



IMPIANTO EOLICO “CASONI DI ROMAGNA”
COMUNI DI MONTERENZIO E CASTEL DEL RIO
PROVINCIA DI BOLOGNA – REGIONE EMILIA ROMAGNA
PROGETTO A CORREDO DELLO STUDIO PRELIMINARE
AMBIENTALE

RELAZIONE DI CALCOLO
FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI

1	INTRODUZIONE	4
2	DESCRIZIONE DELLE FONDAZIONI	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3.1	NORMATIVE GENERALI	5
3.2	NORMATIVE SPECIFICHE PER LE STRUTTURE	5
3.3	NORMATIVE SPECIFICHE RELATIVE ALLE OPERE GEOTECNICHE	5
3.4	NORMATIVA SPECIFICA PER TORRI EOLICHE	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4.1	ACCIAIO DI ARMATURA ORDINARIA.....	6
4.2	CALCESTRUZZI	6
4.3	PRESCRIZIONI PER CALCESTRUZZO PER STRUTTURE DI FONDAZIONE	6
5	ASSUNZIONI GEOTECNICHE GENERALI.....	8
6	CONDIZIONI SISMICHE	9
6.1	CONFRONTO DELLE SOLLECITAZIONI SISMICHE CON CARICHI IN ESERCIZIO	9
7	CARICHI TRASMESSI DALL’AEROGENERATORE.....	12
8	FONDAZIONE SUPERFICIALE.....	13
8.1	GEOMETRIA DEL PLINTO.....	13
8.2	FONDAZIONE SUPERFICIALE CON PRESENZA DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO.....	14
8.2.1	Analisi dei carichi	14
8.2.2	Verifica della capacità portante.....	16
8.2.3	Verifica a ribaltamento	23
8.3	FONDAZIONE SUPERFICIALE SENZA TERRENO DI RICOPRIMENTO.....	24
8.3.1	Analisi dei carichi	24
8.3.2	Verifica della capacità portante.....	26
8.3.3	Verifica a ribaltamento	33
9	FONDAZIONI PROFONDE.....	34
9.1	GEOMETRIA DEL PLINTO.....	34
9.2	FONDAZIONE PROFONDA CON PRESENZA DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO	36
9.2.1	Analisi dei carichi	36

9.2.2	Ripartizione dei carichi sui pali	38
9.3	FONDAZIONE PROFONDA SENZA TERRENO DI RICOPRIMENTO	41
9.3.1	Analisi dei carichi	41
9.3.2	Ripartizione dei carichi sui pali	43
9.4	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO	46
9.5	VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO	52

1 INTRODUZIONE

La presente relazione tratta il dimensionamento delle fondazioni delle torri eoliche nell'ambito del progetto Impianto eolico "Casoni di Romagna" nei comuni di Monterenzio e Castel del Rio (BO). L'impianto prevede l'installazione di 6 aerogeneratori.

2 DESCRIZIONE DELLE FONDAZIONI

La scelta del sistema fondazionale adottato è derivata dalla configurazione orografica delle aree di installazione delle torri e dalle caratteristiche geotecniche riscontrate sui luoghi d'intervento grazie ai rilievi Geologici e alla campagna geotecnica.

In generale la scelta della tipologia fondazionale, diretta o indiretta, è effettuata in funzione della stabilità globale delle strutture in progetto e dalla verifica locale della capacità portante del substrato.

Per la fondazione della WTG01 e WTG06 si sono perciò previste fondazioni dirette mediante plinti circolari in c.a. aventi diametro pari a 22.7m, con spessore variabile fra 1.50m e 2.60m convergente ad una corona circolare del diametro di 8.20m ed altezza pari a 3,10m.

Per la fondazione della WTG02, WTG03, WTG04, WTG05 sono previste fondazioni profonde. Sono stati dimensionati allo scopo pali trivellati $\Phi=800\text{mm}$, disposti su due corone concentriche: la prima costituita da 26 pali (raggio = 10.35m) realizzati con inclinazione verso l'esterno di 5° sulla verticale, la seconda costituita da 13 pali verticali ($R = 7.95\text{m}$). Le lunghezze dei pali sono conseguite alle verifiche di capacità portante. I plinti di fondazione su pali presentano dimensioni e caratteristiche costruttive analoghe a quelle dirette.

Nella tabella che segue sono riportate le caratteristiche delle fondazioni adottate per le 6 torri in progetto.

26 + 13 PALI TRIVELLATI $\Phi 800\text{mm}$

POS. N°	INCLINAZIONE	RAGGIO	ANGOLO
da 1 a 26	5° – ESTERNO	10.35m	14°
da 27 a 39	VERTICALE	7.95m	28°

WTG	TIPOLOGIA FONDAZIONE	SPESSORE MAGRONE (m)	LUNGHEZZA I° CORONA PALI (m)	LUNGHEZZA II° CORONA PALI (m)
WTG01	SUPERFICIALE	0.20	–	–
WTG02	PROFONDA	0.20	20.00	20.00
WTG03	PROFONDA	0.20	20.00	20.00
WTG04	PROFONDA	0.20	20.00	20.00
WTG05	PROFONDA	0.20	20.00	20.00
WTG06	SUPERFICIALE	0.20	–	–

2 aerogeneratori con fondazione superficiale

4 aerogeneratore con fondazione profonda

Si vedano per un maggior dettaglio anche le indicazioni progettuali riportate nell'elaborato specifico relativo agli studi geologici-geotecnici.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1 NORMATIVE GENERALI

- *L. n°1086 5 novembre 1971*: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica.

3.2 NORMATIVE SPECIFICHE PER LE STRUTTURE

- *D.Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018*: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.
- *Circolare 21/01/2019 n.7*: Istruzioni per l’applicazione dell’”Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”.
- *UNI EN 1992-1-1*: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte a-1: Regole generali e regole per gli edifici.

3.3 NORMATIVE SPECIFICHE RELATIVE ALLE OPERE GEOTECNICHE

- *D.Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018*: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.
- *Circolare 21/01/2019 n.7*: Istruzioni per l’applicazione dell’”Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”.
- *UNI EN 1998-5*: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- *Associazione Geotecnica Italiana*: Raccomandazioni sui pali di fondazione, 1984.

3.4 NORMATIVA SPECIFICA PER TORRI EOLICHE

- GL Rule and Guidelines, edition 2003 with supplements 2004.
- IEC61400-1 Edition 3.

Tutti i dimensionamenti e le verifiche sono eseguiti adottando il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 ACCIAIO DI ARMATURA ORDINARIA

Acciaio B450 (secondo NTC 2018 DM 17/01/2018):

- Tensione caratteristica a snervamento f_{yk} 450 MPa
- Tensione caratteristica a rottura f_{tk} : 540 MPa

4.2 CALCESTRUZZI

Calcestruzzo per fondazioni - piedistallo (secondo EN206)	C45/55
• Classi di esposizione	XC4/XD1/XS1/XF3/XA1
• Resistenza caratteristica cilindrica minima	45.0 MPa
• Resistenza caratteristica cubica minima	55.0 MPa
• Copriferri minimi	50 mm contro cassaforma
Calcestruzzo per fondazioni – plinto (secondo EN206)	C35/45
• Classi di esposizione	XC4/XD1/XS1/XF3/XA1
• Resistenza caratteristica cilindrica minima	35.0 MPa
• Resistenza caratteristica cubica minima	45.0 MPa
• Copriferri minimi	50 mm contro cassaforma
Magrone di fondazione	C12/15
• Resistenza caratteristica cilindrica minima	12.0 MPa
• Resistenza caratteristica cubica minima	15.0 MPa

4.3 PRESCRIZIONI PER CALCESTRUZZO PER STRUTTURE DI FONDAZIONE

Prescrizioni per gli ingredienti utilizzati per il confezionamento del conglomerato

A1) Acqua di impasto conforme alla UNI-EN 1008

A2) Additivo superfluidificante conforme ai prospetti 3.1 e 3.2 o superfluidificante ritardante conforme ai prospetti 11.1 e 11.2 della norma UNI-EN 934-2

A3) Additivo ritardante (eventuale solo per getti in climi molto caldi) conforme al prospetto 2 della UNI-EN 934-2

A4) Aggregati provvisti di marcatura CE conformi alle norme UNI-EN 12620 e 8520-2. In particolare:

Assenza di minerali nocivi o potenzialmente reattivi agli alcali (UNI-EN 932-3 e UNI 8520/2) o in alternativa aggregati con espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-22, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2.

A5) Cemento LH a basso sviluppo di calore in accordo al punto 7 della norma UNI-EN 197/1-2006 con calore di idratazione unitario a 7 giorni inferiore a 270 J/g (determinato in accordo alla UNI-EN 196-8)

A6) Generi volanti e fumi di silice conformi rispettivamente alla norma UNI-EN 450 e UNI-EN 13263 parte 1 e 2.

Prescrizioni per il calcestruzzo

B1) Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)

B2) Classi di esposizione ambientale: XC4/XD1/XS1/XF3/XA1

B3) Rapporto a/c max: 0.50

B4) Dosaggio minimo di cemento 320 Kg/m³

B5) Classe di resistenza a compressione minima: C(32/40-45/55)

B6) Controllo di accettazione: tipo A (tipo B per volumi complessivi di calcestruzzo superiori a 1500 m³)

B7) Aria intrappolata: max 2,5%

B8) Diametro massimo dell'aggregato: 32 mm (Per interferri inferiori a 35 mm utilizzare aggregati con pezzatura 20 mm)

B9) Classe di contenuto di cloruri del calcestruzzo: Cl 0.4

B10) Classe di consistenza al getto **S3**

B11) Volume di acqua di bleeding (UNI 7122): < 0.1%

Prescrizioni per la struttura

C1) Copriferro minimo: 50 mm.

C2) Controllo dell'esecuzione dell'opera: (R_{ck} minima in opera valutata su carote $h/d=1$): $C(x/y)_{opera} > 0,85 C(x/y)$

C3) Maturazione umida da effettuare mediante ricoprimento della superficie non casserata con geotessile bagnato ogni 24 ore

C4) Acciaio B450C conforme al D.M. 14/09/2005.

5 ASSUNZIONI GEOTECNICHE GENERALI

I parametri relativi al terreno di fondazione utilizzati nel presente progetto fanno riferimento alle informazioni ottenute dalle indagini geognostiche condotte dal dott. geol. Luca Monti. Si veda per un maggior dettaglio l'elaborato specifico.

Si riporta di seguito un quadro riassuntivo dei parametri geotecnici individuati.

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI						
Strato	Z iniziale	Z finale	γ_k	ϕ'_k	c'_k	cu_k
	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kN/m³</i>	<i>°</i>	<i>kPa</i>	<i>kPa</i>
I	0	2	18	21	2	50
II	2	6	20	26	5	110
III	6	inf.	21	28	10	250

In cui:

γ_k	<i>Peso di volume</i>
ϕ'_k	<i>Angolo di attrito interno</i>
c'_k	<i>Coesione efficace</i>
cu_k	<i>Coesione non drenata</i>

6 CONDIZIONI SISMICHE

Nella scelta dei parametri sismici per il calcolo delle fondazioni si è ritenuto opportuno adottare una classe d'uso II, in quanto l'eventuale danneggiamento dell'aerogeneratore in seguito all'evento sismico non comporta situazioni d'emergenza di alcun genere.

Ai fini della verifica sismica, con riferimento al D.M. 17 gennaio 2018, si considerano quindi i seguenti dati:

vita nominale dell'opera strutturale	VN = 50 anni
classe d'uso II	CU = 1
suolo di tipo B	$S_S = 1,2$
categoria topografica T2	$S_T = 1,2$

Si riportano i parametri di pericolosità sismica per il sito oggetto di analisi:

Parametri di pericolosità Sismica

Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T_c^* [s]
Operatività	30	0.066	2.436	0.260
Danno	50	0.083	2.434	0.270
Salvaguardia Vita	475	0.193	2.502	0.300
Prevenzione Collasso	975	0.241	2.539	0.310

6.1 CONFRONTO DELLE SOLLECITAZIONI SISMICHE CON CARICHI IN ESERCIZIO

Nel paragrafo seguente sarà eseguito un confronto tra le sollecitazioni alla base dell'aerogeneratore (sommità fondazione) generate in condizioni sismiche con quelle fornite dai diversi produttori in condizioni di "esercizio" (ossia non sismiche) e riportate nel paragrafo successivo.

A tale scopo è stata eseguita una modellazione agli elementi finiti della torre in acciaio dell'aerogeneratore.

