

REGIONE
BASILICATA



COMUNE DI VENOSA (PZ)



Provincia
Potenza



COMUNE DI MONTEMILONE (PZ)



**PROGETTO DEFINITIVO RELATIVO ALLA REALIZZAZIONE DI UN
IMPIANTO EOLICO COSTITUITO DA 7 AEROGENERATORI E
DALLE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA R.T.N.
IMPIANTO "Bruno"- Potenza 42,7 MW Comuni di Montemilone- Venosa (PZ)**

RELAZIONE PRELIMINARE DELLE STRUTTURE

ELABORATO

A.11

PROPONENTE:

milleK

MILLEK S.R.L.

Sede Legale Via Tadino, 52

20124 Milano (MI)

P.IVA 09702620965

MAIL: info@millek.it

PEC: postmaster@pec.millek.it

MIDLEK SRL
Via Tadino 52
20124 MILANO
P.Iva 09702620965

PROGETTO E SIA:

TECH
SOCIETÀ DI INGEGNERIA &
SERVIZI PER L'INGEGNERIA

Via della Resistenza, 45 - 70125 Bari - tel. 080 3219948 - fax. 080 2020996

Il DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Orazio Tricarico



CONSULENZA:

EM./REV.	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DESCRIZIONE
0	DIC 2020	A.A. - O.T.	A.A. - O.T.	A.A. - O.T.	Progetto definitivo

A.11.a. PREMESSA	3
A.11.b. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO	8
A.11.b.1. Inquadramento territoriale	8
A.11.b.2. Inquadramento geologico ed idrogeologico.....	10
A.11.b.3. Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo.....	13
A.11.c. IPOTESI DI PROGETTO DELLA FONDAZIONE	13
A.11.d. MODELLO DI CALCOLO	15
A.11.e. NORME DI RIFERIMENTO	17
A.11.f. MATERIALI STRUTTURALI.....	17
A.11.g. ANALISI DEI CARICHI	18
A.11.g.1. Azioni derivanti dalla sovrastruttura.....	18
A.11.g.2. Peso proprio della fondazione.....	19
A.11.g.3. Peso proprio del riempimento.....	20
A.11.g.4. Azione sismica.....	21
A.11.g.5. Approcci di progetto e combinazioni di carico.....	23
A.11.h. VERIFICHE DI SICUREZZA GLOBALI.....	25
A.11.h.1. Gapping.....	26
A.11.h.2. Ribaltamento	27
A.11.h.3. Carico limite.....	27
A.11.h.4. Slittamento	32
A.11.h.5. Valutazione del modulo di reazione (Winkler)	35
A.11.h.6. Valutazione dei cedimenti.....	35
A.11.i. VERIFICHE STRUTTURALI	36



A.11.i.1. Risultati dell'analisi.....	36
A.11.i.2. Verifiche della resistenza a flessione	44
A.11.i.3. Dimensionamento delle armature superiori.....	44
A.11.i.4. Dimensionamento delle armature inferiori	45
A.11.i.5. Dimensionamento delle armature circolari superiori	47
A.11.i.6. Dimensionamento delle armature circolari inferiori.....	48
A.11.i.7. Verifica a taglio	49
A.11.i.8. Verifiche tensionali/di fessurazione.....	50



A.11.a. PREMESSA

La presente relazione ha lo scopo di illustrare i criteri adottati per il dimensionamento strutturale preliminare delle fondazioni delle torri eoliche individuate per la realizzazione del parco eolico denominato "Parco Bruno" che la società proponente Millek srl intende ubicare in agro del comune di Venosa (PZ).

Questa fase progettuale ha carattere preliminare, pertanto dovranno essere rimandati alla fase esecutiva gli aspetti più dettagliati e peculiari dell'opera. In questa fase si illustreranno le ipotesi di partenza dalle quali si è partiti per il pre-dimensionamento delle strutture fondali, nonché gli esiti delle verifiche strutturali e geotecniche.

L'intervento in oggetto, come anticipato, è finalizzato alla realizzazione di un impianto di produzione di energia elettrica tramite conversione da fonte eolica, in zone classificate agricole, non di pregio, dal vigente strumento urbanistico comunale, da ubicare nel territorio del comune di Venosa (PT).

L'area interessata dall'intervento è topograficamente ubicata nella tavoletta I.G.M., scala 1:100.000, al Foglio 133 "Cerignola" della Carta d'Italia, Serie cartografica 100 V.



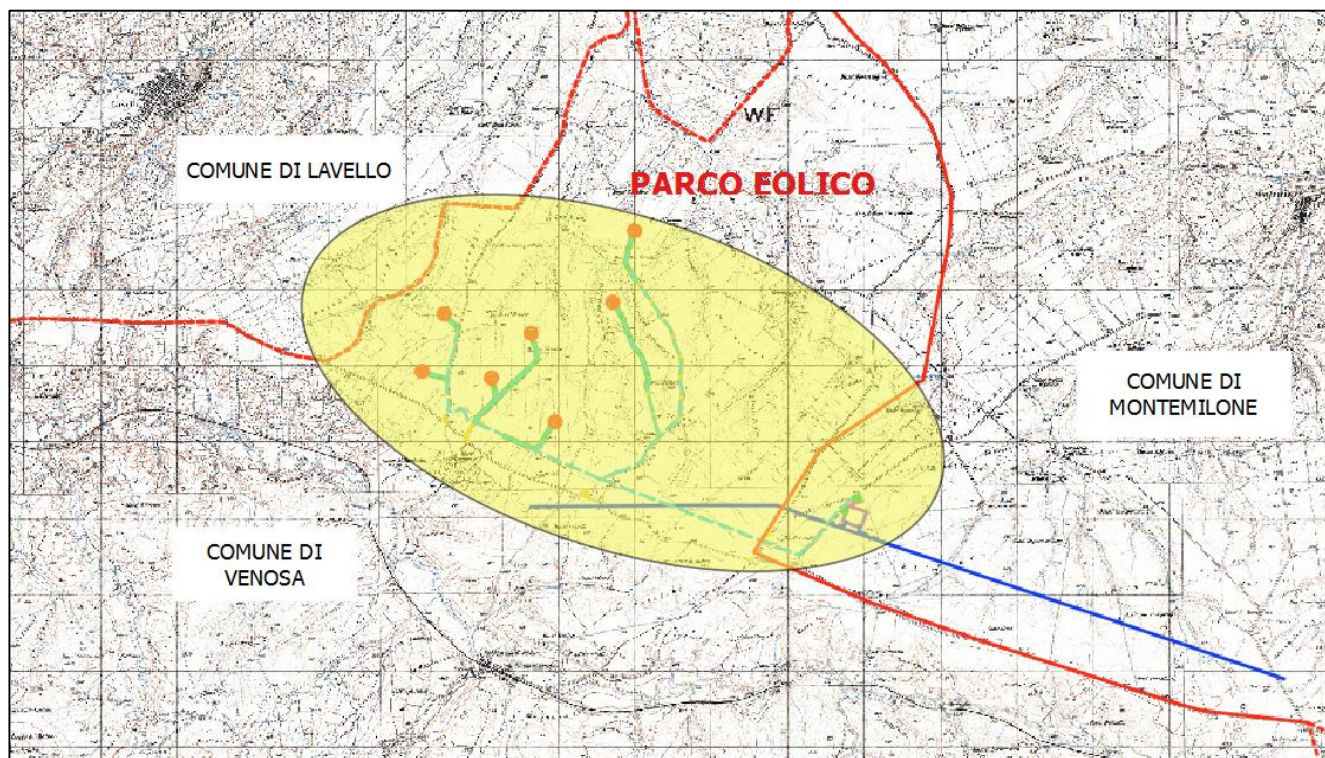


Figura 1: Inquadramento territoriale su base IGM 25.000

Il sito interessato alla realizzazione dell'impianto interessa il territorio di Venosa per quanto concerne l'ubicazione degli aerogeneratori e relative piazzole e viabilità di accesso, mentre la Stazione elettrica di trasformazione MT-AT sarà ubicata nel territorio comunale del comune di Montemilone in Basilicata.

Gli interventi per l'installazione dei singoli aerogeneratori sono analoghi per le diverse aree; pertanto, di seguito saranno descritte le tipologie standard previste in progetto.

Infine, si evidenzia che tutti gli aerogeneratori componenti il Parco Eolico in oggetto sono stati installati su aree non potenzialmente in frana, lontane da bordi di scarpata e da creste rocciose molto strette ed allungate e con pendenze naturali inferiori al 15%. Tali pendenze hanno consentito che la progettazione delle nuove strade di accesso al parco avvenisse senza la previsione di opere di un certo rilievo.

Le coordinate geografiche nel sistema UTM (WGS84; Fuso 33) ove sono posizionati gli aerogeneratori sono le seguenti:



WTG	E	N
01	572941	4542557
02	570162	4540718
03	571069	4540631
04	571902	4540056
05	570448	4541467
06	571586	4541215
07	572656	4541620

La struttura tipo dell'aerogeneratore individuato consiste in:

- una torre a struttura metallica tubolare di forma circolare, suddivisa in n. 5 tronchi da assemblarsi in cantiere. La base della torre viene ancorata alla fondazione mediante una serie di barre pre-tese (anchor cages);
- navicella, costituita da una struttura portante in acciaio e rivestita da un guscio in materiale composito (fibra di vetro in fibra epossidica), vincolata alla testa della torre tramite un cuscinetto a strisciamento che le consente di ruotare sul suo asse di imbardata contenente l'albero lento, unito direttamente al mozzo, che trasmette la potenza captata dalle pale al generatore attraverso un moltiplicatore di giri;
- un mozzo a cui sono collegate 3 pale, in materiale composito, formato da fibre di vetro in matrice epossidica, costituite da due gusci collegati ad una trave portante e con inserti di acciaio che uniscono la pala al cuscinetto e quindi al mozzo.

Di seguito si presentano le dimensioni e le caratteristiche tecniche dell'aerogeneratore tipo **SIEMENS GAMESA SG 6.0-155 122.5m**.



