sezione della suddetta fondazione:

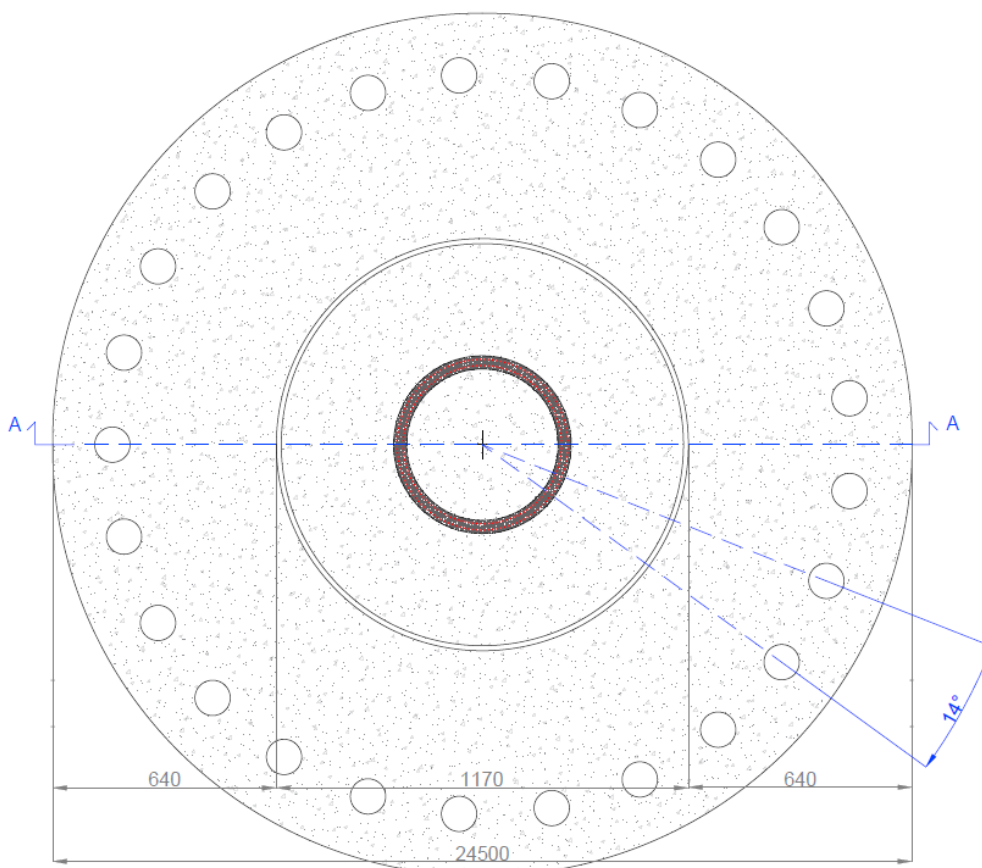


Figura 5 - Dettaglio pianta fondazione

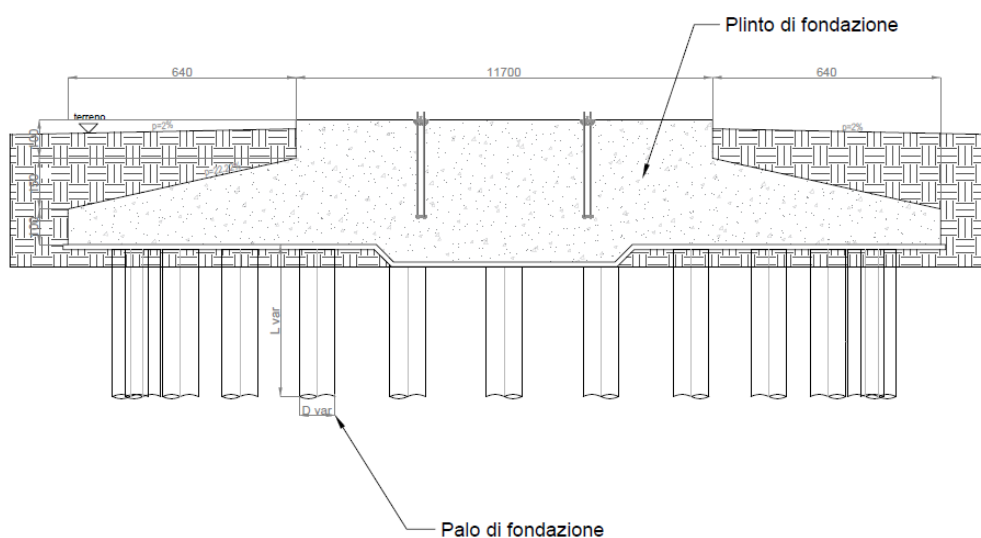


Figura 6 - Dettaglio sezione fondazione

Per il calcolo dei carichi permanenti (peso proprio della fondazione e terreno di ricoprimento viene utilizzato il seguente schema di calcolo:

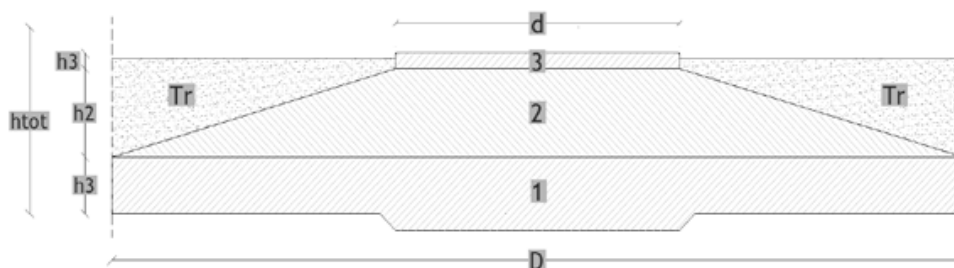


Figura 7 - Dettaglio modello per calcolo volumi

Il modello è diviso in tre solidi di cui il primo è un cilindro (1) con un diametro di 24,50 m e un'altezza di 1,00 m, il secondo (2) è un tronco di cono con diametro di base pari a 24,50 m, diametro superiore di 11,70 m ed altezza pari a 1,50 m; il terzo corpo (3) è un cilindro con un diametro di 11,70 m ed altezza di 1,00 m. Per il terreno di ricoprimento si schematizza un parallelepipedo con peso pari a γ_{sat} del primo strato desunto dalla relazione geologica. Il peso della fondazione è stimato pari a 33.000,00 kN.