In particolare,

- i conchi di torre sono stati modellati con le geometrie ricavabili dai dati forniti da uno dei produttori:

Tab. 2: Maße und Gewichte / Dimensions and weights

	Länge / Length in m	Durchmesser / Diameter in m		Gewicht / Weight in t
		Oben / Top	Unten / Bottom	
Stahlsektion / Steel section 1	28,90	4,04	4,02	61
Stahlsektion / Steel section 2	23,20	4,02	4,31	58
Stahlsektion / Steel section 3	16,40	4,31	4,35	60
Stahlsektion / Steel section 4	11,48	4,34	4,76	45
Stahlsektion / Steel section 5	11,48	4,76	5,17	49
Stahlsektion / Steel section 6	11,48	5,17	5,59	50
Stahlsektion / Steel section 7	11,48	5,59	6,00	55
T-Flansch / T-flange	0,80	6,02	6,04 6,57 ¹	18
Fundamentkorb / Foundation basket	3,10	-	6,42 ²	7

¹ Außendurchmesser Flansch / Outer diameter flange

² Außendurchmesser Ankerring / Outer diameter anchor ring

	m	m	m	kN	m	mm
	Lunghezza	Diametro Top	Diametro Bottom	Peso	Diametro medio	Spessore
Steel Section 1	28.9	4.04	4.02	610	4.03	21.35
Steel Section 2	23.2	4.02	4.31	580	4.165	24.48
Steel Section 3	16.4	4.31	4.35	600	4.33	34.54

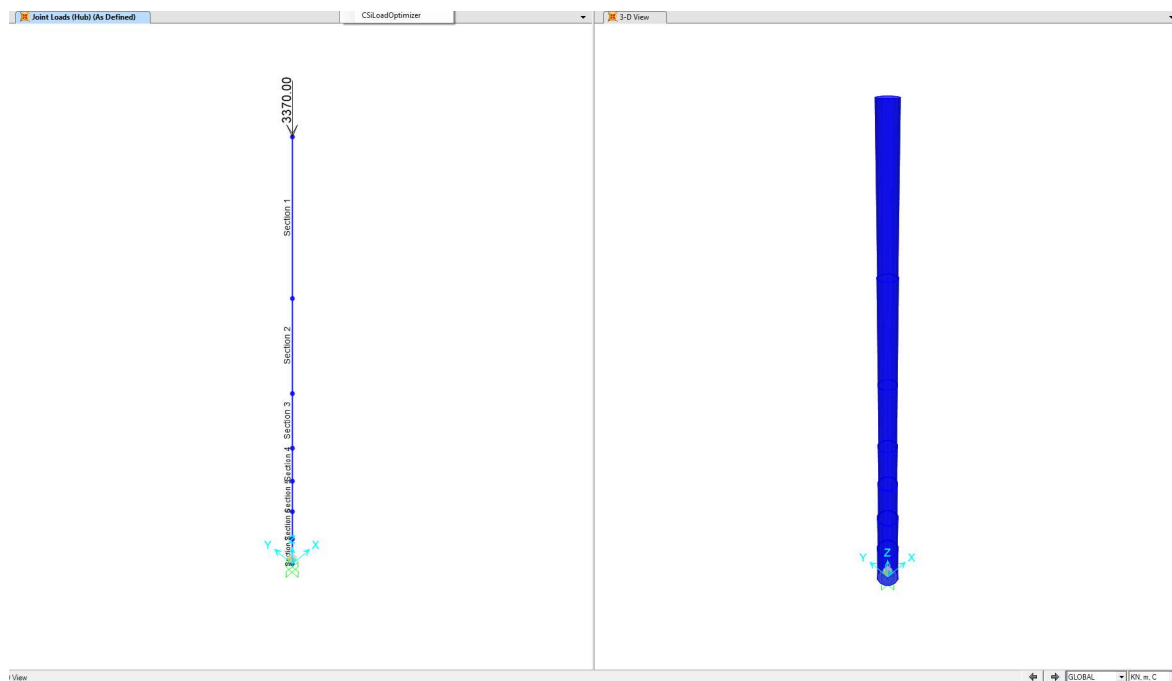
Steel Section 4	11.48	4.34	4.76	450	4.55	35.21
Steel Section 5	11.48	4.76	5.17	490	4.965	35.11
Steel Section 6	11.48	5.17	5.59	500	5.38	33.03
Steel Section 7	11.48	5.59	6	550	5.795	33.72

- In sommità alla torre è stata applicata una massa sismica pari al peso delle pale, della navicella, del generatore e dell'hub. E' stato considerato il massimo peso indicato dal medesimo produttore di cui al punto precedente;

Tab. 1: Gewichte Gondel / Nacelle weights

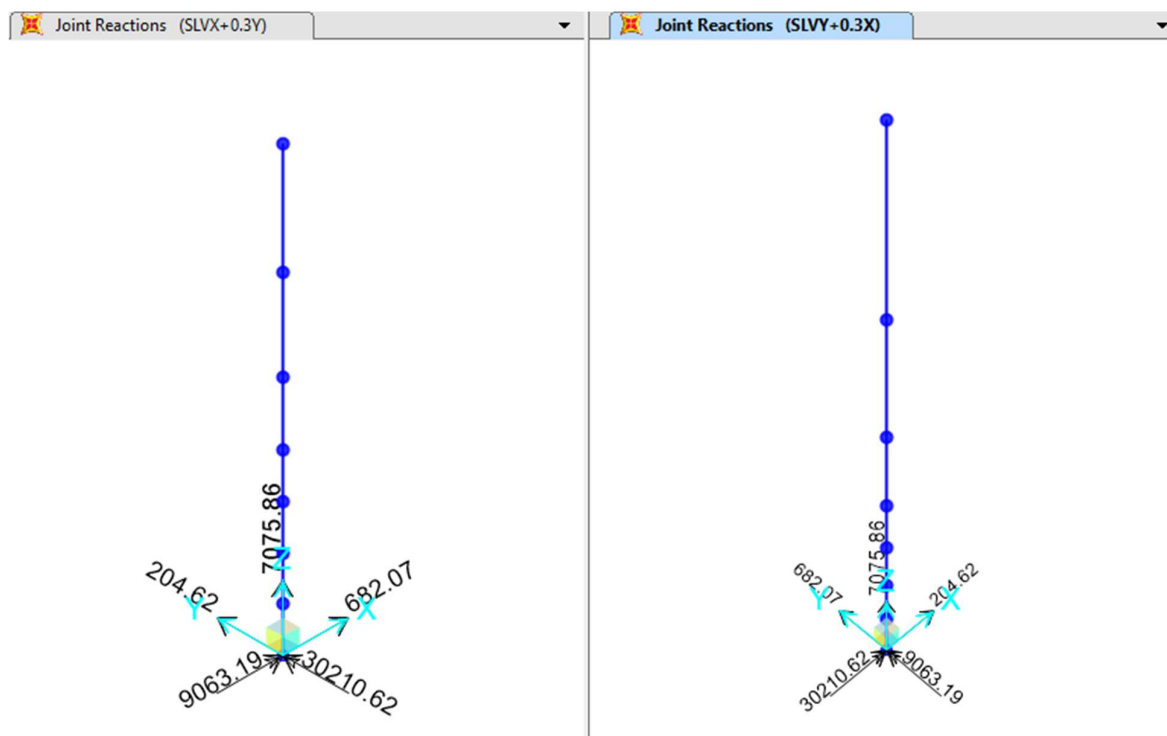
	Aero 1	Aero 2	Aero 3	Aero 4	Aero 5	Aero 6
Rotorblatt / Rotor blade	19 500 kg	23 400 kg	23 400 kg	24 700 kg	24 700 kg	24 700 kg
Rotornabe / Hub	48 000 kg	48 000 kg	48 000 kg	58 000 kg	58 000 kg	58 000 kg
Generator / Generator	112 000 kg	112 000 kg	115 000 kg	114 000 kg	125 000 kg	125 000 kg
Gondel / Nacelle	48 000 kg	48 000 kg	54 000 kg	54 000 kg	54 000 kg	80 000 kg
Gesamtgewicht / Total weight	267 000 kg	278 000 kg	287 000 kg	300 000 kg	311 000 kg	337 000 kg

- E 'stato considerato un vincolo d'incastro alla base della torre in acciaio e condotta un'analisi modale con spettro di risposta elastico;



Analisi modale della torre in acciaio

Si riportano di seguito le reazioni ottenute da tali analisi in corrispondenza del vincolo d'incastro.



Reazioni alla base della torre in condizioni sismiche

Dal confronto riportato di seguito tra le sollecitazioni flettenti e il rapporto tra flessione e azione assiale alla base della torre in condizioni d"esercizio" (non sismiche) e in condizioni sismiche, si ricava che quest'ultime non risultano essere dimensionati per le opere di fondazione.

Load case	Fz [kN]	Mxy [kNm]	e = Mxy / Fz [m]
Involuppo	-9100	188000	20.66
Fornitore 1	-8151	167900	20.60
Fornitore 2 - Aero 1	-4430	113700	25.67
Fornitore 2 - Aero 2	-5411	117000	21.62
Fornitore 2 - Aero 3	-6853	147900	21.58
Fornitore 3	-7241	187282	25.86

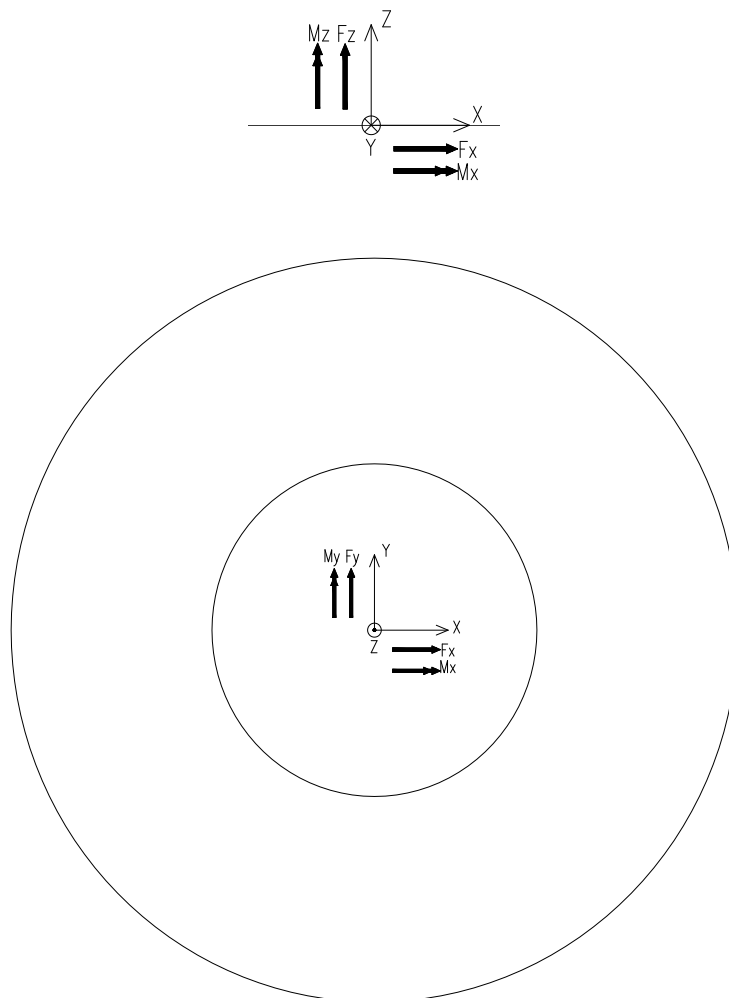
Sollecitazioni sismiche SLV	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	e = Mxy / Fz [m]
SLV (X + 0.3Y)	-7076	9063	30211	31541	4.46
SLV (0.3X + Y)	-7076	30211	9063	31541	4.46

7 CARICHI TRASMESSI DALL'AEROGENERATORE

Per ottenere i carichi sul piano di posa della fondazione sono stati presi in considerazione le forze e i momenti indicati da tre diversi produttori e per diverse tipologie di aerogeneratore. Sono stati adottati nei dimensionamenti tutti gli scarichi forniti e quelli che li involuppano.

Per il fornitore 2 sono stati considerati tre diversi modelli di aerogeneratore.

Si riportano le azioni in fondazione dichiarate dai fornitori, orientate con il sistema di riferimento in figura.



CARICHI ULTIMI IN SOMMITA' DELLA FONDAZIONE

Carichi dovuti al vento e al peso della torre e della turbina:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	F_x [kN]	F_y [kN]	F_{xy} [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_{xy} [kNm]	M_z [kNm]
Inviluppo	1.10	1.10	0	0	1500	-9100	0	0	188000	-17000
Fornitore 1	1.35	1.35	0	0	1440	-8151	0	0	167900	-16950
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	0	0	1031	-4430	0	0	113700	-11260
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	0	0	943	-5411	0	0	117000	-7146
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	0	0	1142	-6853	0	0	147900	-16546
Fornitore 3	1.10	1.10	0	0	1487	-7241	0	0	187282	1899

Carichi dovuti al peso della fondazione e del terreno:

Load	Fx [kN]	Fy [kN]	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]
peso calcestruzzo	0	0	0	-21371	0	0	0	0
peso terreno	0	0	0	-6593	0	0	0	0
Wc+Ws	0	0	0	-27963	0	0	0	0

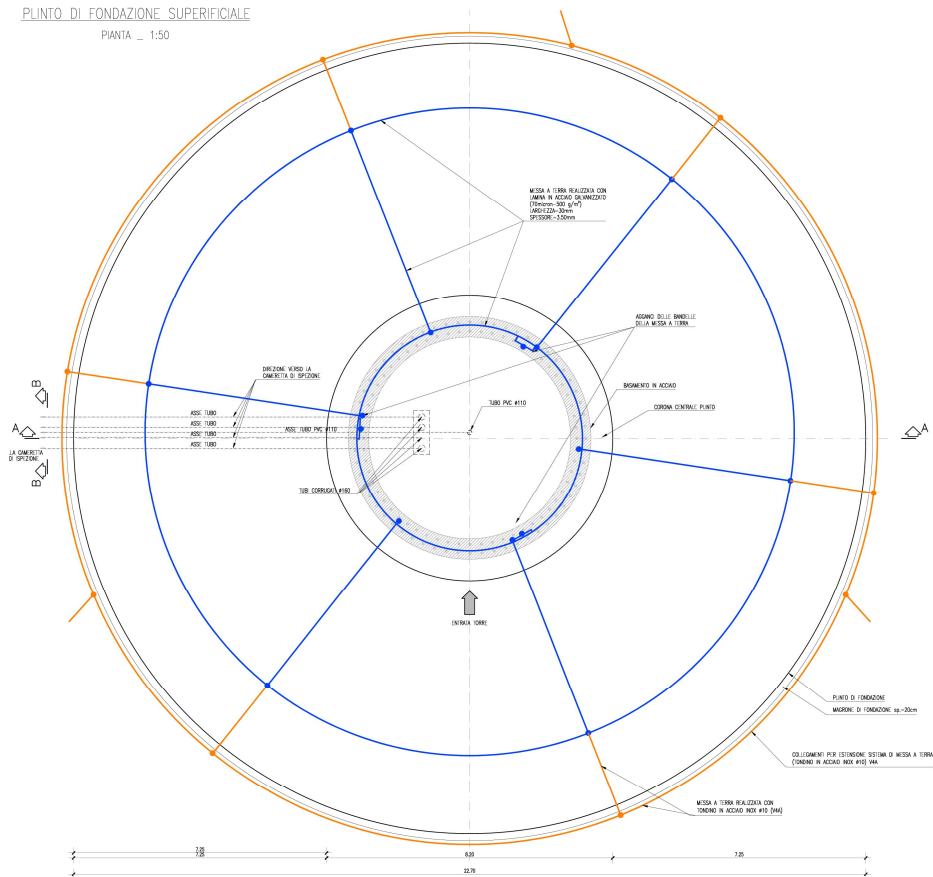
Nel seguito saranno riportate per la fondazione diretta e indiretta le azioni combinate agenti alla base della fondazione. La presenza del terreno di ricoprimento al di sopra del plinto di fondazione sarà considerato o rimosso in modo da massimizzare le azioni sfavorevoli.