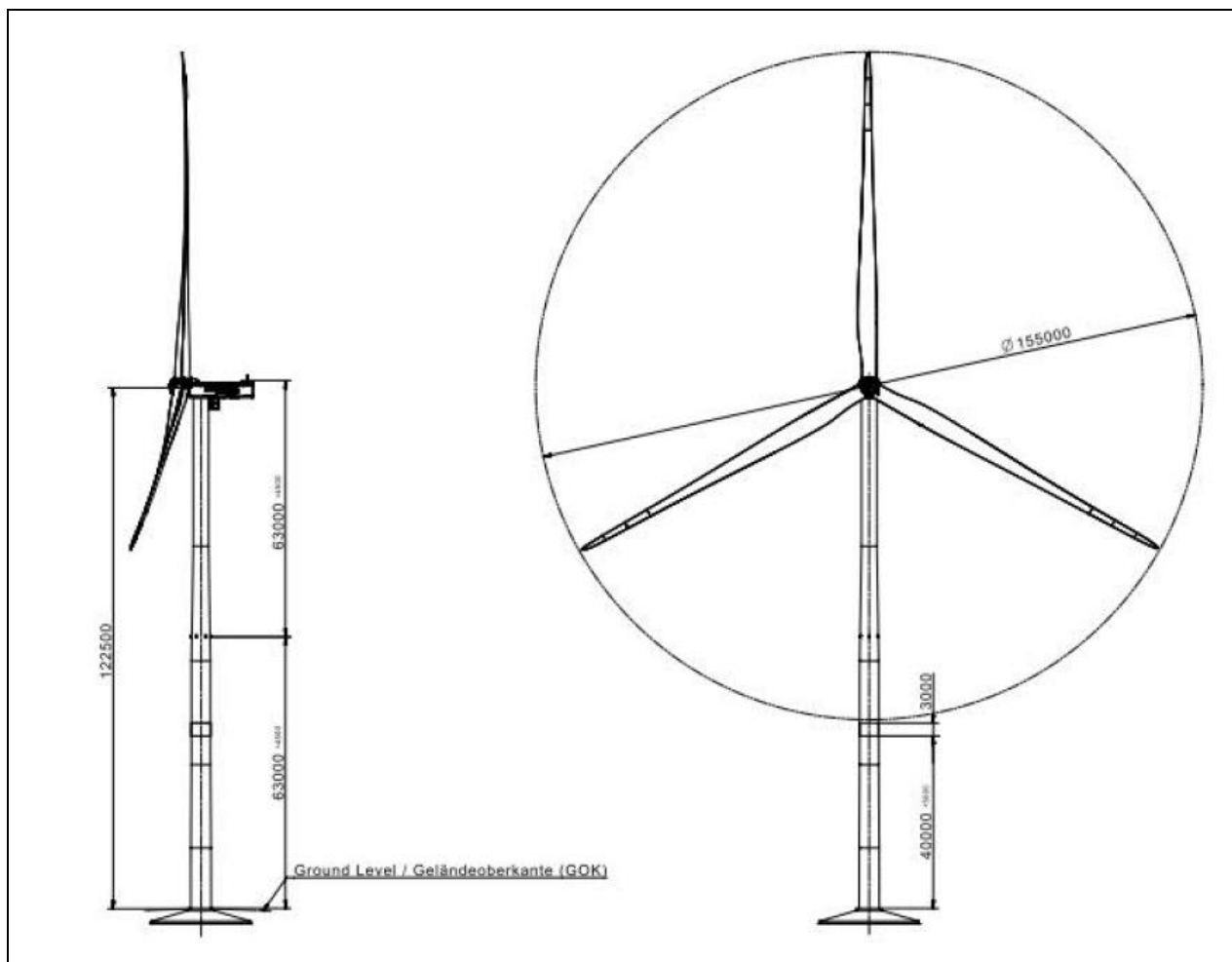


Figura 2: Tipico WTG geometrie complessive



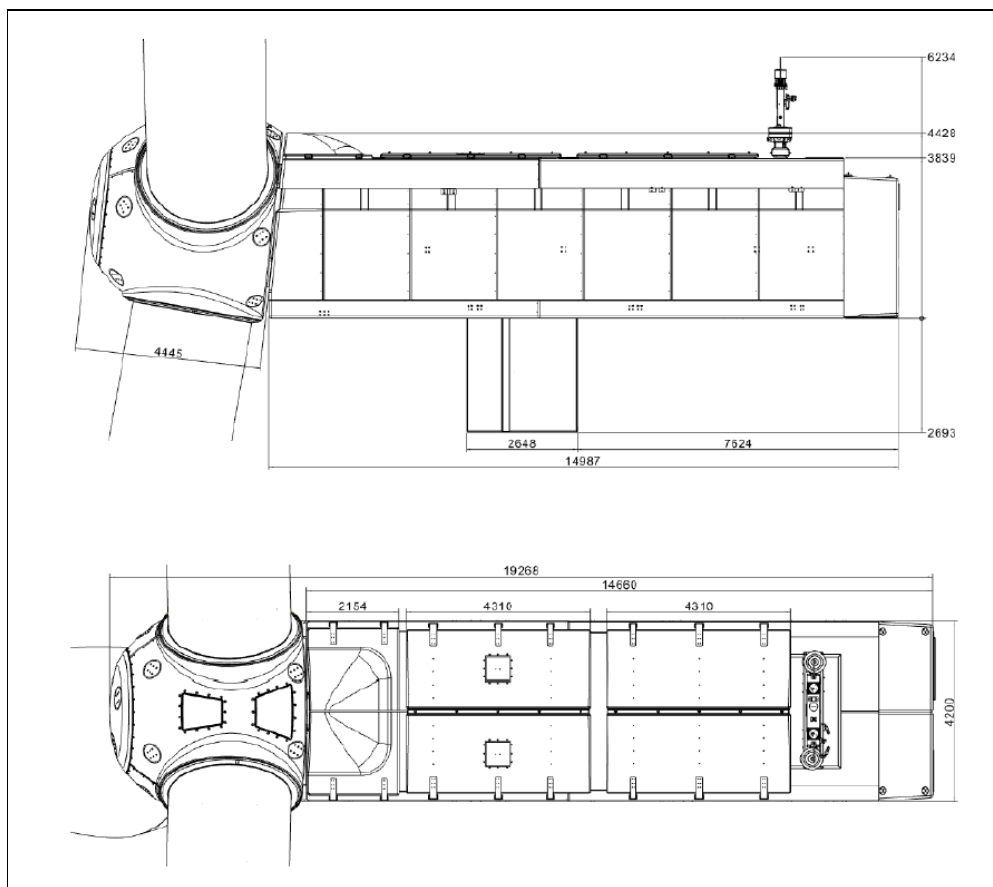


Figura 3: Tipico navicella WTG

Principali caratteristiche WTG	
Altezza mozzo	122,5 m
Diametro rotore	155 m
Lunghezza pala	76 m
Area spazzata	18,869 mq
Potenza nominale	6.0 MW/6.6 MW
Velocità vento di Cut-in	3 m/s
Velocità vento di Cut-out	27 m/s



A.11.b. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

A.11.b.1. Inquadramento territoriale

L'area di impianto si colloca a circa 5 km a nord del centro abitato di Venosa, a 8 km a ovest del centro urbano di Montemilone e a 4 km circa a sud-est del comune di Lavello; in un territorio pianeggiante con lievi ondulazioni, a quote variabili tra i 360 e i 390 m s.l.m. sul lato nord della SS 655, in corrispondenza dell'intersezione con la SP18 Ofantina e la SP Montemilone – Venosa.

Gli aerogeneratori sorgeranno in aree libere da vegetazione arborea, caratterizzate principalmente da seminativi e privi di vegetazione di pregio.

L'area in questione non presenta insediamenti abitati per cui non risulta interessata da infrastrutture rilevanti, ad eccezione delle linee elettriche AT aeree su strutture tralicciate.

Dal punto di vista urbanistico, i terreni interessati dall'installazione del parco eolico sono destinati a zone agricole, esterne agli ambiti urbani.

Le coordinate delle turbine sono indicate nella seguente tabella:

WTG	Altezza mozzo (m)	Diametro rotore (m)	Coordinata Est (m) <i>Sist. riferim. UTM WGS84</i>	Coordinata Nord (m) <i>Sist. riferim. UTM WGS84</i>	Altezza base s.l.m. (m)
01	122,5	155	572941	4542557	316
02	122,5	155	570162	4540718	353
03	122,5	155	571069	4540631	348
04	122,5	155	571902	4540056	355
05	122,5	155	570448	4541467	336
06	122,5	155	571586	4541215	328
07	122,5	155	572656	4541620	324

Le principali infrastrutture viarie esistenti in prossimità del sito sono:

- la Strada Statale SS655 "Bradonica"
- la SP77 di Santa Lucia



- la SP69 Lavello-Ofantina
- la strada Provinciale Montemilone - Venosa,
- la SP 18 Ofantina

Il sito di impianto è attraversato altresì da:

- reti elettriche AT su tralicci,
- reti elettriche MT e BT aeree su palificate
- rete di metanodotti, i cui tracciati sono segnalati dalle paline metalliche infisse su terreno
- tombinature e reti di impluvi naturali.

Il sito è raggiungibile dalla strada statale SS655 "Bradonica", che rappresenta un'importante arteria di riferimento per quella particolare area geografica del territorio nazionale.

La strada statale SS655 "Bradonica" si snoda tra la Puglia e la Basilicata per circa 122km; collega le città di Foggia e Matera con un'arteria dalle caratteristiche di strada a scorrimento veloce.