L'interfaccia fondazione – torre è rappresentata da un inserto metallico, riportato in figura, che annegato nel calcestruzzo della fondazione, consente il collegamento con la torre per mezzo di una piastra superiore. Di seguito si riporta, a titolo esemplificativo una vista del inserto metallico. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati tecnici della torre eolica.

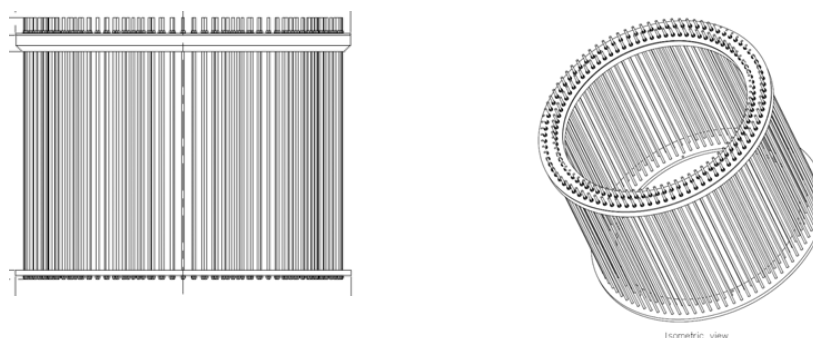


Figura 8 - Dettaglio anchor cage

5.2 METODI DI ANALISI

Per l'analisi platea si utilizza il metodo degli elementi finiti (FEM). La struttura viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma. Il programma utilizza, per l'analisi tipo piastra, elementi quadrangolari e triangolari. Nel problema di tipo piastra gli spostamenti nodali sono lo spostamento verticale w e la rotazione intorno agli assi x e y , Φ_x e Φ_y , legati allo spostamento w tramite le relazioni:

$$\Phi_x = -dw/dy$$

$$\Phi_y = dw/dx$$

Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidezza dell'elemento **ke** ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento **pe**. La fase di assemblaggio consente di ottenere la matrice di rigidezza globale della struttura **K** ed il vettore dei carichi nodali **p**. La soluzione del sistema:

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

consente di ricavare il vettore degli spostamenti nodali **u**.

Dagli spostamenti nodali è possibile risalire per ogni elemento al campo di spostamenti ed alle sollecitazioni M_x , M_y ed M_{xy} . Il terreno di fondazione se presente viene modellato con delle molle disposte in corrispondenza dei nodi. La rigidezza delle molle è proporzionale alla costante di sottofondo k ed all'area dell'elemento.

I pali di fondazione sono modellati con molle verticali aventi rigidezza pari alla rigidezza verticale del palo. Per l'analisi tipo lastra (analisi della piastra soggetta a carichi nel piano) vengono utilizzati elementi triangolari a 6 nodi a deformazione quadratica. Gli spostamenti nodali sono gli spostamenti u e v nel piano XY . L'analisi fornisce in tal caso il campo di spostamenti orizzontali e le tensioni nel piano della lastra σ_x , σ_y e σ_{xy} . Dalle tensioni è possibile ricavare, noto lo spessore, gli sforzi normali N_x , N_y e N_{xy} .

Nell'analisi tipo lastra i pali di fondazione sono modellati con molle orizzontali in direzione X e Y aventi rigidezza pari alla rigidezza orizzontale del palo.

Nel caso di platea nervata le nervature sono modellate con elementi tipo trave (con eventuale rigidezza torsionale) connesse alla piastra in corrispondenza dei nodi degli elementi.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

Dove:

Q_T : portanza totale del palo

Q_P : portanza di base del palo

Q_L : portanza per attrito laterale del palo

W_P : peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_p / \eta_p + Q_l / \eta_l - W_p$$

Palo tesato:

$$Q_A = Q_l / \eta_l - W_p$$

Capacità portante di punta:

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso di volume del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c N'_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma. Il parametro che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int \tau_{ad} ds$$

dove τ_a è dato dalla relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan \delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso di volume del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm. Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidezza assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al rescere degli spostamenti fino a

che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica della discretizzazione operata, relativa ad una fondazione tipo, con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

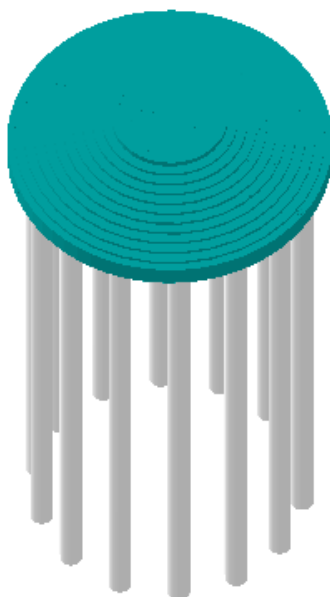


Figura 9 - Modello strutturale

5.3 CEDIMENTI

5.3.1 CALCOLO DEI CEDIMENTI

I cedimenti delle fondazioni assumono una certa importanza legata alla rilevanza dell'opera da realizzare. Nel calcolo, anche se la frazione elastica è molto piccola, il terreno, viene trattato come materiale pseudoelastico caratterizzato dai parametri E_s , G' , ν e k_s .

In generale i cedimenti vengono classificati come:

- immediati, cioè quelli che si sviluppano non appena il sovraccarico viene applicato;
- di consolidazione, cioè quelli che si sviluppano nel tempo e richiedono un periodo dell'ordine di mesi o anni per esaurirsi.