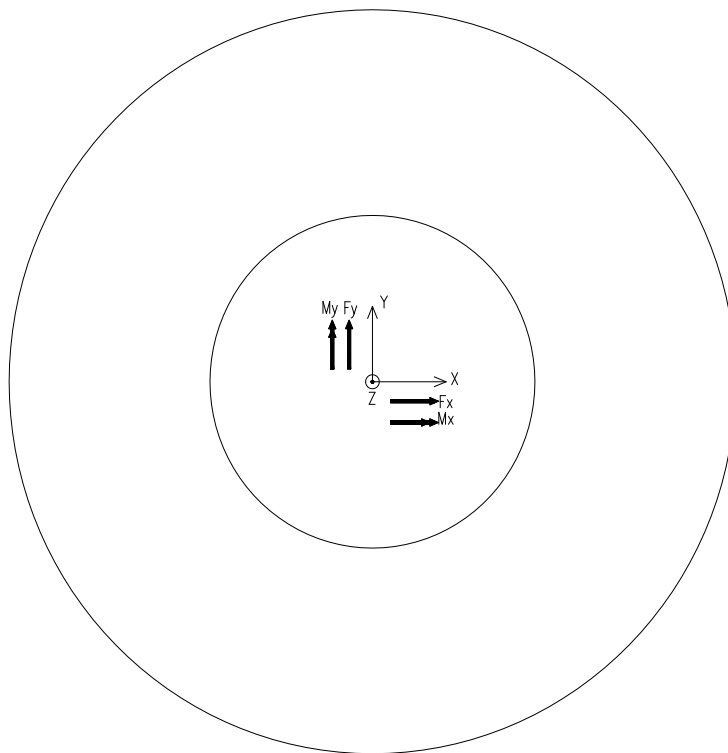
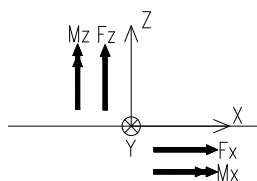
8 FONDAZIONE SUPERFICIALE

8.1 GEOMETRIA DEL PLINTO

L'opera di fondazione è costituita, da un plinto in calcestruzzo composto da una corona circolare esterna con diametro massimo pari a 22.70m e con spessore variabile, dall'esterno verso l'interno, tra 1.50m e 2.60m e da una porzione interna, di diametro pari a 8.20m, con spessore pressoché costante pari a 3.10m.

Nelle figure seguenti è riportata la geometria esatta del plinto.





CARICHI ULTIMI ALLA BASE DELLA FONDAZIONE

Carichi dovuti al vento e al peso della torre e della turbina:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	F_x [kN]	F_y [kN]	F_{xy} [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_{xy} [kNm]	M_z [kNm]
Involuppo	1.10	1.10	0	0	1500	-9100	0	0	192650	-17000
Fornitore 1	1.35	1.35	0	0	1440	-8151	0	0	172364	-16950
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	0	0	1031	-4430	0	0	116896	-11260
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	0	0	943	-5411	0	0	119923	-7146
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	0	0	1142	-6853	0	0	151440	-16546
Fornitore 3	1.10	1.10	0	0	1487	-7241	0	0	191892	1899

Carichi dovuti al peso della fondazione e del terreno:

Load	F_x [kN]	F_y [kN]	F_{xy} [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_{xy} [kNm]	M_z [kNm]
peso calcestruzzo	0	0	0	-21371	0	0	0	0
peso terreno	0	0	0	-6593	0	0	0	0
Wc+Ws	0	0	0	-27963	0	0	0	0

Carichi totali alla base della fondazione (aggiunto il peso della fondazione):

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	F_x [kN]	F_y [kN]	F_{xy} [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_{xy} [kNm]	M_z [kNm]
Inviluppo	1.1	1.1	0	0	1500	-39860	0	0	192650	-17000
Fornitore 1	1.35	1.35	0	0	1440	-45902	0	0	172364	-16950
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	0	0	1031	-42181	0	0	116896	-11260
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	0	0	943	-43162	0	0	119923	-7146
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	0	0	1142	-44604	0	0	151440	-16546
Fornitore 3	1.1	1.1	0	0	1487	-38001	0	0	191892	1899

8.2.2 Verifica della capacità portante

Si riporta di seguito il calcolo della capacità portante della fondazione.

Condizioni drenate:

La capacità portante è determinata come:

$$q_{lim} = N_q \cdot q \cdot s_q \cdot i_q \cdot \beta_q + N_c \cdot c' \cdot s_c \cdot i_c \cdot \beta_c + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma \cdot B' \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \beta_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Coefficienti che tengono conto della forma della fondazione:

$$s_q = 1 + \tan \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_\gamma = 0.60$$

Coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del carico:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + c \cdot \tan \phi} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + c \cdot \tan \phi} \right)^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$$

Coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna:

$$\beta_q = (1 - \operatorname{tg} \omega)^2 \cdot \cos \omega$$

$$\beta_c = \beta_q - \frac{1 - \beta_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \phi}$$

$$\beta_\gamma = \frac{\beta_q}{\cos \omega}$$

Φ angolo d'attrito del terreno

c' coesione del terreno

H azione orizzontale agente sulla fondazione

N azione verticale agente sulla fondazione

ω angolo d'inclinazione del piano campagna

B' è la base ridotta per tener conto dell'eccentricità del carico

L' è la larghezza ridotta per tener conto dell'eccentricità del carico

$$q = \gamma \cdot (h_{ges} - h_{gok})$$

La verifica a scorrimento della fondazione viene eseguita come di seguito riportato:

$$H_{Sd} \leq H_{Rd}$$

dove:

- H_{Sd} è l'azione orizzontale agente, assunta pari alla forza F_{xy} riportata nella tabella relativa ai carichi totali agenti alla base della fondazione;
- H_{Rd} è la resistenza allo scorrimento calcolata come:

$$H_{Rd} = F_z \cdot \operatorname{tg} \phi$$

Condizioni non drenate:

La capacità portante è determinata come:

$$q_{lim} = N_c \cdot C_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot \beta_c + q + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_c = 2 + \pi$$

Coefficienti che tengono conto della forma della fondazione.

$$s_c = 1 + 0.2$$

Coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del carico:

$$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{C_u \cdot N_c \cdot B' \cdot L'}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna:

$$\beta_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{\pi + 2}$$

$$N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B' / L'$$

Cu coesione in condizione non drenate

H azione orizzontale agente sulla fondazione

ω angolo d'inclinazione del piano campagna

B' è la base ridotta per tener conto dell'eccentricità del carico

L' è la larghezza ridotta per tener conto dell'eccentricità del carico

q è il sovraccarico

La verifica a scorrimento della fondazione viene eseguita come di seguito riportato:

$$H_{Sd} \leq H_{Rd}$$

dove:

- H_{Sd} è l'azione orizzontale agente, assunta pari alla forza F_{xy} riportata nella tabella relativa ai carichi totali agenti alla base della fondazione;
- H_{Rd} è la resistenza allo scorrimento calcolata come:

$$H_{Rd} = C_u \cdot B \cdot L'$$

Le dimensioni della fondazione equivalente su cui il carico risulta essere centrato sono ricavate utilizzando le formulazioni di Meyerhof per fondazione circolare con carico eccentrico.

Nel calcolo della capacità portante non si tiene conto dei coefficienti correttivi relativi al contributo alla stabilità del terreno posto sopra al plinto in quanto il medesimo potrebbe essere rimosso in occasione di operazioni di manutenzione sul plinto.

Secondo quanto stabilito dal DM 17/01/2018 NTC le verifiche sulle fondazioni possono essere eseguite utilizzando il seguente approccio:

- (A1 + M1 + R3)

dove A1 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle azioni, M1 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle resistenze del terreno ed R3 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle diverse aliquote della capacità portante.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

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

Nel calcolo riportato di seguito si assumono come caratteristiche del terreno di fondazione quelle definite per lo strato II. Il calcolo eseguito è quindi cautelativo e rappresentativo di tutte le fondazioni del tipo superficiale.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE: CONDIZIONI DRENATE A1+M1+R3

Coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{\Phi'}$ =	1.00	Angolo d'attrito Φ'
γ_c =	1.00	Coesione
γ_{Cu} =	1.00	Coesione non drenata
γ_R =	2.30	Capacità portante
γ_R =	1.10	Scorrimento

Stratigrafia:

Φ' [°]	γ [kN/m ³]	c' [MPa]	C_u [MPa]
26.00	20.00	5.00	0.110

Caratteristiche ridotte			
Φ' [°]	γ [kN/m ³]	c' [MPa]	C_u [MPa]
26.00	20.00	5.00	0.110

ω = 20.00 ° inclinazione del piano campagna

N_q =	11.85
N_c =	22.25
N_γ =	12.54

Coefficienti di forma:

s_q =	1.49
s_c =	1.53
s_γ =	0.60

Coefficienti per carichi eccentrici:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	e [m]	B' [m]	L' [m]	σ_{max} [kN/m ²]
Inviluppo	1.10	1.10	4.83	11.04	17.40	207.49
Fornitore 1	1.35	1.35	3.76	12.97	18.30	193.36
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	2.77	14.78	18.96	150.56
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	2.78	14.76	18.95	154.24
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	3.40	13.63	18.56	176.37
Fornitore 3	1.10	1.10	5.05	10.66	17.19	207.36

Coefficienti per carichi inclinati:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	mB	mL	i _q	i _c	i _y
Inviluppo	1.10	1.10	1.61	1.39	1.00	1.00	1.00
Fornitore 1	1.35	1.35	1.59	1.41	1.00	1.00	1.00
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	1.56	1.44	1.00	1.00	1.00
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	1.56	1.44	1.00	1.00	1.00
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	1.58	1.42	1.00	1.00	1.00
Fornitore 3	1.10	1.10	1.62	1.38	1.00	1.00	1.00

Coefficienti per inclinazione del piano campagna:

$$\begin{aligned}\beta_q &= 0.38 \\ \beta_c &= 0.32 \\ \beta_\gamma &= 0.40\end{aligned}$$

Verifica di capacità portante:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	q _{lim} [kN/m ²]	Q _{lim} [kN]	F _z [kN]	FS
Inviluppo	1.10	1.10	55748	4656335	39860	116.82
Fornitore 1	1.35	1.35	55825	5761825	45902	125.53
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	55902	6809090	42181	161.43
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	55904	6801743	43162	157.59
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	55859	6141916	44604	137.70
Fornitore 3	1.10	1.10	55734	4440698	38001	116.86

Verifica allo scorrimento:

$$Q_{hlim} = (0.9 \cdot F_z / \gamma) \cdot \tan(\phi) / \gamma_R$$

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	Q _{hlim} [kN]	F _{xy} [kN]	FS
Inviluppo	1.10	1.10	14460	1500	9.64
Fornitore 1	1.35	1.35	11782	1031	11.43
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	11782	1031	11.43
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	11782	943	12.49
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	11782	1142	10.32
Fornitore 3	1.10	1.10	14460	1487	9.72

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE: CONDIZIONI NON DRENATE A1+M1+R3

Coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{\Phi'}$ =	1.00	Angolo d'attrito Φ'
γ_c =	1.00	Coesione
γ_{Cu} =	1.00	Coesione non drenata
γ_R =	2.30	Capacità portante
γ_R =	1.10	Scorrimento

Stratigrafia:

Φ' [°]	γ [kN/m³]	c' [MPa]	Cu [MPa]
26.00	20.00	5.00	0.110

Caratteristiche ridotte			
Φ' [°]	γ [kN/m³]	c' [MPa]	Cu [MPa]
26.00	20.00	5.00	0.110

ω = 20.00 ° inclinazione del piano campagna

N_c = 5.14

Coefficienti di forma:

sc = 1.20

Coefficienti per carichi eccentrici:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	e [m]	B' [m]	L' [m]	σ_{max} [kN/m²]
Inviluppo	1.10	1.10	4.83	11.04	17.40	207.49
Fornitore 1	1.35	1.35	3.76	12.97	18.30	193.36
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	2.77	14.78	18.96	150.56
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	2.78	14.76	18.95	154.24
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	3.40	13.63	18.56	176.37
Fonitore 3	1.10	1.10	5.05	10.66	17.19	207.36

Coefficienti per carichi inclinati:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	mB	mL	ic
Inviluppo	1.10	1.10	1.61	1.39	0.98
Fornitore 1	1.35	1.35	1.59	1.41	0.98
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	1.56	1.44	0.99
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	1.56	1.44	0.99
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	1.58	1.42	0.99
Fornitore 3	1.10	1.10	1.62	1.38	0.98

Coefficienti per inclinazione del piano campagna:

$$\beta_c = 0.86$$

Verifica di capacità portante:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	qlim [kN/m ²]	Qlim [kN]	Fz [kN]	FS
Inviluppo	1.10	1.10	632.49	52827.68	39859.7	1.33
Fornitore 1	1.35	1.35	635.57	65598.72	45901.5	1.43
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	639.58	77903.12	42180.5	1.85
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	640.08	77876.74	43161.5	1.80
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	638.15	70167.56	44603.5	1.57
Fornitore 3	1.10	1.10	631.93	50350.06	38000.7	1.32

Verifica allo scorrimento:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	Qhlim [kN]	Fxy [kN]	FS
Inviluppo	1.10	1.10	19210.5	1500.00	12.81
Fornitore 1	1.35	1.35	23739	1440.00	16.49
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	28015	1031.00	27.17
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	27983.6	943.00	29.68
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	25289.4	1142.00	22.14
Fornitore 3	1.10	1.10	18325.7	1487.00	12.32

Come si può notare, tutti i coefficienti di sicurezza calcolati sono superiori all'unità: le verifiche a capacità portante e a scorrimento risultano soddisfatte.