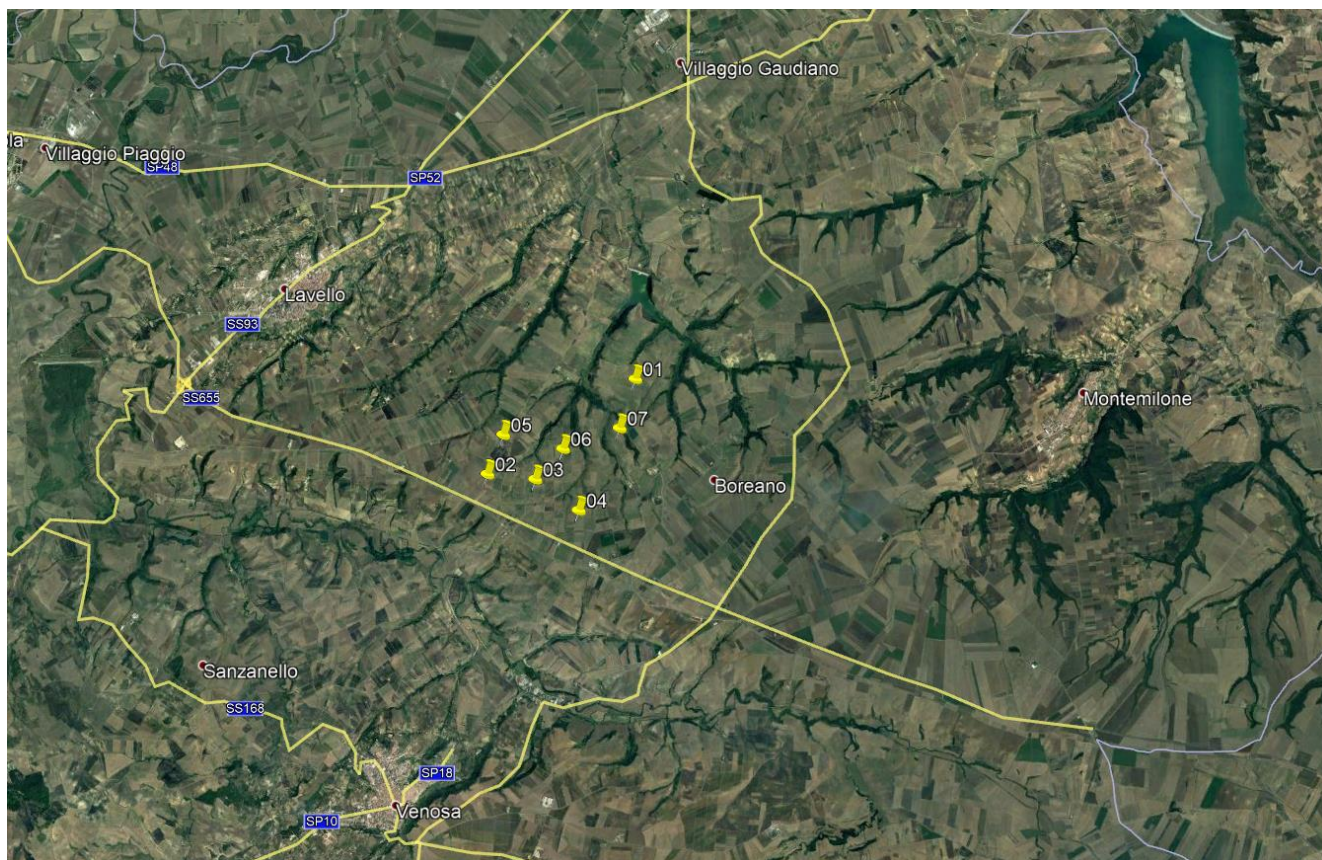


Figura 4 Viabilità di accesso all'area di intervento

A.11.b.2. Inquadramento geologico ed idrogeologico

Dal punto di vista geologico, l'area oggetto di studio ricade nel Foglio 175 "Cerignola" della Carta Geologica d'Italia (scala 1:100000), ed i depositi che vi affiorano fanno parte del ciclo deposizionale dell'Avanfossa Bradanica, serie regressiva e trasgressiva sui Calcari di Altamura e sui Flysch della Catena Appenninica.



braided). Già al di sotto di qualche decimetro dal piano campagna, affiorano essenzialmente strati massivi ben cementati con buone caratteristiche litotecniche che sono solo parzialmente compromesse dalla intercalazione, anche centimetrica, di livelli sabbiosi e/o limosi argillitici, nonché dalle discontinuità primarie e secondarie quali giunti di stratificazione e fratturazione. Il loro spessore è di qualche decina di metri. Limite inferiore marcatamente erosivo.

Litofacies Sabbiosa: costituite da alternanze di strati e livelli di sabbie calcareo- quarzose, sabbie fini, sabbie limose, e sabbie-argillose giallastre nella loro parte alterata, grigio-chiaro azzurrognole, in quella integra. Si presentano generalmente sottilmente stratificate e laminate, con laminazione parallela. A più altezze si rinvencono corpi lenticolari costituiti da microconglomerati a matrice sabbiosa, gradati e talora amalgamati, o vi si intercalano strati decimetrici di siltiti ed arenarie. Abbondanti sono le intercalazioni di resti fossiliferi carbonatici. Il loro spessore è compreso da 25 a 30 m.

I litotipi affioranti nell'area di interesse (Litofacies Conglomeratico Sabbiosa del Monte Vulture, Litofacies Conglomeratica e Litofacies Sabbiosa) sono considerati come terreni mediamente permeabili (coefficiente di permeabilità dell'ordine di $K = 10^{-4} - 10^{-5}$ m/s), in quanto, anche se contraddistinti da alta porosità primaria, risultano comunque costituiti da una granulometria assortita con grado di addensamento o di litificazione non trascurabile che tende ad aumentare con la profondità, e questo controlla l'infiltrazione nel sottosuolo.

Le acque meteoriche che raggiungono il suolo, sono ripartite tra quelle che vengono convogliate nel reticolo superficiale e quelle che si infiltrano nel sottosuolo, in funzione della permeabilità dei terreni interessati. Nel caso specifico i terreni delle formazioni sabbiose e sabbioso-conglomeratiche (complesso idrogeologico I – Terreni mediamente permeabili) garantiscono l'infiltrazione di acqua che, dalle osservazioni condotte, tende ad accumularsi in corrispondenza del contatto col substrato argilloso pressoché impermeabile, a profondità comprese tra i 50 e i 70 m dal p.c., laddove lo spessore del complesso più permeabile assume spessore massimo.



A.11.b.3. Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo

Ai fini della definizione del modello geotecnico del sottosuolo, le analisi praticate in questa fase consistono in:

Indagini geofisiche: n.01 MASW; n.02 sismiche a rifrazione in onda P;

- n.05 Prove penetrometriche statiche leggere (Cone Penetration Test);
- n.02 Sondaggi meccanici a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati da sottoporre ad analisi e prove geotecniche di laboratorio.

Sulla scorta di quanto emerso dalla campagna di indagini condotta sul sito, i parametri geotecnici medi da considerare sono:

peso di volume	$\gamma = 18.70$	kN/m ³
peso di volume saturo	$\gamma_s = 19.00$	kN/m ³
coesione efficace	$c' = 25/28$	kN/m ²
angolo d'attrito	$\varphi = 21/23$	°

Attraverso opportune correlazioni si sono, inoltre, fatte le seguenti assunzioni:

coesione non drenata	$C_u = 200$	kN/m ²
modulo di Young	$E = 20$	N/mm ²

A.11.c. IPOTESI DI PROGETTO DELLA FONDAZIONE

Le fondazione in progetto è in calcestruzzo armato, con pianta di forma circolare di diametro $D_e = 24.50$ m, a spessore variabile da un minimo di 1mt, sul bordo esterno, ad un massimo di 3mt in corrispondenza della zona centrale di attacco della parte in elevazione della torre.



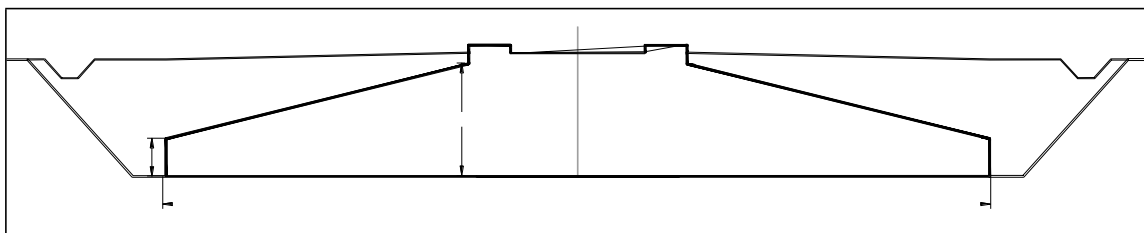


Figura 6: sezione qualitativa plinto fondazione

La base della torre è solidarizzata alla struttura fondale mediante un sistema di tirafondi (anchor cages) pre-tesi ed annegati nel getto del plinto di fondazione.

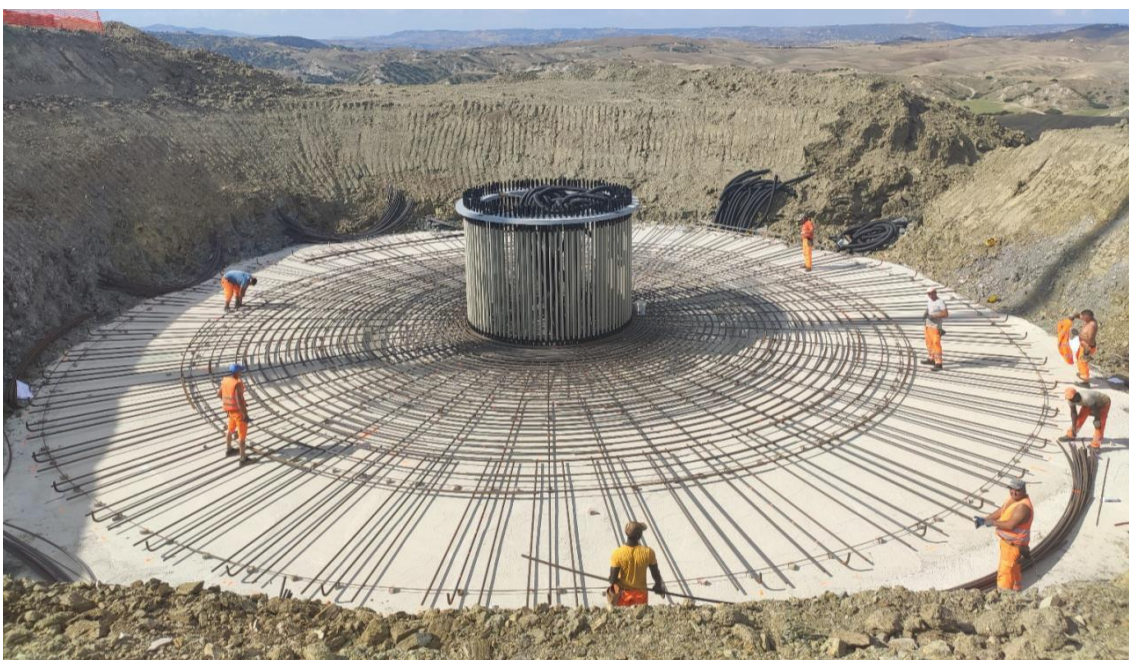


Figura 7: Posa anchor cages tipo



Figura 8: armatura plinto tipo

In questa fase progettuale si è optato per fondazioni di tipo superficiale, con piano di posa impostato a -3mt dal piano campagna.

A.11.d. MODELLO DI CALCOLO

La fondazione è stata modellata con elementi finiti tipo "shell-thick" vincolati su suolo elastico alla Winkler e bloccati in modo isostatico contro le labilità di piano. La costante di sottofondo k (di Winkler) è stata calcolata come riportato al A.11.1.3.3;

Il terreno è considerato col modello alla Winkler – molle non reagenti a trazione, pertanto le verifiche condotte sono di tipo non lineare.

I carichi provenienti dalla struttura in elevazione (F_z , F_x , F_y , M_z , M_x , M_y) vengono applicati ad un nodo centrale posto ad una quota superiore rispetto al piano medio della piastra; questo nodo è collegato, attraverso una serie di elementi rigidi, alla corona di nodi (indicati con C nella figura 9) cui corrisponde l'attacco della torre alla fondazione.