L'analisi dei cedimenti immediati viene eseguita per tutti i terreni a grana fina con grado di saturazione $< 90\%$ e per quelli a grana grossa con elevato coefficiente di permeabilità.

L'analisi dei cedimenti di consolidazione viene usata per tutti i terreni a grana fine saturi o quasi saturi.

5.3.2 METODO EDOMETRICO

Il metodo edometrico nel calcolo dei cedimenti, viene approssciato con metodo legato al modulo edometrico e viene implementato seguendo la seguente espressione:

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

dove:

- $\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;
- E_{ed} è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato i -esimo;
- Δz rappresenta lo spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Si ricorda che, l'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

5.3.3 CALCOLO CEDIMENTI PALI DI FONDAZIONE

I cedimenti dei pali di fondazione vengono calcolati una volta determinata la portanza laterale e di punta del palo lo stesso viene discretizzato in 100 elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione trasversale del palo e lunghezza pari ad l_e . Vengono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidezza opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la pressione in corrispondenza di esse non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo terreno. Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso. Per la determinazione delle rigidezze delle molle si considerano gli spostamenti limite ΔY_l e ΔY_p . La rigidezza della generica molla, posta a profondità z rispetto al piano campagna sarà data da:

$$R_l = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \tan \delta) \pi D l_e}{\Delta Y_l}$$

In questa espressione c_a è l'aderenza palo terreno, σ_h è la pressione orizzontale alla profondità z , δ è l'angolo d'attrito palo terreno, K_s è il coefficiente di spinta e D è il diametro del palo.

Indicando con Q_p la portanza alla punta del palo, la rigidezza della molla posta alla base dello stesso è data da:

$$R_p = \frac{Q_p}{\Delta Y_p}$$

Il processo di soluzione è, di tipo iterativo a partire da un carico iniziale N_0 si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tenere conto di eventuali plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

5.4 AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018. Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

5.4.1 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

Gi sono le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- presollecitazione (P).

Qi sono le azioni variabili che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:

- sovraccarichi;
- azioni del vento;
- azioni della neve;
- azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

γ_g , γ_q , γ_p sono coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 17 gennaio 2018;

ψ_{0i} sono coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici. Essi sono riportati nella tabella 2.5.I della suddetta norma.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare.

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati fascicoli di calcolo. In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle condizioni di carico statiche, vengono considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

- E: azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G1: peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G2: peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P: pretensione e precompressione;
- ψ_{2i} : coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati, assieme ai valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} , nella tabella 2.5.I riportata di seguito:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

5.4.2 STATO LIMITE DI DANN

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

- E: azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G1: peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G2: peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P: pretensione e precompressione;
- Ψ_{2i} : coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti Ψ_{2j} sono riportati nella tabella 2.5.I delle N.T.C. 2018 di cui al paragrafo precedente.

5.4.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono stati progettati gli elementi in c.a. sono state ricavate applicando le combinazioni di carico riportate nel D.M. 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni – al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione frequente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;

P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

Q_{k1} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;

ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti Ψ_{0i} , Ψ_{1i} , Ψ_{2i} sono attribuiti i valori della tabella 2.5.I delle N.T.C. 2018 di cui al paragrafo 8.2. In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione). Negli allegati fascicoli di calcolo sono riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente", "Frequente" e "Rara".

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati fascicoli, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

5.5 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) della fondazioni vengono eseguite, in ottemperanza alle prescrizioni contenute nel par. 6.4.3.1 delle N.T.C. 17/01/2018, secondo la Combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle che seguono.