8.2.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento del plinto di fondazione viene eseguita considerando le relazioni riportate di seguito:

$$M_{rib} = M_{xy}$$

$$M_{stab} = \left(0.9 \cdot \frac{F_z}{\gamma} \right) \frac{d_a}{2}$$

$$FS = \frac{M_{stab}}{M_{rib}}$$

dove:

- M_{rib} è il momento ribaltante;
- M_{stab} è il momento stabilizzante;
- M_{xy} è il momento flettente agente in sommità plinto;
- F_z è l'azione verticale;
- d_a è il diametro del plinto (corona esterna).

VERIFICA A RIBALTAMENTO

Verifica al ribaltamento:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	M_{rib} [kNm]	M_{stab} [kNm]	FS
Inviluppo	1.10	1.10	192650	370152	1.92
Fornitore 1	1.35	1.35	172364	347322	2.02
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	116896	319166	2.73
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	119923	326589	2.72
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	151440	337500	2.23
Fonitore 3	1.10	1.10	191892	352888	1.84

$$M_{rib} = M_{xy}$$

$$M_{stab} = (0.9 \cdot F_z / \gamma) \cdot d_a / 2$$

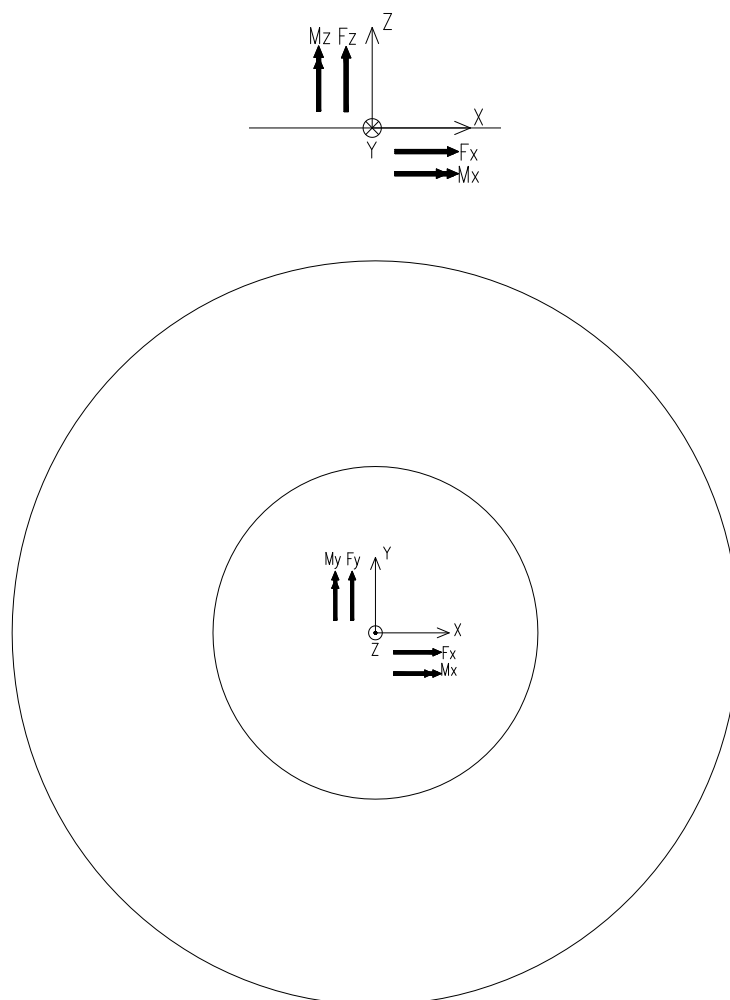
$$FS = M_{stab} / M_{rib}$$

8.3 FONDAZIONE SUPERFICIALE SENZA TERRENO DI RICOPRIMENTO

Nelle verifiche riportate di seguito non si considera il peso del terreno di ricoprimento poiché il medesimo potrebbe essere rimosso in occasione di operazioni di manutenzione sul plinto.

8.3.1 Analisi dei carichi

Si riportano le azioni in fondazione dichiarate dai fornitori, orientate con il sistema di riferimento in figura.



CARICHI ULTIMI ALLA BASE DELLA FONDAZIONE

Carichi dovuti al vento e al peso della torre e della turbina:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	F_x [kN]	F_y [kN]	F_{xy} [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_{xy} [kNm]	M_z [kNm]
Involuppo	1.10	1.10	0	0	1500	-9100	0	0	192650	-17000
Fornitore 1	1.35	1.35	0	0	1440	-8151	0	0	172364	-16950
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	0	0	1031	-4430	0	0	116896	-11260
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	0	0	943	-5411	0	0	119923	-7146
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	0	0	1142	-6853	0	0	151440	-16546
Fornitore 3	1.10	1.10	0	0	1487	-7241	0	0	191892	1899

Carichi dovuti al peso della fondazione e del terreno:

peso calcestruzzo

peso terreno

Load	Fx [kN]	Fy [kN]	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]
Wc	0	0	0	-21371	0	0	0	0
Ws	0	0	0	0	0	0	0	0
Wc+Ws	0	0	0	-21371	0	0	0	0

Carichi totali alla base della fondazione (aggiunto il peso della fondazione):

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	Fx [kN]	Fy [kN]	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]
Inviluppo	1.1	1.1	0	0	1500	-32608	0	0	192650	-17000
Fornitore 1	1.35	1.35	0	0	1440	-37001	0	0	172364	-16950
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	0	0	1031	-33280	0	0	116896	-11260
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	0	0	943	-34261	0	0	119923	-7146
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	0	0	1142	-35703	0	0	151440	-16546
Fornitore 3	1.1	1.1	0	0	1487	-30749	0	0	191892	1899

8.3.2 Verifica della capacità portante

Si riporta di seguito il calcolo della capacità portante della fondazione.

Condizioni drenate:

La capacità portante è determinata come:

$$q_{lim} = N_q \cdot q \cdot s_q \cdot i_q \cdot \beta_q + N_c \cdot c' \cdot s_c \cdot i_c \cdot \beta_c + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma \cdot B' \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \beta_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Coefficienti che tengono conto della forma della fondazione:

$$s_q = 1 + \tan \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_\gamma = 0.60$$

Coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del carico:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + c \cdot \tan \phi} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + c \cdot \tan \phi} \right)^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$$

Coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna:

$$\beta_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$$

$$\beta_c = \beta_q - \frac{1 - \beta_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$\beta_\gamma = \frac{\beta_q}{\cos \omega}$$

Φ angolo d'attrito del terreno

c' coesione del terreno

H azione orizzontale agente sulla fondazione

N azione verticale agente sulla fondazione

ω angolo d'inclinazione del piano campagna

B' è la base ridotta per tener conto dell'eccentricità del carico

L' è la larghezza ridotta per tener conto dell'eccentricità del carico

$$q = \gamma \cdot (h_{ges} - h_{gok})$$

La verifica a scorrimento della fondazione viene eseguita come di seguito riportato:

$$H_{Sd} \leq H_{Rd}$$

dove:

- H_{Sd} è l'azione orizzontale agente, assunta pari alla forza F_{xy} riportata nella tabella relativa ai carichi totali agenti alla base della fondazione;
- H_{Rd} è la resistenza allo scorrimento calcolata come:

$$H_{Rd} = F_z \cdot \tan \phi$$

Condizioni non drenate:

La capacità portante è determinata come:

$$q_{lim} = N_c \cdot C_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot \beta_c + q + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_c = 2 + \pi$$

Coefficienti che tengono conto della forma della fondazione.

$$s_c = 1 + 0.2$$

Coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del carico:

$$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{C_u \cdot N_c \cdot B' \cdot L'}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna:

$$\beta_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{\pi + 2}$$

$$N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B' / L'$$

Cu coesione in condizione non drenate

H azione orizzontale agente sulla fondazione

ω angolo d'inclinazione del piano campagna

B' è la base ridotta per tener conto dell'eccentricità del carico

L' è la larghezza ridotta per tener conto dell'eccentricità del carico

q è il sovraccarico

La verifica a scorrimento della fondazione viene eseguita come di seguito riportato:

$$H_{Sd} \leq H_{Rd}$$

dove:

- H_{Sd} è l'azione orizzontale agente, assunta pari alla forza F_{xy} riportata nella tabella relativa ai carichi totali agenti alla base della fondazione;
- H_{Rd} è la resistenza allo scorrimento calcolata come:

$$H_{Rd} = C_u \cdot B \cdot L'$$

Le dimensioni della fondazione equivalente su cui il carico risulta essere centrato sono ricavate utilizzando le formulazioni di Meyerhof per fondazione circolare con carico eccentrico.

Nel calcolo della capacità portante non si tiene conto dei coefficienti correttivi relativi al contributo alla stabilità del terreno posto sopra al plinto in quanto il medesimo potrebbe essere rimosso in occasione di operazioni di manutenzione sul plinto.

Secondo quanto stabilito dal DM 17/01/2018 NTC le verifiche sulle fondazioni possono essere eseguite utilizzando il seguente approccio:

- (A1 + M1 + R3)

dove A1 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle azioni, M1 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle resistenze del terreno ed R3 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle diverse aliquote della capacità portante.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

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

Nel calcolo riportato di seguito si assumono come caratteristiche del terreno di fondazione quelle definite per lo strato II. Il calcolo eseguito è quindi cautelativo e rappresentativo di tutte le fondazioni del tipo superficiale.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE: CONDIZIONI DRENATE A1+M1+R3

Coefficienti di sicurezza:

$\gamma\Phi'$ =	1.00	Angolo d'attrito Φ'
γc =	1.00	Coesione
γCu =	1.00	Coesione non drenata
γR =	2.30	Capacità portante
γR =	1.10	Scorrimento

Stratigrafia:

Φ' [°]	γ [kN/m ³]	c' [MPa]	Cu [MPa]
26.00	20.00	5.00	0.110

Caratteristiche ridotte			
Φ' [°]	γ [kN/m ³]	c' [MPa]	Cu [MPa]
26.00	20.00	5.00	0.110

ω = 20.00 ° inclinazione del piano campagna

N_q =	11.85
N_c =	22.25
N_γ =	12.54

Coefficienti di forma:

s_q =	1.49
s_c =	1.53
s_γ =	0.60

Coefficienti per carichi
eccentrici:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	e [m]	B' [m]	L' [m]	σ_{max} [kN/m ²]
Inviluppo	1.10	1.10	5.91	9.15	16.30	218.64
Fornitore 1	1.35	1.35	4.66	11.35	17.56	185.64
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	3.51	13.42	18.47	134.29
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	3.50	13.44	18.48	137.95
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	4.24	12.10	17.92	164.74
Fonitore 3	1.10	1.10	6.24	8.57	15.91	225.45

Coefficienti per carichi inclinati:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	mB	mL	i _q	i _c	i _γ
Inviluppo	1.10	1.10	1.64	1.36	1.00	1.00	1.00
Fornitore 1	1.35	1.35	1.61	1.39	1.00	1.00	1.00
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	1.58	1.42	1.00	1.00	1.00
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	1.58	1.42	1.00	1.00	1.00
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	1.60	1.40	1.00	1.00	1.00
Fonitore 3	1.10	1.10	1.65	1.35	1.00	1.00	1.00

Coefficienti per inclinazione del piano
campagna:

$$\begin{aligned}\beta_q &= 0.38 \\ \beta_c &= 0.32 \\ \beta_\gamma &= 0.40\end{aligned}$$

Verifica di capacità portante:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	q _{lim} [kN/m ²]	Q _{lim} [kN]	F _z [kN]	FS
Inviluppo	1.10	1.10	55668	3609749	32608	110.70
Fornitore 1	1.35	1.35	55763	4832464	37001	130.60
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	55856	6018445	33280	180.84
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	55860	6031695	34261	176.05
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	55805	5258257	35703	147.28
Fonitore 3	1.10	1.10	55642	3299554	30749	107.31

Verifica allo
scorrimento:

$$Q_{hlim} = (0,9 \cdot F_z / \gamma) \cdot \tan(\phi) / \gamma_R$$

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	Q _{hlim} [kN]	F _{xy} [kN]	FS
Inviluppo	1.10	1.10	11829	1500	7.89
Fornitore 1	1.35	1.35	9639	1031	9.35
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	9639	1031	9.35
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	9639	943	10.22
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	9639	1142	8.44
Fonitore 3	1.10	1.10	11829	1487	7.96

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE: CONDIZIONI NON DRENATE A1+M1+R3

Coefficienti di sicurezza:

$\gamma\Phi'$ =	1.00	Angolo d'attrito Φ'
γc =	1.00	Coesione
γCu =	1.00	Coesione non drenata
γR =	2.30	Capacità portante
γR =	1.10	Scorrimento

Stratigrafia:

Φ' [°]	γ [kN/m ³]	c' [MPa]	Cu [MPa]
26.00	20.00	5.00	0.110

Caratteristiche ridotte			
Φ' [°]	γ [kN/m ³]	c' [MPa]	Cu [MPa]
26.00	20.00	5.00	0.110

ω = 20.00 ° inclinazione del
piano campagna

Nc = 5.14

Coefficienti di forma:

sc = 1.20

Coefficienti per carichi
eccentrici:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	e [m]	B' [m]	L' [m]	σ_{max} [kN/m ²]
Inviluppo	1.10	1.10	5.91	9.15	16.30	218.64
Fornitore 1	1.35	1.35	4.66	11.35	17.56	185.64
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	3.51	13.42	18.47	134.29
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	3.50	13.44	18.48	137.95
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	4.24	12.10	17.92	164.74
Fonitore 3	1.10	1.10	6.24	8.57	15.91	225.45

Coefficienti per carichi inclinati:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	mB	mL	ic
Inviluppo	1.10	1.10	1.64	1.36	0.97
Fornitore 1	1.35	1.35	1.61	1.39	0.98
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	1.58	1.42	0.99
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	1.58	1.42	0.99
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	1.60	1.40	0.99
Fonitore 3	1.10	1.10	1.65	1.35	0.97

Coefficienti per inclinazione del piano
campagna:

$$\beta_c = 0.86$$

Verifica di capacità portante:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	q _{lim} [kN/m ²]	Q _{lim} [kN]	F _z [kN]	FS
Inviluppo	1.10	1.10	628.43	40749.54	32607.767	1.25
Fornitore 1	1.35	1.35	633.49	54898.60	37001.441	1.48
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	638.72	68822.57	33280.441	2.07
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	639.32	69033.39	34261.441	2.01
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	636.81	60004.09	35703.441	1.68
Fonitore 3	1.10	1.10	626.88	37173.81	30748.767	1.21

Verifica allo
scorrimento:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	Q _{lim} [kN]	F _{xy} [kN]	FS
Inviluppo	1.10	1.10	14914.05669	1500.00	9.94
Fornitore 1	1.35	1.35	19931.80243	1440.00	13.84
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	24782.5579	1031.00	24.04
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	24835.29807	943.00	26.34
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	21671.9929	1142.00	18.98
Fonitore 3	1.10	1.10	13638.86906	1487.00	9.17

Come si può notare, tutti i coefficienti di sicurezza calcolati sono superiori all'unità: le verifiche a capacità portante e a scorrimento risultano soddisfatte.