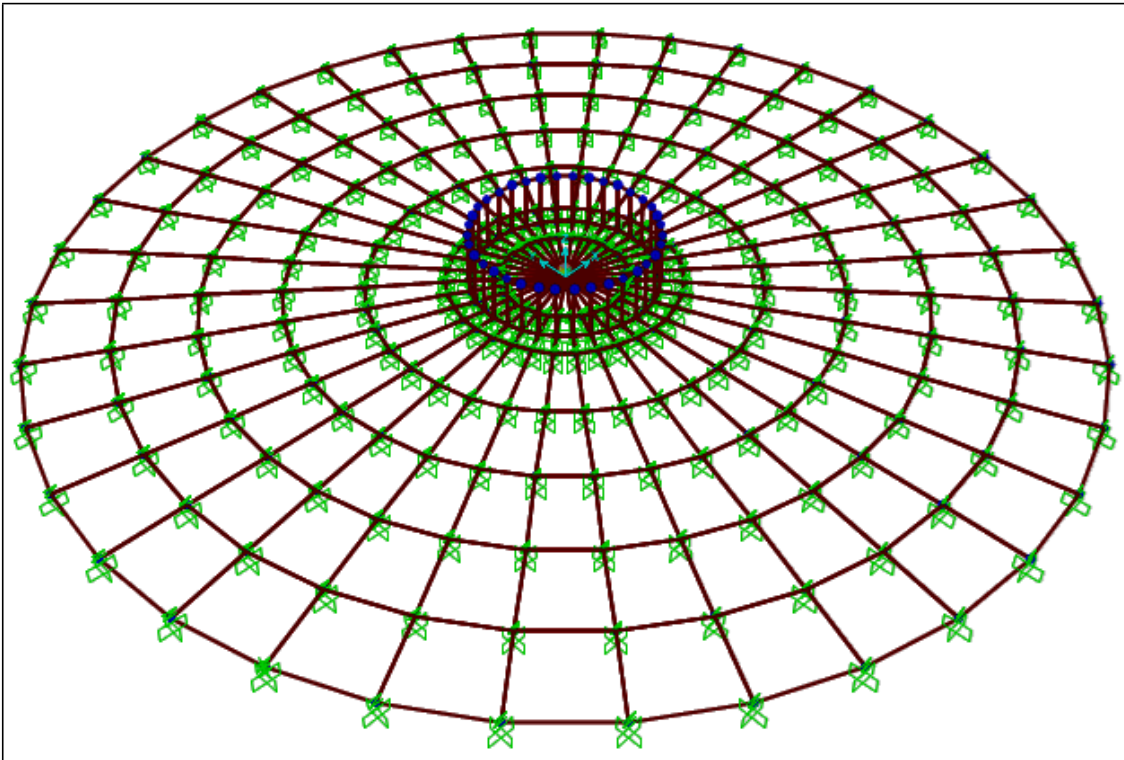


Figura 9: modello di calcolo a elementi finiti

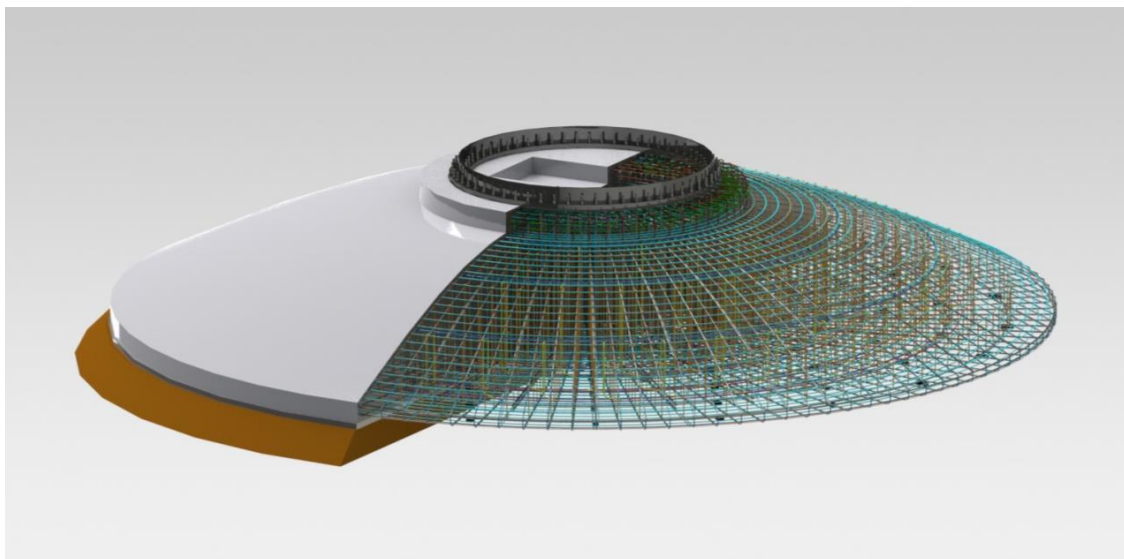


Figura 10: Modello 3d fondazione



A.11.e. NORME DI RIFERIMENTO

- DM 17/01/2018 - Nuove norme tecniche per le costruzioni
- Circ. 21 Gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP.

A.11.f. MATERIALI STRUTTURALI

CALCESTRUZZO STRUTTURALE

Classe di resistenza C28/35 ($R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$) Classe di esposizione XC2 - Prospetto 4
UNI 11104 Dosaggio di cemento $\geq 320 \text{ kg/mc}$ d'impasto Rapporto A/C $\leq 0,55$

Contenuto max di cloruri Cl 0,20%

Dimensione max inerti 25 mm

Consistenza S4

Copriferro min 50 mm

Rck	35	N/mm ²
fck	29.05	N/mm ²
γ_c	1.50	
α_{cc}	0.85	
fcd	16.46	N/mm ²
fctm	2.83	N/mm ²
fctd	1.32	N/mm ²
v1	0.50	
f'cd	8.23	N/mm ²
Ecm	32588.11	N/mm ²

ACCIAIO PER ARMATURE

Tipo	B 450 C
f _y	450.00 N/mm ²
f _t	540.00 N/mm ²
γ_s	1.15



fyd	391.30 N/mm ²
Es	210'000.00 N/mm ²
eyd	1.86
εud	67.50

A.11.g. ANALISI DEI CARICHI

I carichi considerati nel modello sono:

- 1) I carichi provenienti dalla struttura in elevazione (Fz, Fx, Fy, Mz, Mx, My);
- 2) Il peso proprio della fondazione (calcolato in automatico dal software di calcolo);
- 3) Il peso del terreno di rinterro (sovraccarico permanente).

A.11.g.1. Azioni derivanti dalla sovrastruttura

Per quanto concerne gli scarichi in fondazione derivanti dall'aerogeneratore si farà riferimento alle specifiche di seguito riportate. Si precisa che I carichi sono non fattorizzati ("excl. PLF") pertanto ad essi sono da applicare i "Partial Load Factor" riportati nella 3° colonna, e che sono in accordo con quanto riportato nella norma tabella 3 § 7.6.2.1.

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	23CoEogVra4(fam180)	1.10	Abs	125500	-698.8	1176	-4946	[2]
Mzt	22VOGHWO300(fam168)	1.10	Abs	21970	-10060	203.9	-4774	[2]
FndFr	23CoEogVra5(fam181)	1.10	Abs	125300	-536.4	1201	-4961	[2]
Fzt	22VOGHWO200(fam167)	1.10	Abs	36490	1621	367.4	-5040	[1]

Figura 11: Scarichi in fondazione – Condizioni di carico Abnormal



Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	32PREogVra11(fam242)	1.35	Abs	106000	-498.6	968.4	-4936	[1]
Mzt	21RPY8Vo1a00(fam116)	1.35	Abs	36880	-9622	343.8	-4840	[2]
FndFr	14EcdVrpa00(fam54)	1.35	Abs	98730	-1765	973.7	-4946	[2]
Fzt	12IceUHWO100(fam27)	1.35	Abs	37170	2040	379.6	-5094	[2]

Figura 12: Scarico in fondazione – Condizioni di carico Normal

Production loads							
		Char. load	Prob.:1e-2	Prob.:1e-4	Ref		
M _{res}	[kNm]	106000.00	73172.11	81799.59	[1]	[2]	[1]
M _z	[kNm]	-9622.07	-4079.72	-6879.56	[2]	[1]	[1]
F _{res}	[kN]	973.74	679.73	777.36	[2]	[2]	[2]
F _z	[kN]	-5094.38	-4979.90	-5012.99	[2]	[2]	[2]

Figura 13: Scarico in fondazione – Riepilogo delle massimi caratteristici delle componenti

Table 3 – Partial safety factors for loads γ_f

Unfavourable loads			Favourable loads
Type of design situation (see Table 2)			All design situations
Normal (N)	Abnormal (A)	Transport and erection (T)	
1,35	1,1	1,5	0,9

Figura 14: Coefficienti di combinazione previsti dalla specifica tecnica

A.11.g.2. Peso proprio della fondazione

La geometria della fondazione è di seguito definita:

Diametro del plinto di fondazione:	De	=	24.00	m
Diametro esterno del piedistallo:	Di	=	5.50	m
Diametro interno del piedistallo:	Dint	=	3.00	m
Altezza minima plinto (al bordo):	Hedge	=	1.50	m
Altezza massima plinto (al centro):	Hslab	=	3.30	m



Altezza massima plinto + piedistallo:	H	=	3.60	m
Scalino esterno del piedistallo:	H - Hslab	=	0.30	m
Scalino interno del piedistallo:	H _{int}	=	0.20	m
Pendenza estradosso soletta:	α	=	19.46	%
Pendenza profilo terreno:	δ	=	2.00	%
Ricoprimento minimo:	H _{backfill,min}	=	0.30	m

I volume del plinto è di 1.032,19 m³ pertanto il peso è pari a 25.804,75 kN.

A.11.g.3. Peso proprio del riempimento

È previsto un rinterro al di sopra e a fianco del plinto di fondazione, da realizzarsi con materiale drenante di buone caratteristiche meccaniche. Si assume, in sede di analisi, un peso di volume pari a 17.5 kN/m³, e si assegna questo peso come pressione verticale variabile applicata sugli elementi shell che modellano il plinto, secondo quanto riportato nella successiva tabella.