La verifica di stabilità globale, invece, viene effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1. Per quel che concerne le verifiche allo SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non viene portato in conto. Si riportano, di seguito, i coefficienti desunti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I, 6.4.II, 6.4.IV, 6.4.VI riportate nel cap. 6 delle N.T.C. 17/01/2018:

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	(A1) - STR
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1,tav}$	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1,stav}$	1.30
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2,tav}$	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2,stav}$	1.50
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1,tav}$	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Q1,stav}$	1.50
Variabili traffico	Favorevole	$\gamma_{Q,tav}$	0.00
Variabili traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Q,stav}$	1.35

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coefficiente parziale	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.00
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.00
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche (Pali trivellati):

Resistenza	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.00	1.70	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Totale	γ_t	1.00	1.60	1.30
Laterale in trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25

Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali:

γ_T	(R1)	(R2)	(R3)
γ_T	1.00	1.60	1.30

Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate:

Numero di verticali indagate	ξ_3	ξ_4
1	1.70	1.70

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali:

Verifica	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	1.00	1.10	1.10

5.6 COMBINAZIONE DI CARICO

Ai fini del dimensionamento della platea e dei pali di fondazione sono stati considerati i carichi e le combinazioni di carico agenti all'altezza della flangia d'acciaio ubicata in corrispondenza del concio di fondazione alla base di una tipica torre eolica da 6,6 MW, come usualmente forniti dai produttori e fornitori degli aerogeneratori.

In generale, i carichi e le combinazioni di carico (per gli Stati Limite Ultimi e per gli Stati Limite di Esercizio) agenti sulla struttura risultano suddivisi nel seguente modo:

- combinazioni di carichi massimi a base torre relative all'analisi agli Stati Limite Ultimi, dove in ogni combinazione le coppie e le forze agenti rappresentano una tipologia diversa di carichi aerodinamici funzione di vari parametri quali direzione e velocità del vento, eventuale funzionamento delle pale, presenza di guasti etc.; in particolare le situazioni maggiormente severe per le strutture di fondazione rappresentano le seguenti tipologie di funzionamento e di raffiche di vento:
 - condizione di parcheggio e perdita della connessione elettrica;
 - produzione di potenza;
 - produzione di potenza con guasto: pitch su una pala;

- combinazioni di carico relative all'analisi agli Stati Limite Ultimi in presenza di sisma, dove in ogni combinazione le coppie e le forze agenti rappresentano sia il contributo dei carichi aerodinamici, funzione di vari parametri quali direzione e velocità del vento, eventuale funzionamento delle pale, presenza di guasti etc., sia il contributo dell'azione sismica; in particolare, per quanto concerne l'azione dei carichi aerodinamici, essa è funzione dei parametri sismici specifici del sito (accelerazione di picco di picco di progetto (PGA), il tipo di terreno, ecc.).
- combinazioni di carico relative all'analisi agli Stati Limite di Esercizio in presenza di evento sismico che prevede l'applicazione degli stessi carichi previsti al punto precedente ma verifiche diverse in quanto esse si riferiscono agli Stati Limite di Esercizio.

Altresì, è stata cura aggiungere a tali carichi, in accordo con tutte le specifiche tecniche fornite dalle varie ditte produttrici degli aerogeneratori, un ulteriore carico permanente dovuto alla presenza di un eventuale disallineamento. SGRE ha considerato un'inclinazione di:

- 5mm/m: dovuto ad errori di fabbricazione della torre ed effetti termici
- 3 mm/m: dovuto a cedimenti differenziali e cedimenti irregolari
- 3mm/m: dovuto alla differenza tra rigidità rotazionale della fondazione statica e dinamica

La grandezza totale dei momenti del secondo ordine (ΔM_{xy}) per questo WTG è 5418 kNm.