8.3.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento del plinto di fondazione viene eseguita considerando le relazioni riportate di seguito:

$$M_{rib} = M_{xy}$$

$$M_{stab} = \left(0.9 \cdot \frac{F_z}{\gamma} \right) \frac{d_a}{2}$$

$$FS = \frac{M_{stab}}{M_{rib}}$$

dove:

- M_{rib} è il momento ribaltante;
- M_{stab} è il momento stabilizzante;
- M_{xy} è il momento flettente agente in sommità plinto;
- F_z è l'azione verticale;
- d_a è il diametro del plinto (corona esterna).

VERIFICA A RIBALTAMENTO

Verifica al ribaltamento:

Load case	γ_{aero}	γ_{masse}	M_{rib}	M_{stab}	FS
	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	
Involuppo	1.10	1.10	192650	302808	1.57
Fornitore 1	1.35	1.35	172364	279978	1.62
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	116896	251822	2.15
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	119923	259245	2.16
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	151440	270156	1.78
Fonitore 3	1.10	1.10	191892	285544	1.49

$M_{rib} = M_{xy}$
 $M_{stab} = (0.9 \cdot F_z / \gamma) \cdot d_a / 2$
 $FS = M_{stab} / M_{rib}$

Come si può notare, tutti i coefficienti di sicurezza calcolati sono superiori all'unità: le verifiche a capacità portante e a scorrimento risultano soddisfatte.

9 FONDAZIONI PROFONDE

Si riporta di seguito il dimensionamento della tipologia di fondazione profonda.

9.1 GEOMETRIA DEL PLINTO

L'opera di fondazione è costituita, da un plinto in calcestruzzo composto da una corona circolare esterna con diametro massimo pari a 22.70m e con spessore variabile, dall'esterno verso l'interno, tra 1.50m e 2.60m e da una porzione interna, di diametro pari a 8.20m, con spessore pressoché costante pari a 3.10m. Il plinto appoggia su due corone di pali di fondazione così composte:

Corona esterna:

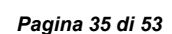
- Diametro della corona di pali: 20.70m
- Numero di pali: 26
- Inclinazione pali (rispetto verticale): 5.00°
- Lunghezza dei pali: 20.00m
- Diametro del palo: 800mm

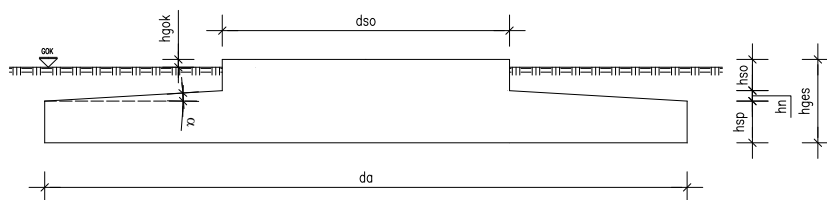
Corona interna:

- Diametro della corona di pali: 15.90m
- Numero di pali: 13
- Inclinazione pali (rispetto verticale): 0.00°
- Lunghezza dei pali: 20.00m
- Diametro del palo: 800mm

Nelle figure seguenti è riportata la geometria esatta del plinto.

PIANTA _ 1:50





da =	22.70	m	diametro esterno
dso =	8.20	m	diametro base
hso =	0.50	m	altezza base
hn =	1.10	m	inclinazione del plinto
α =	8.63	°	angolo d'inclinazione
hsp =	1.50	m	altezza del diametro esterno
hges =	3.10	m	altezza della fondazione
hgok =	0.15	m	differenza quota sommità plinto e sommità terreno

γ_s =	19.00	kN/m ³	peso terreno
γ_c =	25.00	kN/m ⁴	peso calcestruzzo

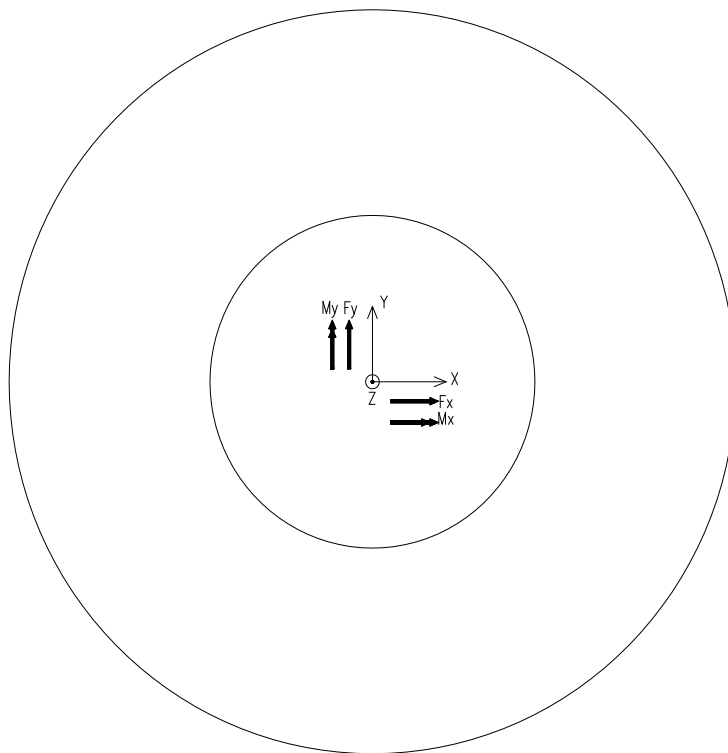
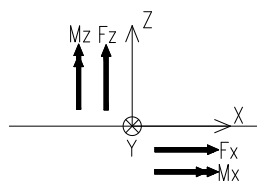
Vc =	854.83	m ³	volume calcestruzzo
Wc =	21370.70	kN	peso clacestruzzo

Vs =	346.98	m ³	volume terreno
Ws =	6592.65	kN	peso terreno

9.2 FONDAZIONE PROFONDA CON PRESENZA DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO

9.2.1 Analisi dei carichi

Si riportano le azioni in fondazione dichiarate dai fornitori, orientate con il sistema di riferimento in figura.



CARICHI ULTIMI ALLA BASE DELLA FONDAZIONE

Carichi dovuti al vento e al peso della torre e della turbina:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	F_x [kN]	F_y [kN]	F_{xy} [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_{xy} [kNm]	M_z [kNm]
Inviluppo	1.10	1.10	0	0	1500	-9100	0	0	192650	-17000
Fornitore 1	1.35	1.35	0	0	1440	-8151	0	0	172364	-16950
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	0	0	1031	-4430	0	0	116896	-11260
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	0	0	943	-5411	0	0	119923	-7146
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	0	0	1142	-6853	0	0	151440	-16546
Fornitore 3	1.10	1.10	0	0	1487	-7241	0	0	191892	1899

Carichi dovuti al peso della fondazione e del terreno:

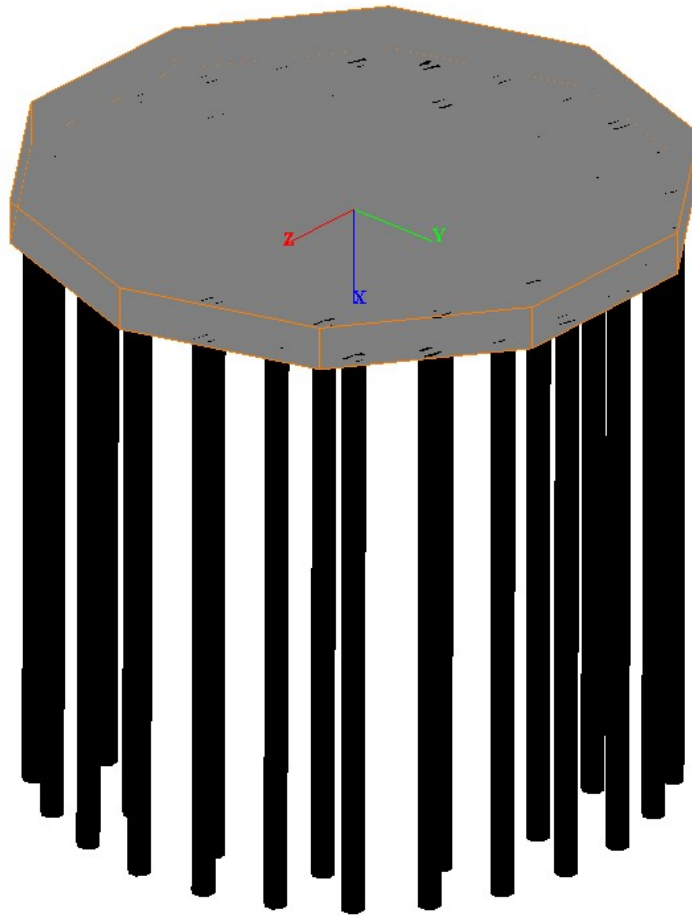
Load	F_x [kN]	F_y [kN]	F_{xy} [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_{xy} [kNm]	M_z [kNm]
peso calcestruzzo Wc	0	0	0	-21371	0	0	0	0
peso terreno Ws	0	0	0	-6593	0	0	0	0
Wc+Ws	0	0	0	-27963	0	0	0	0

Carichi totali alla base della fondazione:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	Fx [kN]	Fy [kN]	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]
Involuppo	1.1	1.1	0.00	0.00	1500	-39860	0	0	192650	-17000
Fornitore 1	1.35	1.35	0.00	0.00	1440	-45902	0	0	172364	-16950
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	0.00	0.00	1031	-42181	0	0	116896	-11260
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	0.00	0.00	943	-43162	0	0	119923	-7146
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	0.00	0.00	1142	-44604	0	0	151440	-16546
Fonitore 3	1.1	1.1	0.00	0.00	1487	-38001	0	0	191892	1899

9.2.2 Ripartizione dei carichi sui pali

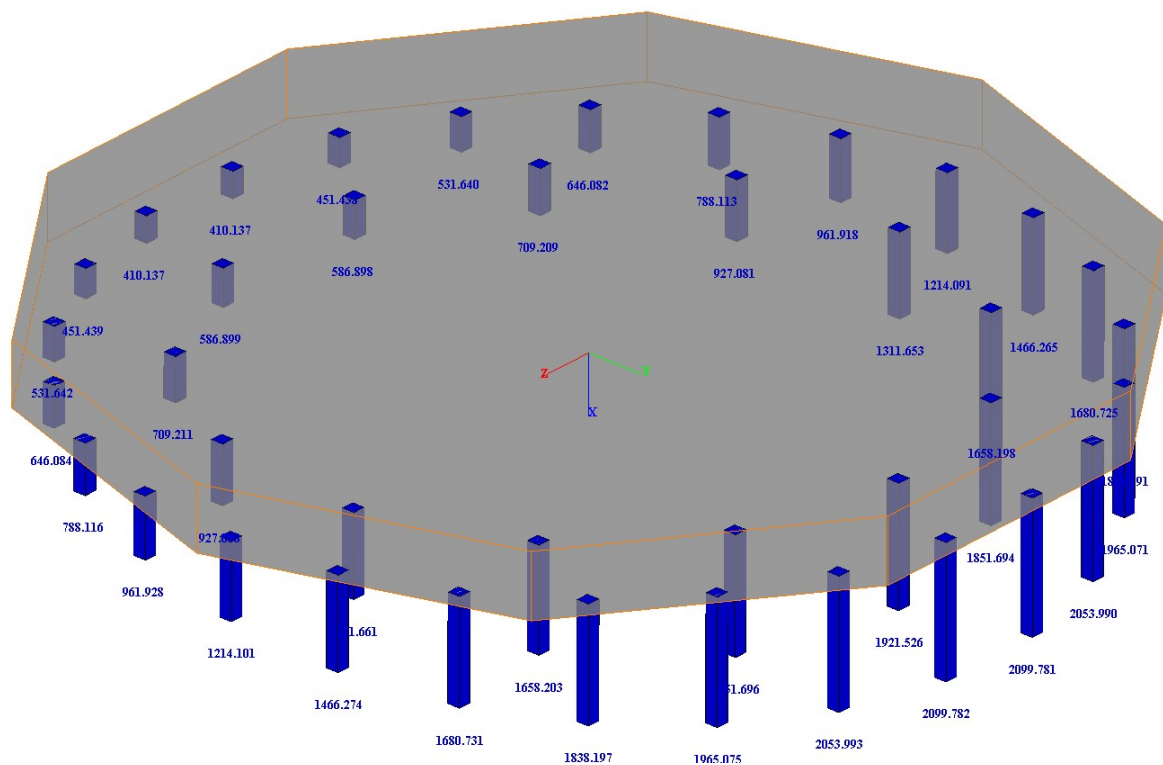
La ripartizione delle azioni sui pali è eseguita mediante una modellazione agli elementi finiti della fondazione con il software Group 2016.10.11 di Ensoftinc.