Raggio interno [m]	Raggio esterno [m]	H = spessore riempim. [m]	q _{riempim.} [kN/m ²]
2.750	4.600	0.62	8.31
4.600	6.450	0.95	13.89
6.450	8.300	1.27	19.50
8.300	10.150	1.59	25.13
10.150	12.000	1.92	30.76

Figura 15: carichi dovuti al riempimento



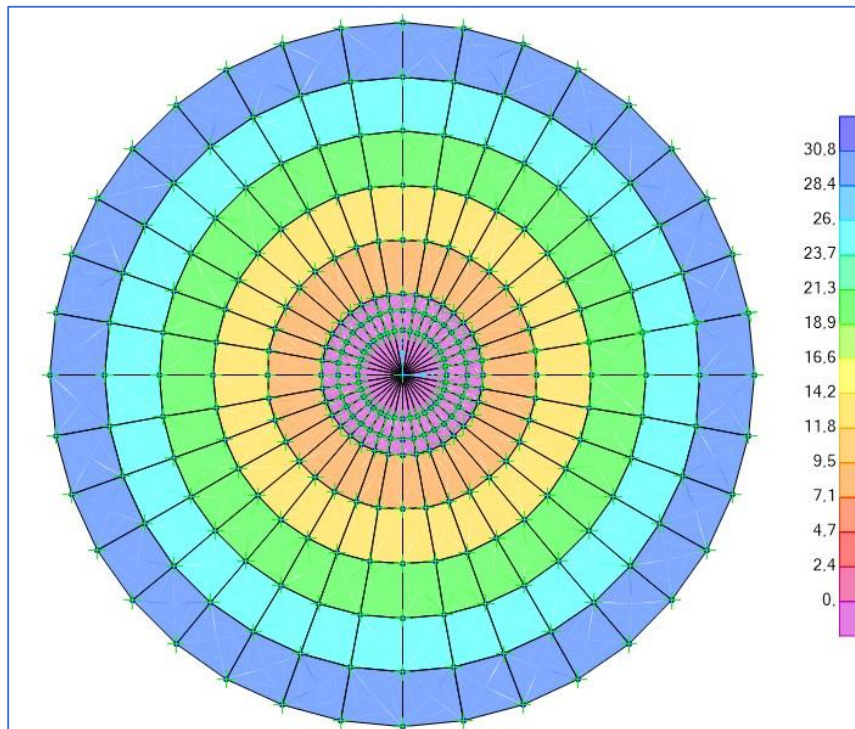


Figura 16: Distribuzione delle pressioni dovute al riempimento sul plinto

Il peso totale del riempimento è pari a 9.574 kN.

A.11.g.4. Azione sismica

Dal punto di vista sismico l'area in oggetto è classificata come zona sismica 2 (O.P.C.M. 3274/'03).

Si riportano le seguenti ipotesi di caratterizzazione sismica del sito e dell'opera in oggetto:

Zona sismica	Zona 2
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV
C_u	2,0
Periodo di riferimento per l'azione sismica – $V_R = V_N * C_u$	100 anni
Categoria suolo di fondazione	C
Categoria topografica	T1 ($i < 15^\circ$)

In funzione dei dati sopra riportati si calcolano i parametri utili alla costruzione dello spettro elastico di progetto:



Stati limite		P_{VR}	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_o [-]	T_c^* [s]
Stati limite di esercizio	SLO	81%	30	0,037g	2,420	0,278
	SLD	63%	35	0,039g	2,423	0,289
Stati limite ultimi	SLV	10%	332	0,085g	2,635	0,429
	SLC	5%	682	0,104g	2,729	0,456

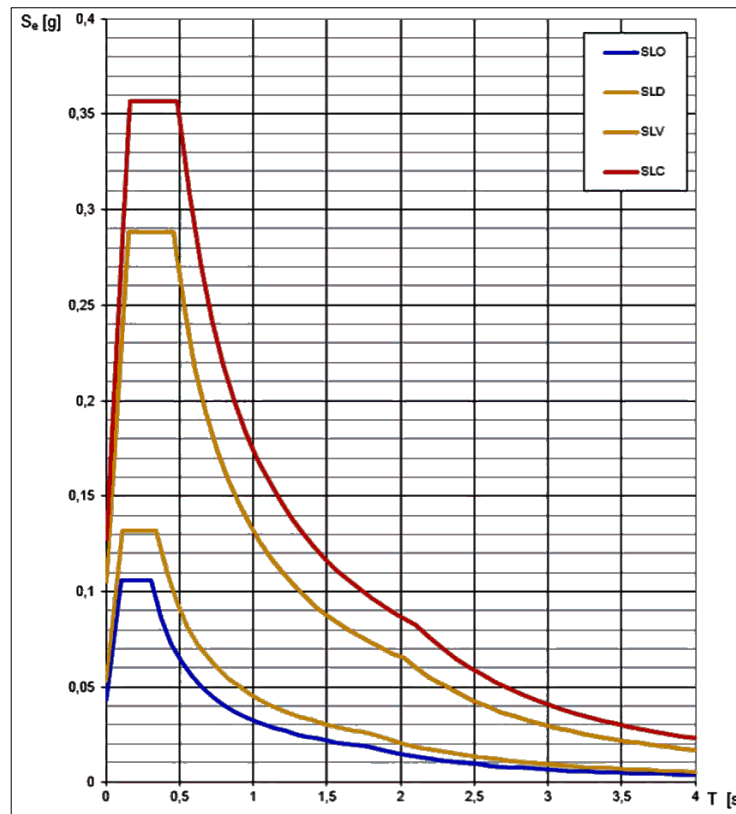


Figura 17: Spettri elastici di progetto

In linea generale nelle strutture eoliche l'azione orizzontale prevalente è quella dovuta ai venti, pertanto, a meno di valutazioni più specifiche, l'azione sismica è trascurabile in questo tipo di analisi.

Ai fini della presente relazione si fa riferimento a scenari di progetto non sismici, assumendo come carichi dimensionanti quelli calcolati con le simulazioni di cui al § 6.3 - scenari di progetto non sismici previsti dalla norma, condizioni di carico di tipo Normal/Abnormal.



A.11.g.5. Approcci di progetto e combinazioni di carico

Per le verifiche geotecniche si fa riferimento all'approccio 2, in accordo la combinazione A1+M1+R3 e le tabelle seguenti:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Nella logica del metodo degli Stati Limite ogni azione è stata classificata in base al tipo di "sorgente" e al tipo di carico. Ciò anche nell'ottica di operare una corretta applicazione della norma [5], specifica per gli aerogeneratori, assieme con i criteri di progettazione previsti dalla norma [1] valida per tutte le costruzioni civili ed industriali.

AZIONE	TIPO DI CARICO	NORMA DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTI PARZIALI γ_F	
			STR-GEO	EQU
Peso proprio fondazione	Permanente fondazione	[1]	1,00 / 1,30	0,90
Peso terreno riempimento	Permanente fondazione	[1]	0,80 / 1,50	0,80
Peso aerogeneratore [Fzt]	Permanente aerogener.	[5]	0,90 / 1,10 1,35	0,90
Vento aerogen. [FndFr]	Variabile aerogeneratore	[5]	/ 1,10 1,35	/ 1,10 1,35

Figura 18: Possibili valori dei coefficienti parziali delle azioni adottati nel presente progetto



Nella tabella a seguire si riporta l'elenco completo delle combinazioni di carico adottate nelle verifiche della fondazione dell'aerogeneratore in oggetto. Le ultime 6 colonne "N","V","M" indicano: "N" – carichi permanenti dell'aerogeneratore (indicati con F_{zi} in tabella 8 e tabella 9)

"V","M" – azione derivante dal vento agente sull'aerogeneratore, valutata secondo [5]

Il pedice "Nor" oppure "Abn" identifica il tipo di combinazione in accordo con [5].

Combinazione	Peso proprio fondazione	Peso del terreno di riempimento	Componenti dello scarico derivante dall'aerogeneratore					
			NNor	NAbn	VNor	VAbn	MNor	MAbn
1 Normal SLU1	1,30	1,50	1,35		1,35		1,35	
2 Normal SLU2	1,00	1,00	0,90		1,35		1,35	
3 Abnormal 1.10	1,30	1,50		1,10		1,10		1,10
4 Abnormal 0.90	1,00	1,00		0,90		1,10		1,10
5 Normal EQU	0,90	0,00	0,90		1,35		1,35	
6 Abnormal EQU	0,90	0,00		0,90		1,10		1,10
7 Normal	1,00	1,00	1,00		1,00		1,00	
8 Abnormal	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00
9 Quasi permanente	1,00	1,00	1,00		1,00		1,00	

Figura 19: Coefficienti parziali delle azioni utilizzati ai fini del presente progetto

Come si può notare, in queste combinazioni (che, come si è detto, sono state analizzate in assumendo la non linearità del modello) le prime 4 sono riconducibili a stati limite ultimi e, pertanto, sono state adottate per le verifiche di resistenza STR/GEO. Anche la 5 – 6 sono riconducibili a stati limite ultimi, ma di tipo EQU, pertanto sono state utilizzate unicamente nelle verifiche a ribaltamento.

Nella combinazione 7 gli scarichi N_{Nor} , V_{Nor} e M_{Nor} si riferiscono ai valori riportati in tabella 10 (valori caratteristici), pertanto la combinazione 7 è stata adottata per la valutazione delle tensioni (SLE R) su calcestruzzo e armatura, oltre che per la valutazione dei cedimenti di fondazione.

L'assenza di dati relativi all'azione del vento con tempo di ritorno tipici dei valori frequenti/quasi permanenti costituisce un limite in questa fase di progettazione, non permettendo di condurre le verifiche di fessurazione rispetto a valori plausibili delle sollecitazioni in fondazione. Queste verifiche sono, pertanto, state condotte assumendo i momenti flettenti della combinazione rara (n. 7, peraltro coincidente con la 8 per quanto detto). Per lo stesso motivo, le verifiche di gapping (di



cui al 6.2) saranno condotte per le combinazioni 7, 8 e 9, assumendo per la combinazione quasi permanente gli stessi valori di scarico della 7.

Nella tabelle a seguire si riporta un riepilogo dei fattori parziali, dei coefficienti e fattori di sicurezza.

Verifica		Tipo di combinazione				Coefficienti parziali delle azioni γ ?				
						Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
GEO (abnormal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 2	1.00	1.00	0.90	1.10	1.10	
	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 1	1.30	1.50	1.10	1.10	1.10	
	Scorrimento	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 2	1.00	1.00	0.90	1.10	1.10	
GEO (normal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	1.00	1.00	0.90	1.35	1.35	
	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	1.30	1.50	1.35	1.35	1.35	
	Scorrimento	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	1.00	1.00	0.90	1.35	1.35	
EQU	Ribaltamento	IEC	normal case	Normal EQU	0.90	0.00	0.90	1.35	1.35	
		IEC	abnormal case	Abnorm.EQU	0.90	0.00	0.90	1.10	1.10	
	Gapping	IEC	normal case	Normal	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		IEC	abnormal case	Abnormal	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	

Verifica		Tipo di combinazione				Coefficiente materiale (terreno) γ ?			γ ?	F.S.
						$\tan(\varphi')$	c'	C_u		
GEO (abnormal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 2	1.00	1.00	1.00	2.30	3.11	
	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 1	1.00	1.00	1.00	2.30	-	
	Scorrimento	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 2	1.00	1.00	1.00	1.10	2.77	
GEO (normal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	1.00	1.00	1.00	2.30	2.91	
	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	1.00	1.00	1.00	2.30	3.01	
	Scorrimento	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	1.00	1.00	1.00	1.10	2.37	
EQU	Ribaltamento	IEC	normal case	Normal EQU					2.25	
		IEC	abnormal case	Abnorm.EQU					2.33	
	Gapping	IEC	normal case	Normal					1.11	
		IEC	abnormal case	Abnormal					2.19	

A.11.h. VERIFICHE DI SICUREZZA GLOBALI

Le verifiche riguardanti la sicurezza degli elementi strutturali sono state eseguite in accordo con il metodo degli stati limite di cui ai cap. 2, 4 e 6 di [1], tenendo conto delle ulteriori richieste prestazionali previste nella normativa di settore [5].