I carichi impiegati nella combinazione più severa applicata alla struttura, per la verifica allo stato limite ultimo, sono stati estrapolati dalla seguente tabella fornita dal produttore delle torri eoliche:

Load case	DLC Type	Load factor	F_{xy} (kN)	F_z (kN)	M_{xy} (kNm)	$M_{xy} + \Delta M_{xy}$ (kNm)	M_z (kNm)
ULS without Psf	A	1.0	1498	6566	179651	185069	2231
ULS with Psf	A	1.1 0.9	1648	7222 5909	197616	203034	2454
ULS with Psf (Torsion)	N	1.35/1.1* 0.9	441	6985 * 5715	49389	54806	18061

Tabella 1 - Carichi estremi; includono il Fattore Parziale di Sicurezza (PSF)

* Il sensore di carico F_z include il fattore di correzione del carico gravitazionale IEC 61400-1 Ed.4 per casi di carico Normale (N), $PSF=1.1$, il resto dei sensori di carico F_{xy} , M_{xy} e M_z sono stati ottenuti con PSF che varia tra 1,1 e 1,35.

I carichi forniti da SGRE come "Carichi estremi" in questa sezione sono i carichi statici massimi per la specifica turbina eolica (SG 6.6-170/T115-58B), calcolati secondo lo standard IEC 61400-1 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 della turbina eolica tra i diversi casi di carico, secondo la norma IEC 61400-1. Pertanto, i carichi forniti da Siemens Gamesa come "Carichi estremi" sono i carichi di progetto della fondazione.

In aggiunta, il produttore ha fornito le seguenti combinazioni di carico:

- **Carico caratteristico**

I carichi caratteristici secondo la norma IEC 61400-6 (combinazione di carico massimo momento flettente M_{xy} dei gruppi N, E e T secondo la norma IEC 61400-1) sono riepilogati nella seguente tabella:

Load case	Load factor	F_{xy} (kN)	F_z (kN)	M_{xy} (kNm)	M_z (kNm)
Characteristic without Psf	1.0	1180	6664	142091	-779

Tabella 2 - Caratteristiche SG 6.6-170 T115-58B Carichi alla base della torre

- **Carico quasi permanente**

Caso di carico frequente secondo la IEC 61400-6. I casi di carico della IEC 61400-1 F considerano una probabilità di superamento di $pf = 10^{-2}$ (equivalenti a 87,5 h in 1 anno) con $\gamma F = 1,0$ sono stati stimati come riportato nella tabella successiva:

pf=0.01000	Tower loads at section			
Section Height from bottom (m)	F_{xy} (kN)	F_z (kN)	M_{xy} (kNm)	M_z (kNm)
0	987	6673	116517	4875

Tabella 3 - Carichi quasi permanenti SG 6.6-170 T115-58B alla base della torre

- **Carico di fatica**

I carichi di fatica equivalenti sono forniti per le fondazioni di progetto nella tabella seguente:

Load factor	m	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_z (kNm)
1	4	523	159	36491	8785
1	7	520	159	47585	9943

Tabella 4 - Carichi di fatica equivalenti SG 6.6-170 T115-58B alla base della torre

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

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

Load Factor	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_z (kNm)
1	509	6798	60526	1116

Tabella 5 - Carichi medi di fatica SG 6.6-170 T115-58B alla base della torre

6 REQUISITI DI RIGIDITÀ DINAMICA

La fondazione deve soddisfare i requisiti di rigidità dinamica specificati da SGRE per ciascuna turbina eolica, in modo che la turbina funzioni correttamente alla frequenza naturale dell'intera unità. I requisiti di rigidezza sono definiti specificando la rigidezza rotazionale minima della fondazione ($K_{rot,min}$) e rigidezza orizzontale minima della fondazione ($K_{hor,min}$).

La rigidezza rotazionale e orizzontale effettiva della fondazione deve essere superiore alla combinazione di valori definiti nella seguente tabella:

SG 6.6-170 T115-58B										
$K_{rot,min}$ [Nm/rad]	8.1E+10	8.2E+10	8.4E+10	9.4E+10	1.3E+11	2.1E+11	4.0E+11	7.0E+11	1.4E+12	9.0E+13
$K_{hor,min}$ [N/m]	8.0E+13	1.1E+09	2.6E+08	7.0E+07	2.6E+07	1.6E+07	1.2E+07	1.1E+07	1.0E+07	9.9E+06

Tabella 6 - SG 6.6-170 T115-58B Requisiti minimi di rigidezza dinamica della fondazione