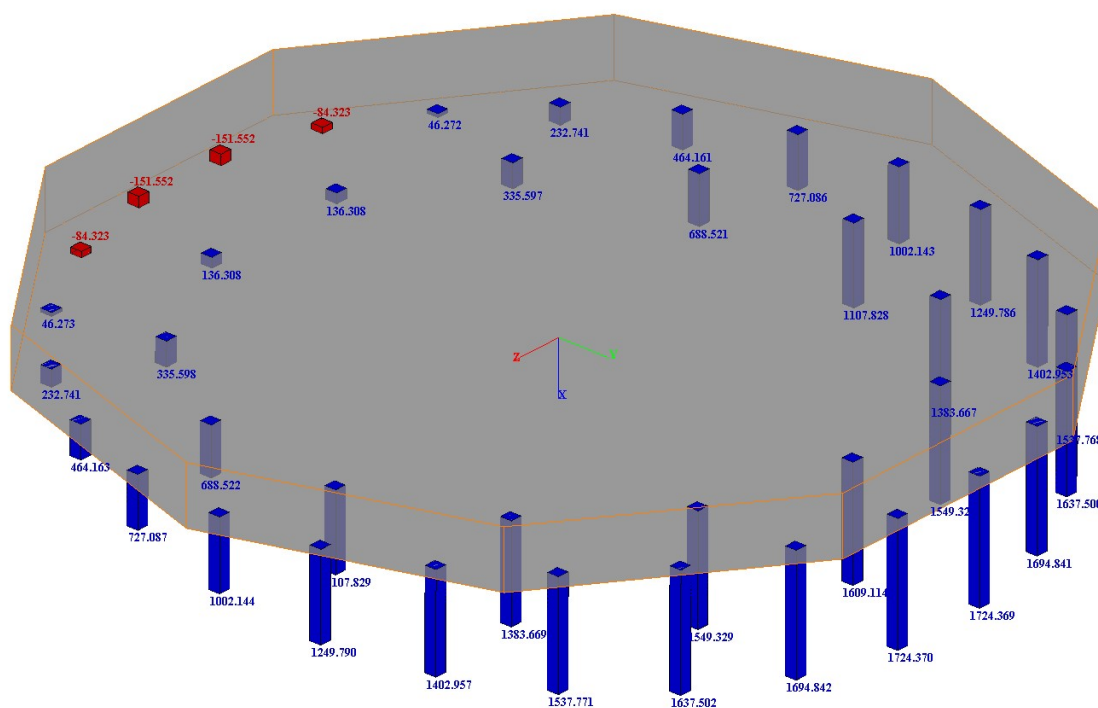
Modellazione FEM del plinto di fondazione

Nelle immagini seguenti sono riportate:

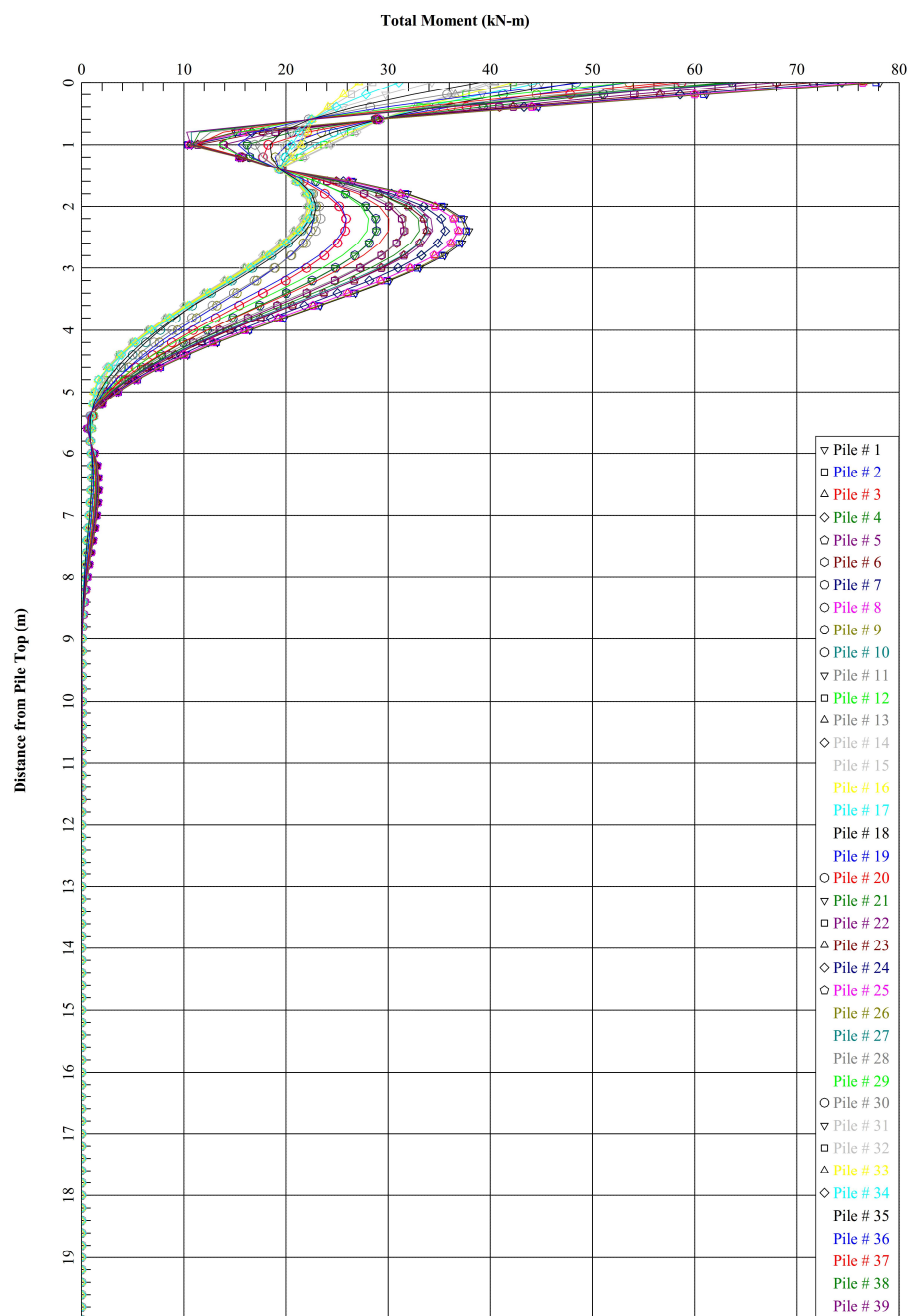
- L'involuppo delle sollecitazioni assiali minime e massime sui pali;
- L'andamento delle sollecitazioni flettenti e taglianti massime sui pali.



Involuppo sollecitazioni assiali massime – Fondazione con terreno

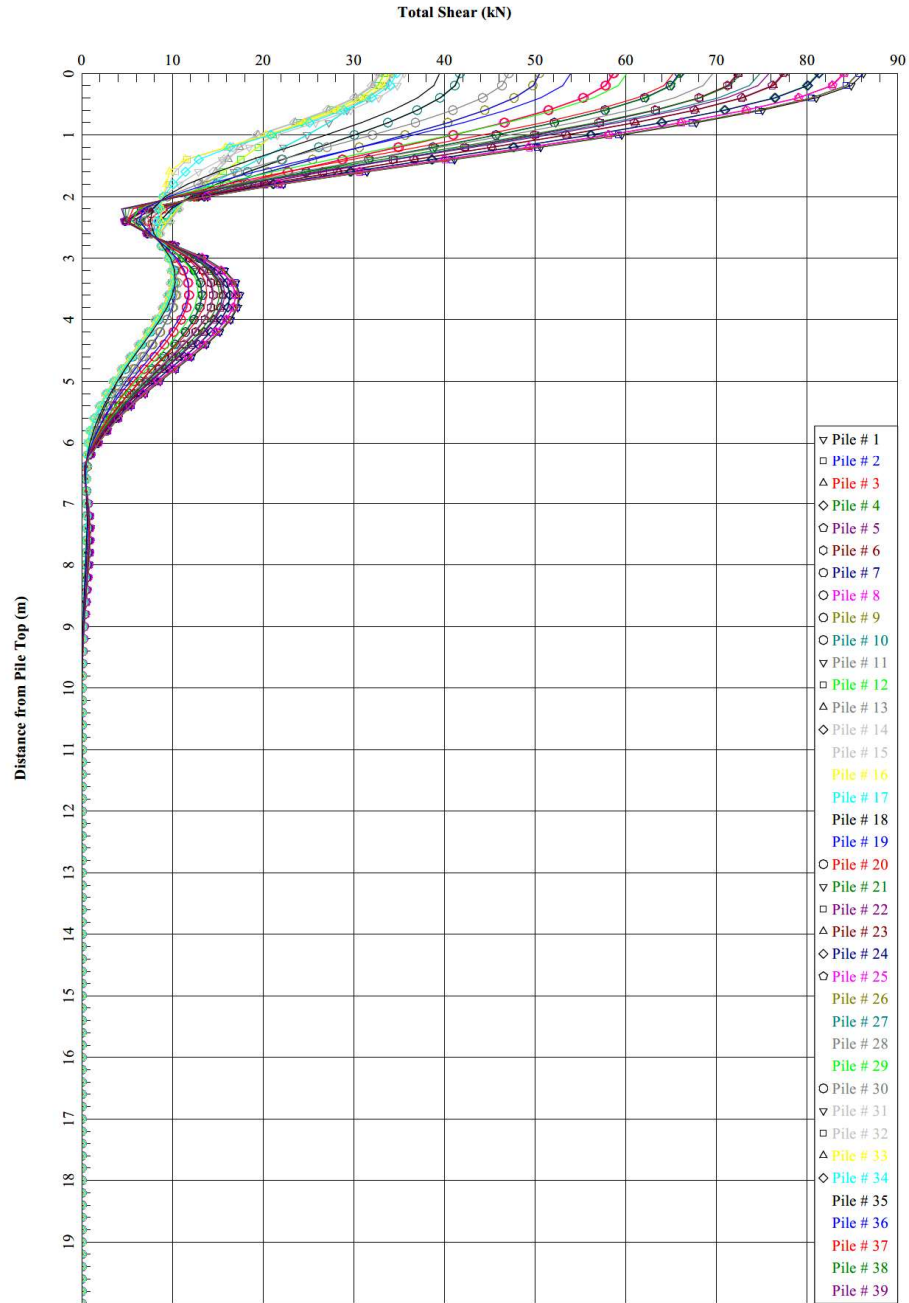


Involuppo sollecitazioni assiali minime – Fondazione con terreno



Maximum Envelope, Load Cases

Inviluppo sollecitazioni flettenti sui pali – Fondazione con terreno



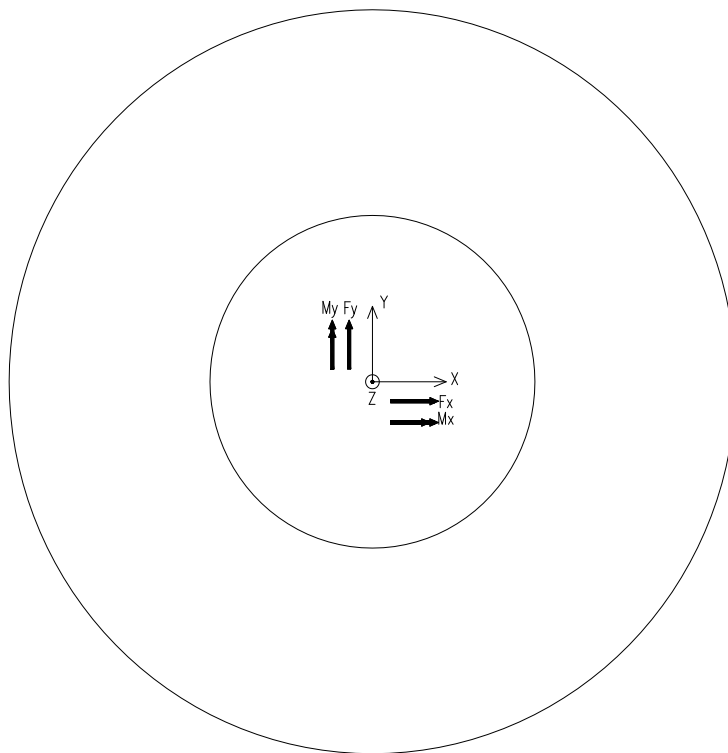
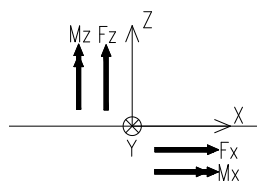
Maximum Envelope, Load Cases

Inviluppo sollecitazioni taglianti sui pali – Fondazione con terreno

9.3 FONDAZIONE PROFONDA SENZA TERRENO DI RICOPRIMENTO

9.3.1 Analisi dei carichi

Si riportano le azioni in fondazione dichiarate dai fornitori, orientate con il sistema di riferimento in figura.