Le verifiche espone nel seguito si fondano sui dati di calcolo forniti dal progettista della parte in elevazione, e che sono riassunti nelle successive tabelle (§ 6.3).

Sono state condotte le verifiche seguenti:



- 1) verifiche globali di ribaltamento
- 2) verifiche globali di gapping (parzializzazione delle pressioni sul piano di appoggio)
- 3) verifiche geotecniche di resistenza a slittamento e carico limite
- 4) valutazioni dei cedimenti massimi assoluti e differenziali
- 5) valutazione della costante di Winkler
- 6) verifiche di resistenza a flessione / taglio della piastra di fondazione
- 7) verifiche a fessurazione della piastra di fondazione.

A.11.h.1. Gapping

La verifica di GAPPING è condotta assumendo che in combinazione 9 (quasi permanente, che nel nostro caso, coincide con la Normal) si abbia un'impronta sul terreno pari al 100 % della sagoma del plinto. Per le combinazioni 7 e 8 si assume, invece, che l'impronta possa ridursi fino al 50% della sagoma del plinto. Per garantire il 100% di sezione reagente occorre che la risultante abbia un'eccentricità massima e non superiore a $0,125 D$ - essendo D pari al diametro del plinto - mentre per garantire che la porzione compressa sia non inferiore al 50% dell'area di base del plinto occorre limitare l'eccentricità a $0,294 D$. Di seguito si riportano le verifiche di gapping rispetto alla combinazione Q_p , Normal e Abnormal tutte non fattorizzate.

	TOWERBOTTOM			FOUNDATIONBOTTOM		
	CHARACTERISTIC VALUES					
	Q.p.	Normal	Abnormal FC = 1	Q.p.	Normal	Abnormal FC = 1
Fz	5'094.00	5'094.00	5'040.00	40'472.32	40'472.32	40'418.32
Fxy	973.00	973.00	1'201.00	973.00	973.00	1'201.00
Mxy	106'000.00	106'000.00	125'500.00	109'823.89	109'823.89	130'219.93
	DESIGN VALUES (FACTORED)					
Fz	5'094.00	5'094.00	5'040.00	40'472.32	40'472.32	40'418.32
Fxy	973.00	973.00	1'201.00	973.00	973.00	1'201.00
Mxy	106'000.00	106'000.00	125'500.00	109'823.89	109'823.89	130'219.93

Figura 20: Analisi scarichi in fondazione – Tower bottom (= estradosso) e Foundation bottom (intradosso plinto)



		QP	Normal	Abnormal
Eccentricity	e [m] =	2.71	2.71	3.22
	(e / D) =	0.113	0.113	0.134
	(e / D) max	0.125	0.294	0.294
Check	FS =	1.1056	2.600	2.190

Figura 21: Verifica di Gapping

A.11.h.2. Ribaltamento

La verifica a ribaltamento è dettagliata nelle seguenti tabelle.

	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal EQU	0.90	0.00	0.90	1.35	1.35
Abnor. EQU	0.90	0.00	0.90	1.10	1.10

Figura 22: Coefficienti di combinazione per la verifica a ribaltamento

	Normal EQU	Abnor. EQU
Mo (overturning) [kNm]	148'262.25	143'241.92
Ms (stabilizing) [kNm]	333'706.47	333'123.27
FS = Ms / Mo	2.251	2.326

Figura 23: Verifica a ribaltamento

A.11.h.3. Carico limite

Le verifiche a carico limite, per condizioni drenate e non drenate, sono dettagliate nelle successive tabelle. Si è adottato il metodo di verifica di cui all'appendice D di [4].

SCARICHI DI PROGETTO PER VERIFICHE DI PORTANZA

	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal SLU2	1.00	1.00	0.90	1.35	1.35
Normal SLU1	1.30	1.50	1.35	1.35	1.35
Abnormal 2	1.00	1.00	0.90	1.10	1.10
Abnormal 1	1.30	1.50	1.10	1.10	1.10

	TOWER BOTTOM				FOUNDATION BOTTOM			
	Normal SLU		Abnormal SLU		Normal SLU		Abnormal SLU	
Fz	4'584.60	6'876.90	4'536.00	5'544.00	39'962.92	54'783.44	39'914.32	53'450.54
Fxy	1'313.55	1'313.55	1'321.10	1'321.10	1'313.55	1'313.55	1'321.10	1'321.10
Mxy	143'100.00	143'100.00	138'050.00	138'050.00	148'262.25	148'262.25	143'241.92	143'241.92

Figura 24: Analisi scarichi in fondazione



VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK

Soil unit weight	γ		18.70	kPa
Backfilling unit weight	γ^*		17.50	kPa
Friction angle	φ'		22.0°	
Effective cohesion	c'		25.00	kPa
Undrained cohesion	C_u		200	kPa
Design bending moment	M_{xy}		143'242	kNm
Design torque moment	M_z		12'172.60	kNm
Design vertical load	F_z		39'914	kN
Design tangential load	H		1'321	kN
Radius	R		12.00	m
Depth of foundation	D			m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z	3.59	m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$	16.82	m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$		
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$	282.73	m ²
Effective length	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$	19.62	m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$	14.41	m
Horizontal force	H'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$	3'053.40	kN
Inclination of foundation	η		0.0°	
N_c	N_c	$(7.82 - 1) / \tan(22.0^\circ) =$	16.883	
N_q	N_q	$\gamma * (1 + \tan^2(\varphi')) * (1 + \tan(\varphi'))$		
N_γ	N_γ	$2 * (7.82 - 1) * \tan(22.0^\circ) =$	5.512	
Shape factor	s_c	$(1.28 * 7.82 - 1) / (7.82 - 1) =$	1.316	
Shape factor	s_q	$(1 + \tan^2(\varphi')) * (1 + \tan(\varphi'))$		
Shape factor	s_γ	$1 - 0.3 * 14.41 / 19.62 =$	0.780	
Load inclination factor	i_c	$0.92 - (1 - 0.92)/(16.88 - 1) =$	0.912	
Load inclination factor	i_q	$(1 - 3163.4 / (39914 + 282.73 * 25.0) \tan(22.0^\circ))^{1.5} =$	0.917	
Load inclination factor	i_γ	$(1 - 3163.4 / (39914 + 282.73 * 25.0) \tan(22.0^\circ))^{1.5} * (1.58 - 1) =$	0.869	
Found. inclination fact.	b_c	$1.0 - (1 - 1.0)/(16.88 * \tan(22.0^\circ)) =$	1.000	
Found. inclination fact.	b_q	$(1 - \text{rad}(0.0^\circ) * \tan(22.0^\circ))^2 =$	1.000	
Found. inclination fact.	b_γ	$1.0 =$	1.000	



Progetto per la realizzazione di un impianto eolico costituito da 7 turbine e relative opere di connessione da realizzarsi nei comuni di Venosa e Montemilone (PZ)

Backfill pressure	q'	$17.5 * 0.0 =$	0.00 kPa
Component c		$25.0 * 16.88 * 1.32 * 0.91 * 1.0 =$	506.516 kPa
Component q		$0.0 * 7.82 * 1.28 * 0.92 * 1.0 =$	0.000 kPa
Component γ		$18.7 * 14.41/2 * 5.51 * 0.78 * 0.87 * 1.0 =$	502.971 kPa
Resistance factor	γ_R		2.300
Design bearing capacity	q_{rd}	$(506.52 + 0.0 + 502.97)/2.3 =$	439 kPa
Design pressure	q_{sd}	$39'914.32 / 282.73 =$	141 kPa
Bearing check	FS	$438.91 / 141.17 =$	3.109 > 1 OK

Figura 25: Verifica a carico limite in condizioni drenate – Combinazione Abnormal 2 (4)



VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK

Soil unit weight	γ		18.70	kPa
Backfilling unit weight	γ^*		17.50	kPa
Friction angle ϕ'		22.0°		
Effective cohesion	c'		25.00	kPa
Undrained cohesion	C_u		200	kPa
Design bending moment	M_{xy}		148'262	kNm
Design torque moment	M_z		17'536.10	kNm
Design vertical load	F_z		39'963	kN
Design tangential load	H		1'314	kN
Radius R		12.00	m	
Depth of foundation	D			m
Eccentricity e	M_{xy}/F_z	3.71	m	
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$		16.58 m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$	22.82	m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$	277.19	m ²
Effective length	L_{eff}		$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$	19.53 m
Effective width B_{eff}		$L_{eff}*B_e/L_e$		14.19 m
Horizontal force H'		$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$		4'020.07 kN
Inclination of foundation	η			0.0°
N_c	N_c	$(7.82 - 1) / \tan(22.0^\circ) =$	16.883	
N_q	N_q	$\gamma \cdot D \cdot (1 + \tan^2 \phi) \cdot \tan \phi$		
N_γ	N_γ	$2 * (7.82 - 1) * \tan(22.0^\circ) =$	5.512	
Shape factor s_c		$(1.27 * 7.82 - 1) / (7.82 - 1) =$		1.312
Shape factor s_q		$1 + \frac{0.1 \cdot B_e}{D} \cdot \tan \phi$		
Shape factor s_γ		$1 - 0.3 * 14.19 / 19.53 =$	0.782	
Load inclination factor	i_c		$0.89 - (1 - 0.89)/(16.88 - 1) =$	0.884
Load inclination factor	i_q	$(1 - 4'020.07 / (39'963 + 277.19 * 25.0) \cdot \tan(22.0^\circ))^{1.5} =$		0.891
Load inclination factor	i_γ	$(1 - 4'020.07 / (39'963 + 277.19 * 25.0) \cdot \tan(22.0^\circ))^{1.5} =$		0.828
Found. inclination fact.	i_b		$1.0 - (1 - 1.0)/(16.88 * \tan(22.0^\circ)) =$	1.000