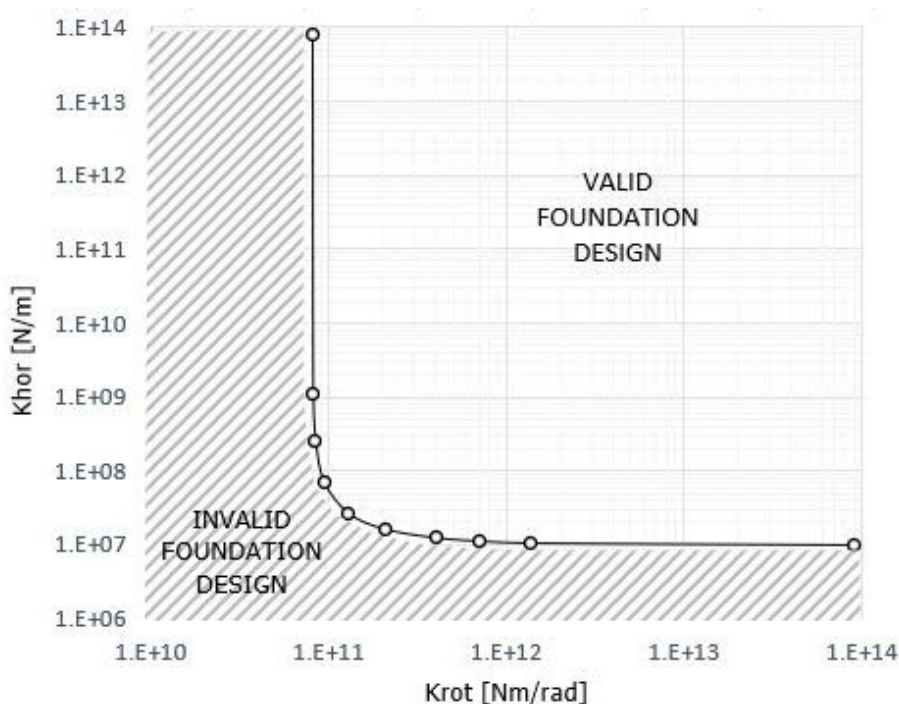


Figura 10 - SG 6.6-170 T115-58B Requisiti minimi di rigidezza dinamica della fondazione

Se questi requisiti dinamici non vengono soddisfatti, i carichi SGRE previsti per la progettazione della fondazione non saranno validi.

7 REQUISITI DI RIGIDITÀ STATICA

Il progetto della fondazione deve soddisfare i requisiti minimi di rigidità rotazionale statica specificati da SGRE per ciascuna turbina eolica da verificare per il livello di carico S1 secondo la norma IEC 61400-6:

SG 6.6-170 T115-58B	
Minimum static rotational stiffness (Nm/rad)	4.74 E+10

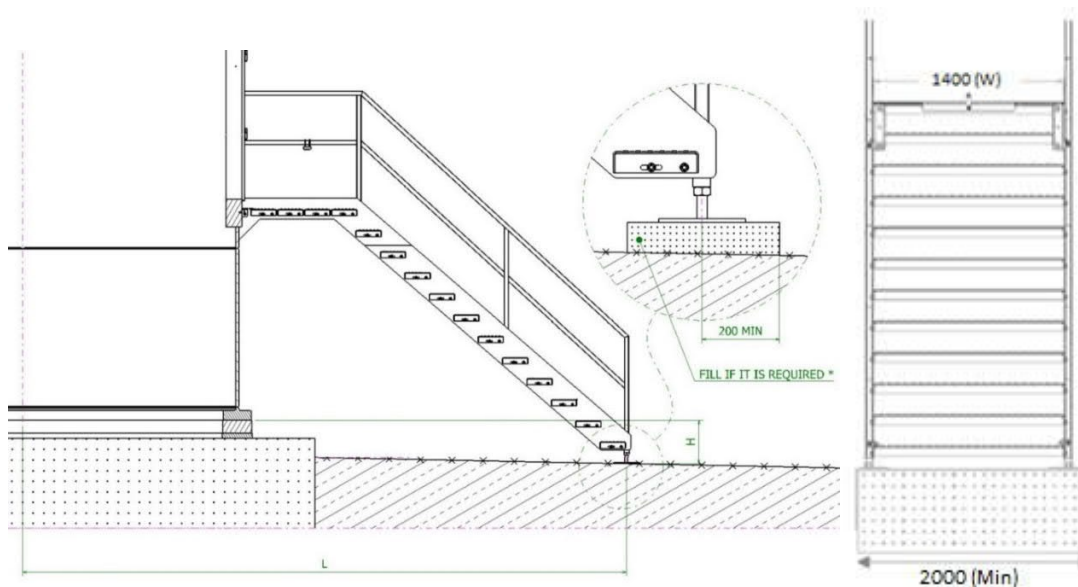
Tabella 7 - SG 6.6-170 T115-58B Rigidità rotazionale statica minima