CARICHI ULTIMI ALLA BASE DELLA FONDAZIONE

Carichi dovuti al vento e al peso della torre e della turbina:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	F_x [kN]	F_y [kN]	F_{xy} [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_{xy} [kNm]	M_z [kNm]
Involuppo	1.10	1.10	0	0	1500	-9100	0	0	192650	-17000
Fornitore 1	1.35	1.35	0	0	1440	-8151	0	0	172364	-16950
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	0	0	1031	-4430	0	0	116896	-11260
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	0	0	943	-5411	0	0	119923	-7146
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	0	0	1142	-6853	0	0	151440	-16546
Fornitore 3	1.10	1.10	0	0	1487	-7241	0	0	191892	1899

Carichi dovuti al peso della fondazione e del terreno:

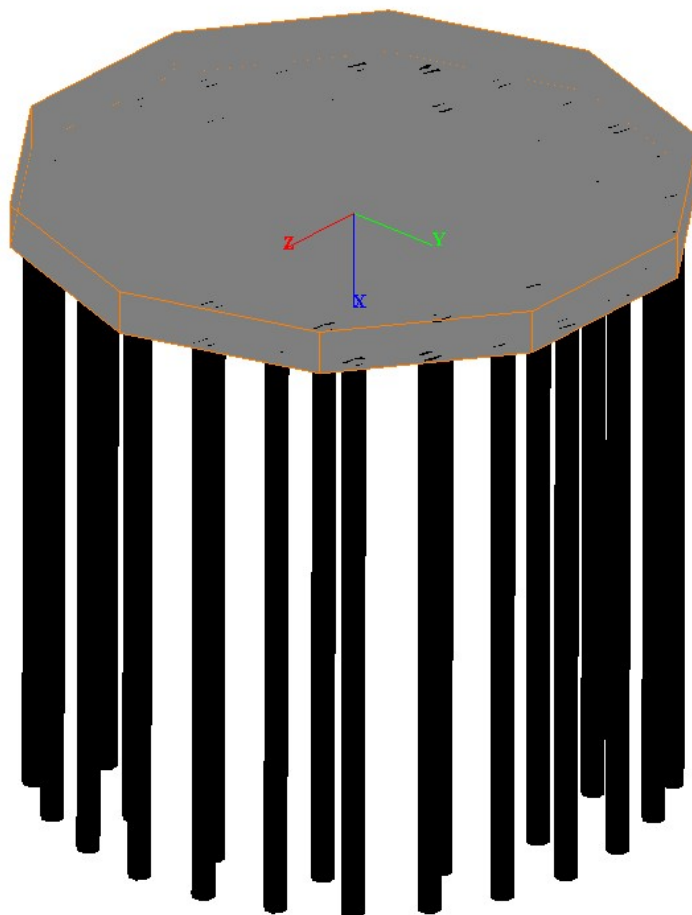
Load	F_x [kN]	F_y [kN]	F_{xy} [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_{xy} [kNm]	M_z [kNm]
peso calcestruzzo Wc	0	0	0	-21371	0	0	0	0
peso terreno Ws	0	0	0	0	0	0	0	0
Wc+Ws	0	0	0	-21371	0	0	0	0

Carichi totali alla base della fondazione:

Load case	γ_{aero} [-]	γ_{masse} [-]	Fx [kN]	Fy [kN]	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]
Involuppo	1.1	1.1	0.00	0.00	1500	-32608	0	0	192650	-17000
Fornitore 1	1.35	1.35	0.00	0.00	1440	-37001	0	0	172364	-16950
Fornitore 2 - Aero 1	1.35	1.35	0.00	0.00	1031	-33280	0	0	116896	-11260
Fornitore 2 - Aero 2	1.35	1.35	0.00	0.00	943	-34261	0	0	119923	-7146
Fornitore 2 - Aero 3	1.35	1.35	0.00	0.00	1142	-35703	0	0	151440	-16546
Fonitore 3	1.1	1.1	0.00	0.00	1487	-30749	0	0	191892	1899

9.3.2 Ripartizione dei carichi sui pali

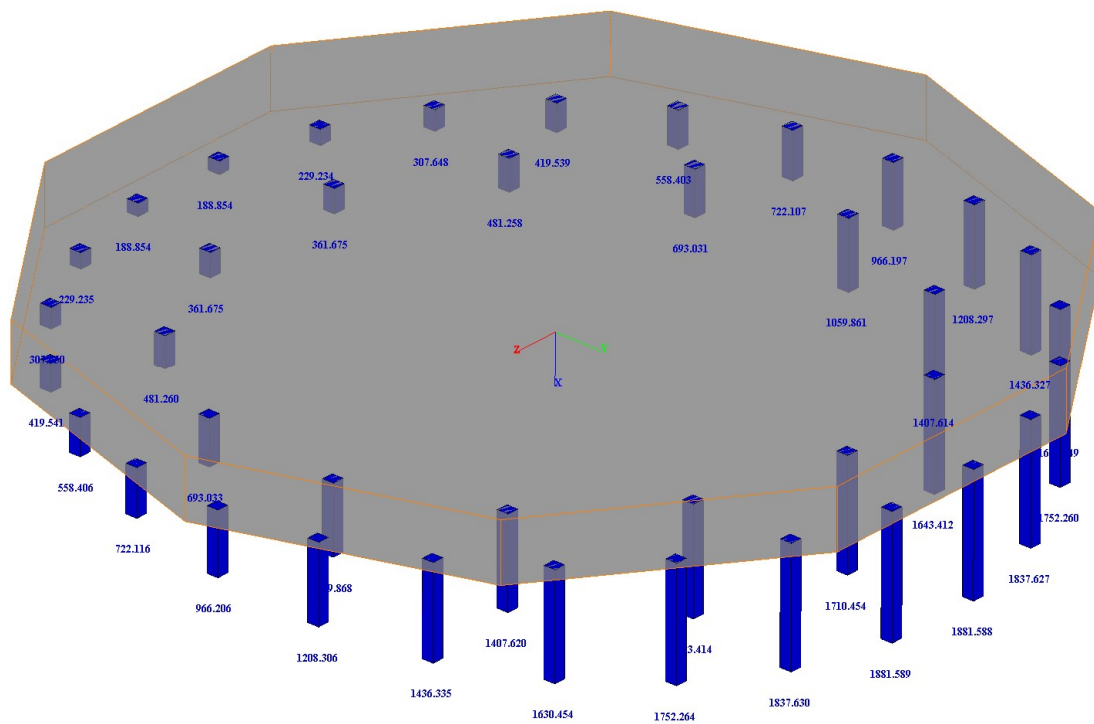
La ripartizione delle azioni sui pali è eseguita mediante una modellazione agli elementi finiti della fondazione con il software Group 2016.10.11 di Ensoftinc.



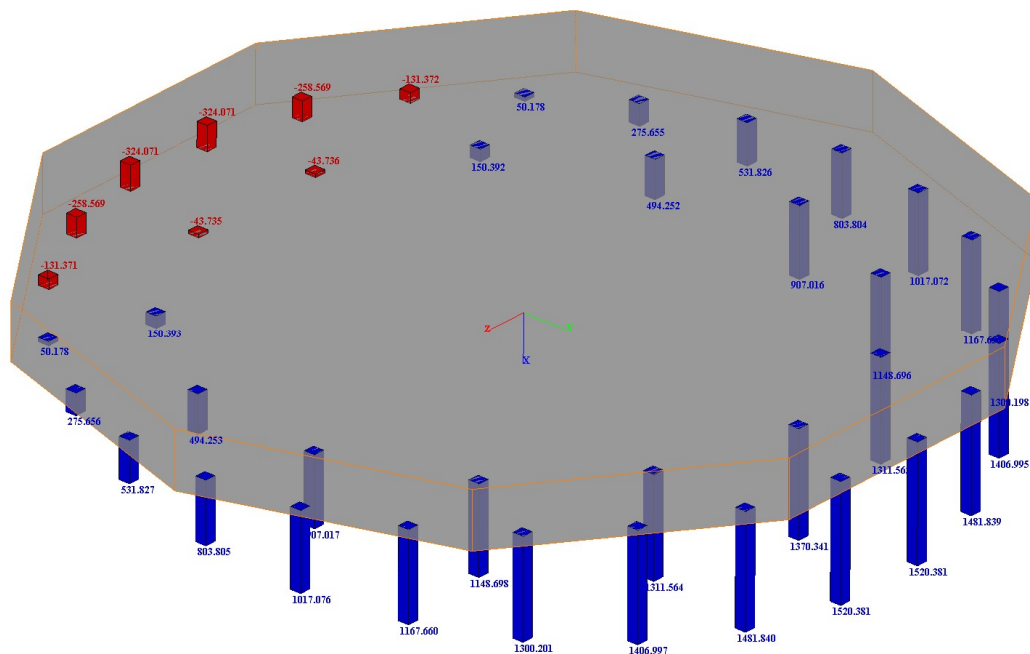
Modellazione FEM del plinto di fondazione

Nelle immagini seguenti sono riportate:

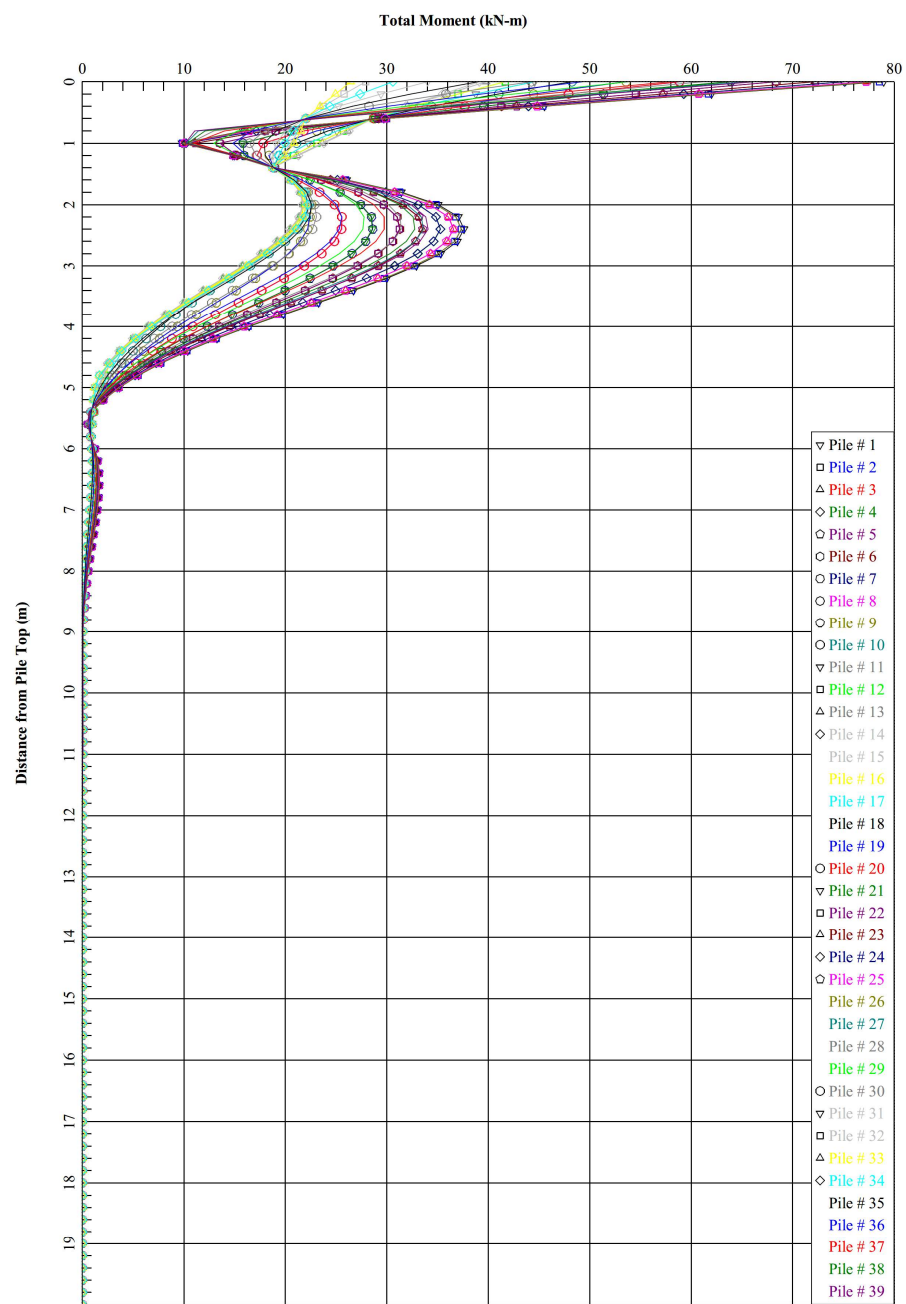
- L'involuppo delle sollecitazioni assiali minime e massime sui pali;
- L'andamento delle sollecitazioni flettenti e taglianti massime sui pali.