Found. inclination fact.	b_q	$(1 - \tan(0.0^\circ) * \tan(22.0^\circ))^2 =$	1.000
Found. inclination fact.	b_γ	1.0 =	1.000
Backfill pressure q'	$17.5 * 0.0 =$	0.00	kPa
Component c	$25.0 * 16.88 * 1.31 * 0.88 * 1.0 =$	489.683	kPa
Component q	$0.0 * 7.82 * 1.27 * 0.89 * 1.0 =$	0.000	kPa
Component γ	$18.7 * 14.19/2 * 5.51 * 0.78 * 0.83 * 1.0 =$	473.785	kPa
Resistance factor	γ_R		2.300
Design bearing capacity	q_{rd}	$(489.68 + 0.0 + 473.79)/2.3 =$	419 kPa
Design pressure q_{sd}	$39962.92 / 277.19 =$	144	kPa
Bearing check	FS	$418.9 / 144.17 =$	2.906 > 1 OK

Figura 26: Verifica a carico limite in condizioni drenate – Combinazione Normal SLU 2

VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK

Soil unit weight	γ		18.70	kPa
Backfilling unit weight	γ^*		17.50	kPa
Friction angle	φ'		22.0°	
Effective cohesion	c'		25.00	kPa
Undrained cohesion	C_u		200	kPa
Design bending moment	M_{xy}		148'262	kNm
Design torque moment	M_z		17'536.10	kNm
Design vertical load	F_z		54'783	kN
Design tangential load	H		1'314	kN
Radius	R		12.00	m
Depth of doudnation	D			m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z	2.71	m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$	18.59	m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$	23.38	m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$	323.60	m ²
Effective lenght	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$	20.18	m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$	16.04	m
Horizontal force	H'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$	3'917.14	kN
Inclination of foundation	η		0.0°	
N_c	N_c	$2 + \pi =$	5.142	
N_q	N_q	1 =	1.000	
N_γ	N_γ	0 =	0.000	



Shape factor	sc	$1 + 0.2 * (16.04 / 20.18) =$	1.159	
Shape factor	sq	$1 =$	1.000	
Shape factor	sy	$1 =$	1.000	
Load inclination factor	ic	$1/2 * [1 + \sqrt{(1 - 3'917.14 / 323.6 / 200.0)}] =$	0.985	
Load inclination factor	iq	$1 =$	1.000	
Load inclination factor	iy	$1 =$	1.000	
Found. inclination fact.	bc	$1 - 2 * \text{rad}(0.0^\circ) / (2 + \pi) =$	1.000	
Found. inclination fact.	bq	$1 =$	1.000	
Found. inclination fact.	by	$1 =$	1.000	
Backfill pressure	q'	$17.5 * 0.0 =$	0.00	kPa
Component c		$200.0 * 5.14 * 1.16 * 0.98 * 1.0 =$	1'173.496	kPa
Component q		$0.0 * 1.0 * 1.0 * 1.0 * 1.0 =$	0.000	kPa
Component γ		$18.7 * 16.04/2 * 0.0 * 1.0 * 1.0 * 1.0 =$	0.000	kPa
Resistance factor	γ_R		2.300	
Design bearing capacity	q _{rd}	$(1'173.5 + 0.0 + 0.0)/2.3 =$	510	kPa
Design pressure	q _{sd}	$54'783.44 / 323.6 =$	169	kPa
Bearing check	FS	$510.22 / 169.3 =$	3.014	> 1 OK

Figura 27: Verifica a carico limite in condizioni non drenate – Combinazione Normal SLU 1

A.11.h.4. Slittamento

Di seguito di dettaglia la verifica a slittamento.

	DEAD	BACKFILL	Fz	H	M
Normal SLU2	1.00	1.00	0.90	1.35	1.35
Abnormal 2	1.00	1.00	0.90	1.10	1.10

	TOWER BOTTOM		FOUNDATION BOTTOM	
	Normal SLU2	Abnormal 2	Normal SLU2	Abnormal 2
Fz	4'584.60	4'536.00	39'962.92	39'914.32
Fxy	1'313.55	1'321.10	1'313.55	1'321.10
Mxy	143'100.00	138'050.00	148'262.25	143'241.92

Figura 28: Analisi scarichi in fondazione



SLIDING CHECK

Soil unit weight	γ		18.70	kPa
Backfilling unit weight	γ^*		17.50	kPa
Undrained cohesion	C_u		200	kPa
Design bending moment	M_{xy}		143'242	kNm
Design torque moment	M_z		14'288.67	kNm
Design vertical load	F_z		39'914	kN
Design tangential load	H		1'321	kN
Radius	R		12.00	m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z	3.59	m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$	16.82	m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$	22.90	m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$	282.73	m ²
Effective length	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$	19.62	m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$	14.41	m
Horizontal force	H'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$	3'423.10	kN
Friction angle	ϕ'		22.0°	
Struct.-ground friction	δ'	$2/3 * 22° =$	14.7°	
Undrained adhesion	C_a		200	kPa
Resistance factor	γ_R		1.100	
Design sliding resist.	R_d	$F_z \tan(\delta) / \gamma^? =$	9'497	kN
Sliding check	FS	$9'496.83 / 3'423.1 =$	2.774	> 1 OK

Figura 29: Verifica a slittamento – Combinazione Abnormal SLU 2



SLIDING CHECK

Soil unit weight	γ		18.70	kPa
Backfilling unit weight	γ^*		17.50	kPa
Undrained cohesion	C_u		200	kPa
Design bending moment	M_{xy}		148'262	kNm
Design torque moment	M_z		17'536.10	kNm
Design vertical load	F_z		39'963	kN
Design tangential load	H		1'314	kN
Radius	R		12.00	m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z	3.71	m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$	16.58	m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$	22.82	m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$	277.19	m ²
Effective lenght	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$		
19.53 m				
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$	14.19	m
Horizontal force	H'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$	4'020.07	kN
Friction angle	ϕ'		22.0°	
Struct.-ground friction	δ'	$2/3 * 22° =$	14.7°	
Undrained adhesion	C_a		200	kPa
Resistance factor	γ_R		1.100	
Design sliding resist.	R_d	$F_z \tan(\delta) / \gamma?$	9'508	kN
Sliding check	FS	$9'508.39 / 4'020.07 =$	2.365	> 1 OK




Figura 30: Verifica a slittamento – Combinazione Normal SLU 2



A.11.h.5. Valutazione del modulo di reazione (Winkler)

VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE SOTTOFONDO (WINKLER)

n. stratigraphy 1

-  on stratum over bedrock
-  on stratum over half-space
-  embedded in stratum over bedrock

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Static shear modulus	G		7.69 N/mm ²
Static Young modulus	E		20.00 N/mm ²
Poisson ratio	v		0.30 -
Foundation radius	R		12.00 m
Thickness of layer	H		120.00 m
	α_r	(for circular rigid foundation)	-
Winkler modulus	K _w	$\frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R}{H}\right) \frac{1}{\pi R^2}$	1'315.21 kN/m ³

Figura 31: Valutazione della costante di Winkler

A.11.h.6. Valutazione dei cedimenti

Il cedimento medio in combinazione SLE Rara (Normal) si assume pari al rapporto tra la pressione media e la costante di Winkler di ui al punto precedente.

La pressione media, sulla base dell'analisi di carichi esposta ai punti precedenti, vale

$$Q_{\text{MEDIA,SLE}} = 40472 / (3,1416 * 12^2) = 89 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Cedimento elastico medio atteso} = 100 * 80 / 1315 \approx 6 \text{ cm.}$$

Il cedimento differenziale massimo atteso, sempre in combinazione rara, secondo la formulazione di Bowles:



Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Poisson ratio	ν		
Static Young modulus	E	(Layer 1) (Layer 2) (mean value)	20.00 N/mm ² 0.00 N/mm ² 20.00 N/mm ²
Thickness of Layer 1	t ₁	(Layer 1)	120.00 m
Bending moment (Q _p)	M	(normal quasi permanent)	109'823.89 kNm
Influence factor	I _θ	(rigid circular spread foundation)	5.53
Static rotation	tan(θ)	$\tan(\theta) = \frac{(1-\nu^2)}{E} \frac{M}{B^2 L} I_{\theta}$	2.00 mm/m

Figura 32: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara (Normal)

A.11.i. VERIFICHE STRUTTURALI

A.11.i.1. Risultati dell'analisi

A seguire si riportano le tabelle relative alle sollecitazioni di piastra, ottenute dall'analisi strutturale in accordo ai criteri di modellazione su esposti. Nel seguito si assume la convenzione che considera:

- i momenti radiali di piastra indicati con M₁₁ o anche come M₂
- i momenti circonferenziali di piastra con M₂₂ o anche come M₁

Momenti di piastra (valori max/min)	M ₁₁₍₊₎ [kNm/m]	M ₁₁₍₋₎ [kNm/m]	M ₂₂₍₊₎ [kNm/m]	M ₂₂₍₋₎ [kNm/m]
Normal SLU 1	9'976.29	-7'246.51	6'050.36	-3'142.56
Normal SLU 2	9'664.23	-7'503.30	5'552.23	-3'653.56
Abnormal 0,9	10'239.19	-7'927.33	5'790.81	-3'970.22
Abnormal 1,1	10'262.49	-7'987.51	6'083.09	-3'658.01

Figura 33: Valori massimi dei momenti di piastra



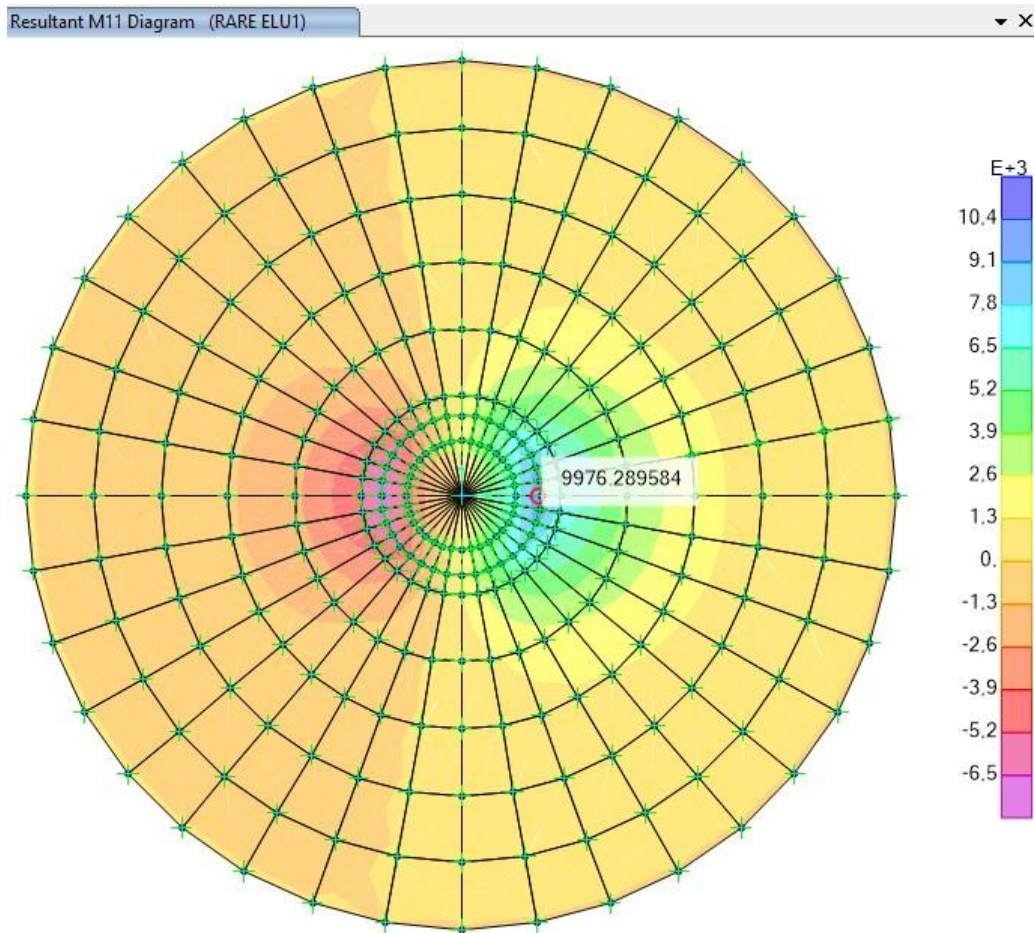


Figura 34: Momento Massimo M₁₁ Normal SLU 1 [kNm/m]