8 SCALA DI ACCESSO ALLA TORRE

I carichi massimi per la scala di accesso al supporto inferiore dovuti al peso proprio e al carico mobile sono 18 kN (per gamba).

Per garantire una corretta integrazione tra il livello del terreno di fondazione e la scala di accesso alla torre, i valori di H, L e W devono essere quelli sotto indicati in base a:

- L = 6091 mm
- H = 395 mm
- L = 1400 mm



8.1 INTERFACCIA TORRE

L'interfaccia torre-fondazione SG 6.6-170 T115-58B è una flangia a T inferiore della torre con le seguenti dimensioni:

Flange thickness without neck (mm)	tf	100
Flange width (mm)	wf	350
Neck shell thickness (mm)	ts	62
BCD diameter (Inner) (mm)	Dcb	4146
BCD diameter (Outer) (mm)	Dcbo	4554
Neck shell center diameter (mm)	Dmean	4350
Bolt holes diameter (mm)	Dh	56
Number of bolts / Row	nmet	104
Number of Rows	nrow	2
Bolt metric & Grade	met	M48 & 10.9

Tabella 8 - Dimensioni della flangia a T inferiore della torre SG 6.6-170 T115-58B

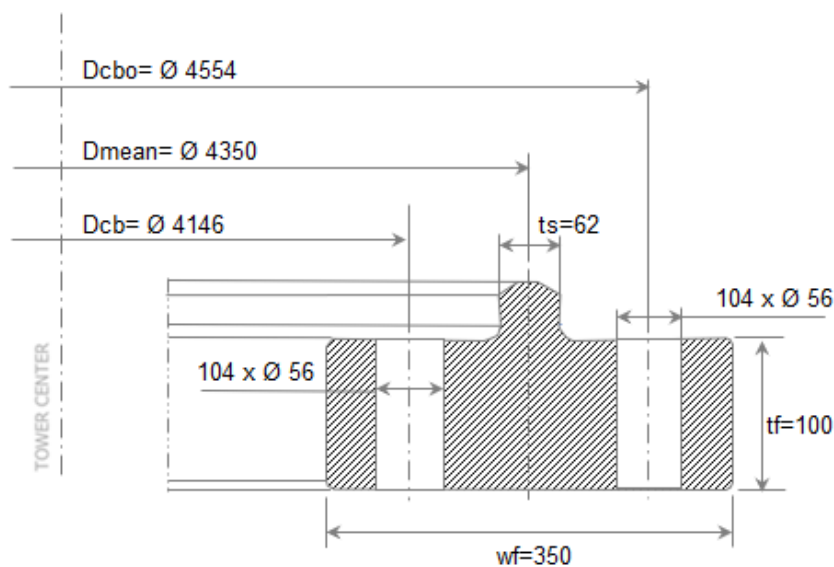


Figura 11 - Dimensioni della flangia a T inferiore della torre SG 6.6-170 T115-58B