Involuppo sollecitazioni assiali massime – Fondazione senza terreno

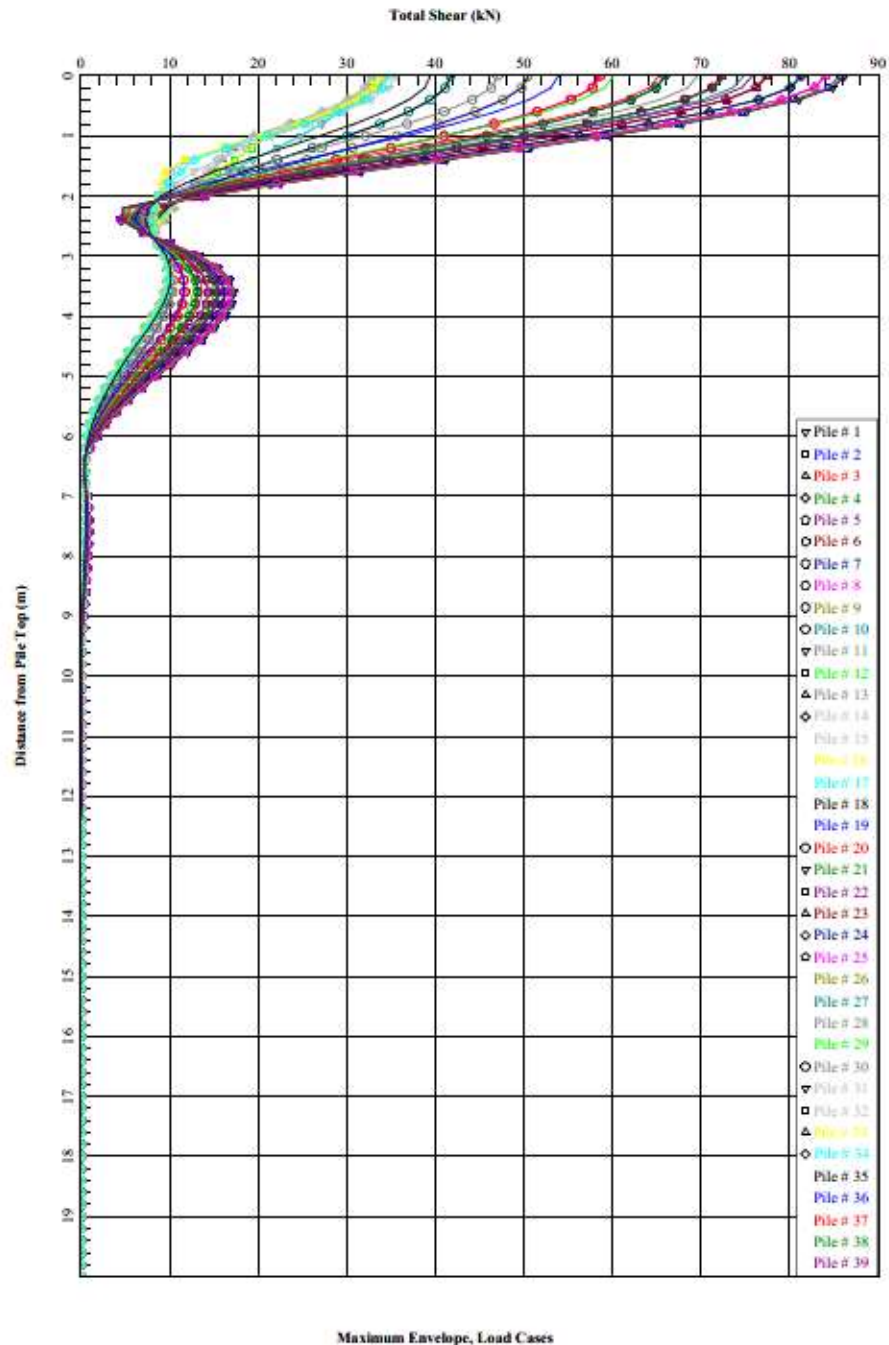


Involuppo sollecitazioni assiali minime – Fondazione senza terreno



Maximum Envelope, Load Cases

Inviluppo sollecitazioni flettenti sui pali – Fondazione senza terreno



Involuppo sollecitazioni taglianti sui pali – Fondazione senza terreno

9.4 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO

Si riporta di seguito il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione eseguendo la verifica in condizioni drenate e non drenate. Il carico limite di un palo di fondazione viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta e la resistenza laterale.

Condizioni drenate:

La portata di punta è determinata come:

$$Q_p = A_p \cdot N_q \cdot \sigma_v$$

dove:

- A_p è l'area trasversale del palo alla base;
- σ_v è la tensione litostatica verticale che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo;
- N_q è un coefficiente determinato in base all'angolo d'attrito del terreno per pali di medio diametro secondo le indicazioni fornite dalla Associazione geotecnica italiana in "Raccomandazioni sui pali di fondazione".

La portata laterale si determina come:

$$Q_s = A_s \cdot k \cdot \mu \cdot \sigma_v$$

dove:

- A_s è l'area laterale del palo di fondazione;
- k è un coefficiente empirico dipendente essenzialmente dalla tecnica esecutiva del palo e dalle proprietà del terreno;
- μ è il coefficiente d'attrito dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo-terreno. Per pali gettati in opera si assume $\tan \Phi'$.
- σ_v è la tensione litostatica verticale che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo;

La portata totale è assunta pari a:

$$Q_s + Q_p$$

La portata totale è assunta pari a:

$$Q_s + Q_p$$

Condizioni non drenate:

La portata di punta è assunta pari a:

$$Q_p = A_p \cdot N_c \cdot C_u + \sigma_{vL}$$

dove:

- A_p è l'area trasversale del palo alla base;
- N_c è un coefficiente assunto pari a 9.00 (α);
- C_u è la coesione non drenata;
- σ_{vL} è la tensione litostatica verticale che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo

La portata laterale si determina come:

$$Q_s = \alpha \cdot C_u$$

dove:

- α è un coefficiente assunto pari a:

0.9 per $C_u < 25 \text{ kPa}$

0.8 per $25 < C_u < 50 \text{ kPa}$

0.6 per $50 < C_u < 75 \text{ kPa}$

0.4 per $C_u > 75 \text{ kPa}$

- C_u è la coesione non drenata.

La portata totale è assunta pari a:

$$Q_s + Q_p$$

Secondo quanto stabilito dal DM 17/01/2018 le verifiche sulle fondazioni possono essere effettuate utilizzando il seguente approccio:

- A1+M1+R3

dove A1 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle azioni, M1 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle resistenze del terreno ed R3 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle diverse aliquote della capacità portante.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Avendo adottato, per il calcolo della resistenza del palo singolo, una procedura analitica che prevede l'utilizzo dei parametri geotecnici risultati da prove in situ, il valore caratteristico di $R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ si ottiene come segue:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Con i fattori ξ riportati in tabella:

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

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

verticali indagate.

Si riportano ora le verifiche di capacità portante per le torri su cui è previsto l'utilizzo di fondazioni profonde. Le verifiche vengono condotte sul carico massimo agente sul palo

- Azione massima di compressione sui pali: 2100 kN
- Azione massima di trazione sui pali: 325 kN

Condizioni drenate:

STRATIGRAFIA								
Descrizione	strato	q _{sup. strato} [m]	quota base strato	H strato	γ _k [t/mc]	γ' _k [t/mc]	φ _k [°]	Cu _k [t/mq]
Strato I	1	0.00	-2.00	2	1.80	1.80	21	
Strato II	2	-2.00	-6.00	4	2.00	2.00	26	
Strato III	3	-6.00	inf.	inf.	2.10	2.10	28	
quota falda	q _f =	-40.00	m.s.m.m.	(o rispetto p.c.)	falda assente			

CARATTERISTICHE DEL PALO								
D =	0.80	m diametro palo	q _t =	-3.10	m.s.m.m.	(o rispetto p.c.)	quota testa palo	
L _{palo} =	20.00	m lunghezza palo	q _b =	-23.10	m.s.m.m.	(o rispetto p.c.)	quota base palo	
q' =	0	t/mq carico su p.c.	γ _{palo} =	0.50	t/mc	W _{palo} =	5.03	t

CALCOLO DELLA PORTANZA DEL PALO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI											
$\gamma_{\gamma} =$		1.00		$\gamma_c =$		1.00		$\gamma_{cu} =$		1.00	
PORTATA LATERALE											
strato	H strato	γ' [t/mc]	σ_v [t/mq]	As [mq]	ϕ [°]	μ	k	Cu [t/mq]	α	Rs [t]	
1	0.00	0.00	5.80	0.00	21	0.38	0.50	0.00	0.00	0.00	
2	2.90	2.00	8.70	7.29	26	0.49	0.50	0.00	0.00	15.46	
3	17.10	2.10	29.56	42.98	28	0.53	0.50	0.00	0.00	337.68	
R _{s,tot} =										353.15	

PORTATA DI PUNTA

tipo terreno incoerente	γ' [t/mc]	Ap [mq]	σv,b [t/mq]	terreno incoerente		terreno coerente		Rb [t]
				φ [°]	Nq	α	Cu [t/mq]	
		2.10	0.50	47.51	28.00	7.26	9.00	0.00
modifica parametri alla punta				Δφ [°] =	0	ΔCu [t/mq] =	0	173.48

CAPACITA' PORTANTE DEL PALO SINGOLO

n° verticali indagate 1 fattore di correlazione ζ₃ = 1.70 ζ₄ = 1.70

Pali trivellati			
	R1	R2	R3
γ _{R;base} =	1.00	1.70	1.35
γ _{R,lat;c} =	1.00	1.45	1.15
γ _{R,lat;t} =	1.00	1.60	1.25
R _{c,d} = (R _{s,tot} /γ _{R,lat;c} + R _b /γ _{R;base})/ζ ₄ =	309.78	203.29	256.23
R _{t,d} = R _{s,tot} /γ _{R,lat;t} /ζ ₄ + W _{palo} =	212.76	134.86	171.21

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE DELLA PALIFICATA

GROUP	PALO n°	COMB.	Tipo	N _{Ed} [t]	R _d [t]	F _s	tipo di verifica	coeff. rid. gruppo
-								
2100.00	1	Nc		-216.79	256.23	1.182	R3	1.00
325.00	2	Nt		32.50	171.21	5.27	R3	1.00

N < 0 compressione

N > 0 trazione

Come si può notare, tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Condizioni non drenate:

STRATIGRAFIA

Descrizione	strato	q _{sup. strato} [m]	quota base strato	H strato	γ _k [t/mc]	γ' _k [t/mc]	φ _k [°]	Cu _k [t/mq]
Strato I	1	0.00	-2.00	2	1.80	1.80		5.00
Strato II	2	-2.00	-6.00	4	2.00	2.00		11.00
Strato III	3	-6.00	inf.	inf.	2.10	2.10		25.00
quota falda	q _f =	-40.00	m.s.m.m.	(o rispetto p.c.)	falda assente			

CARATTERISTICHE DEL PALO

D =	0.80	m diametro palo	q _t =	-3.10	m.s.m.m.	(o rispetto p.c.)	quota testa palo
L _{palo} =	20.00	m lunghezza palo	q _b =	-23.10	m.s.m.m.	(o rispetto p.c.)	quota base palo
q' =	0	t/mq carico su p.c.	γ _{palo} =	0.50	t/mc	W _{palo} =	5.03 t

CALCOLO DELLA PORTANZA DEL PALO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI

γ _r =	1.00	γ _c =	1.00	γ _{cu} =	1.00	γ _φ =	1.00
------------------	------	------------------	------	-------------------	------	------------------	------

PORTATA LATERALE

strato	H strato	γ' [t/mc]	σ _v [t/mq]	As [mq]	φ [°]	μ	k	Cu [t/mq]	α	Rs [t]
1	0.00	0.00	5.80	0.00	0	0.00	0.40	5.00	0.70	0.00
2	2.90	2.00	8.70	7.29	0	0.00	0.40	11.00	0.40	32.07
3	17.10	2.10	29.56	42.98	0	0.00	0.40	25.00	0.40	429.77
										R _{s,tot} =
										461.84

PORTATA DI PUNTA

tipo terreno coerente	γ' [t/mc]	Ap [mq]	σ _{v,b} [t/mq]	terreno incoerente φ [°] N _q	terreno coerente α Cu [t/mq]	R _b [t]
	2.10	0.50	47.51	0.00 0.00	9.00 25.00	136.98

modifica
parametri
alla punta

$$\Delta\phi [^\circ] = 0 \quad \Delta Cu [t/mq] = 0 \quad 136.98$$

CAPACITA' PORTANTE DEL PALO SINGOLO

n° verticali indagate	1	fattore di correlazione	ζ ₃ =	1.70	ζ ₄ =	1.70
-----------------------------	---	----------------------------	------------------	------	------------------	------

Pali trivellati			
	R1	R2	R3
$\gamma_{R,base} =$	1.00	1.70	1.35
$\gamma_{R,lat;c} =$	1.00	1.45	1.15
$\gamma_{R,lat;t} =$	1.00	1.60	1.25
$R_{c,d} = (R_{s,tot}/\gamma_{R,lat;c} + R_b/\gamma_{R,base})/\zeta_d =$	352.25	234.76	295.92
$R_{t,d} = R_{s,tot}/\gamma_{R,lat;t}/\zeta_d + W_{palo} =$	276.70	174.82	222.36

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE DELLA PALIFICATA

GROUP	PALO n°	COMB.	Tipo	N _{Ed} [t]	R _d [t]	F _s	tipo di verifica	coeff. rid. gruppo
-2100.00	1	Enve		-216.79	295.92	1.37	R3	1.00
325.00	2	Enve		32.50	222.36	6.84	R3	1.00

N <0 compressione

N >0 trazione

Come si può notare, tutte le verifiche risultano soddisfatte.

9.5 VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO

Si riporta di seguito la verifica strutturale del palo di fondazione.

- Azione flettente massima in testa palo: 80kNm
- Azione tagliante massima in testa palo: 90 kN
- Azione assiale massima di compressione in testa palo: 2100kN
- Azione assiale massima di trazione in testa palo: -325 kN

Verifica a flessione:

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 400 [mm]
 Raggio interno: 0 [mm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 16 [mm]
 Coprifondo (batic.): 70 [mm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -325 [kN]
 M_{Ed}: 0 [kNm]
 V_{Ed}: 0 [kN]

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. ☐ S.L.U.
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Vertici: 52 N° rett: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 mm Col. modello

Materials

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 ϵ_s : 210.000 N/mm² f_{cd} : 14.17 N/mm²
 ϵ_{g/E_c} : 7 ‰ f_{cc}/f_{cd} : 1.7
 ϵ_{syd} : 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

M_{Rd}: 301.7 kN m

σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 17.26 ‰
 d: 730 mm
 x: 123.1 x/d: 0.1686
 ϕ : 0.7

Precompresso

Verifica a taglio:

Si considera come sezione resistente quella del quadrato inscritto nel palo $\Phi 800$.

TESTA PALO

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Calcestruzzo	C25/30	R_{ck} =	30	N/mm ²	f_{ck} =	25	N/mm ²
γ_c =	1.5	α_{cc} =	0.85		f_{cd} =	14.17	N/mm ²
		E_c =	31476	N/mm ²	f_{ctm} =	2.56	N/mm ²
Acciaio	B450C	E_s =	200000	N/mm ²	f_{yk} =	450	N/mm ²
γ_s =	1.15	ϵ'_{se} =	1.96		f_{yd} =	391.3	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

B =	560	mm base	n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	560	mm altezza	5	16	1005	70
c =	70	mm coprifer.	5	16	1005	500
N _{Ed} positivo di compressione					-	
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione					-	
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ 2011	mm ²

Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Flessione

Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$
SLU	Testa palo	-325.00		90.00		

Taglio

$\phi_{\text{staffe}} =$ mm $\alpha = 90$ ° inclinazione staffa
 $n_b =$ n° braccia $s =$ mm passo

Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$
SLU	Testa palo	99.60			99.60	1.11

Come si può notare, tutte le verifiche risultano soddisfatte.