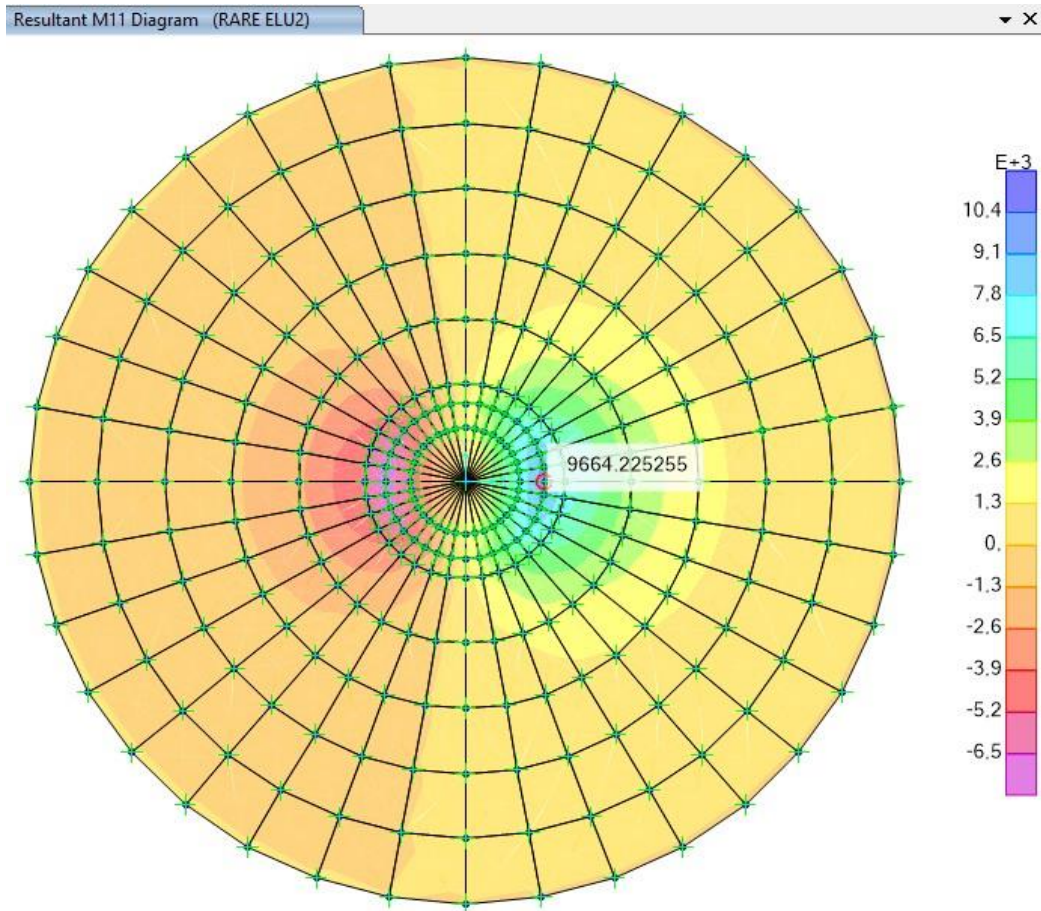


Figura 35: Momento Massimo M₁₁ Normal SLU 2 [kNm/m]



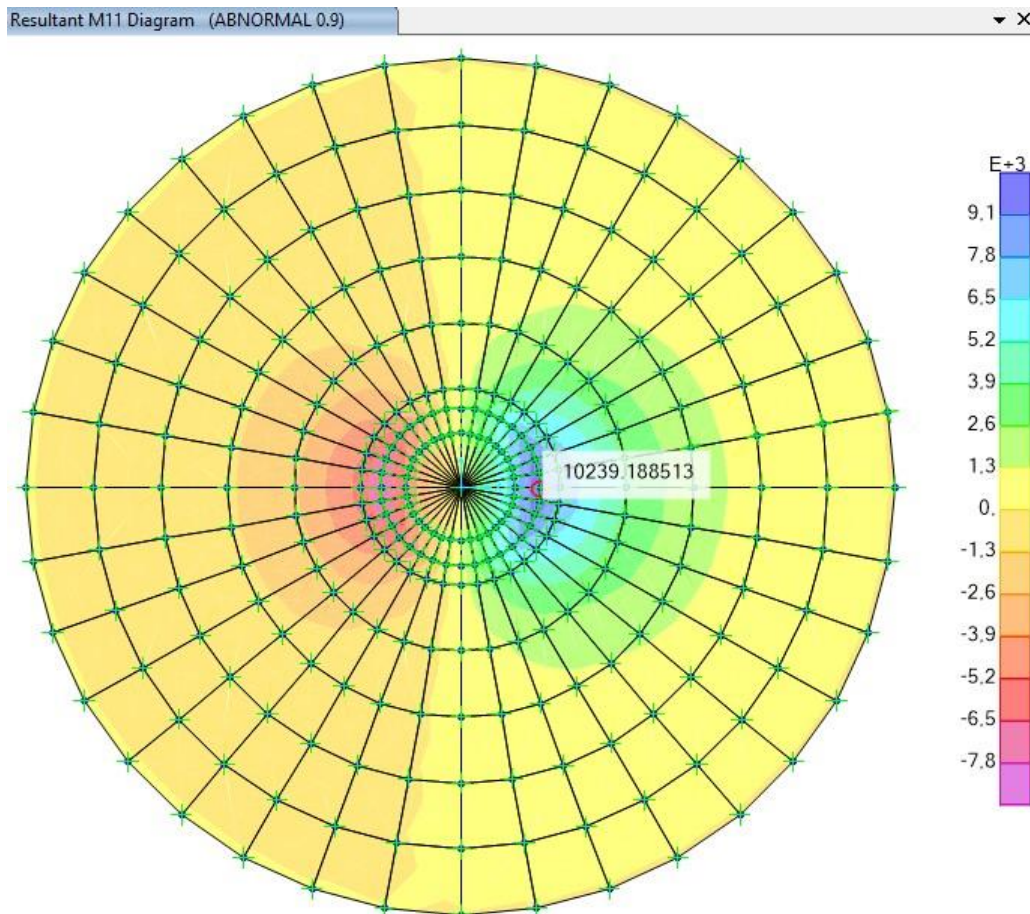


Figura 36: Momento Massimo M_{11} ABNORMAL 0.9 [kNm/m]



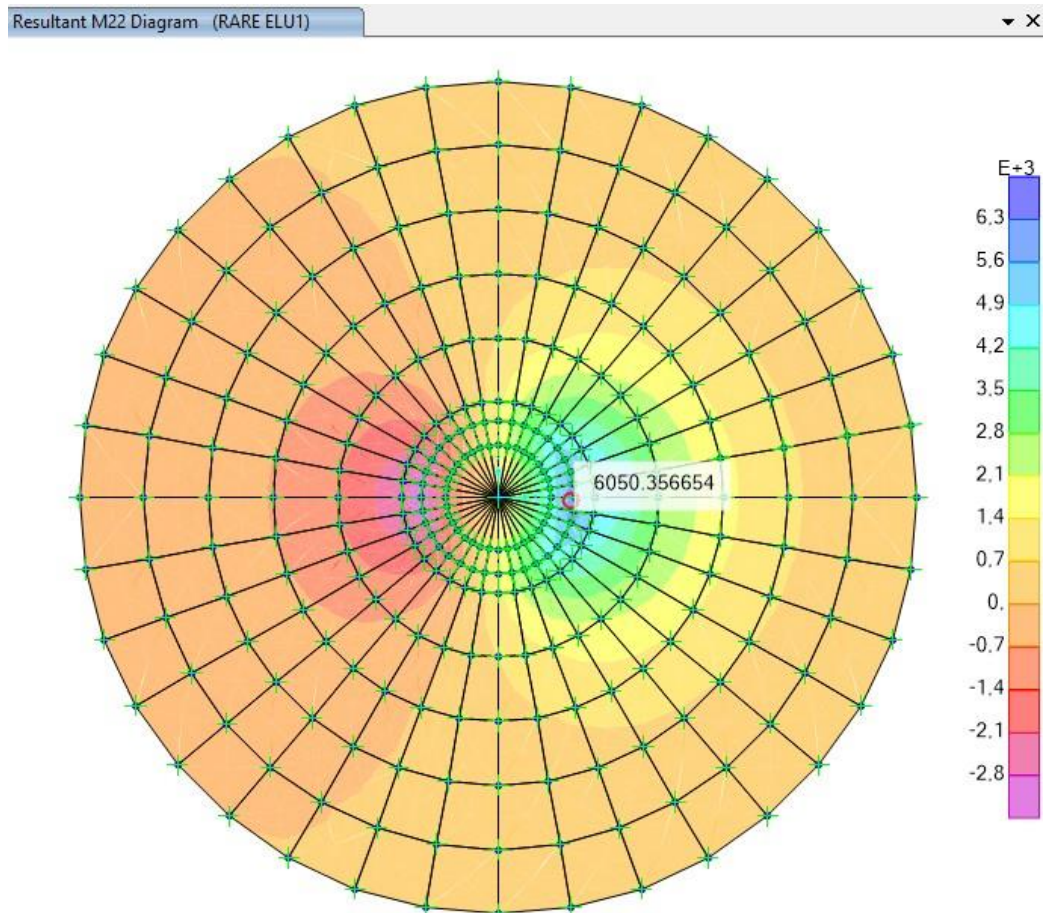


Figura 37: Momento Massimo M22 Normal SLU 1 [kNm/m]

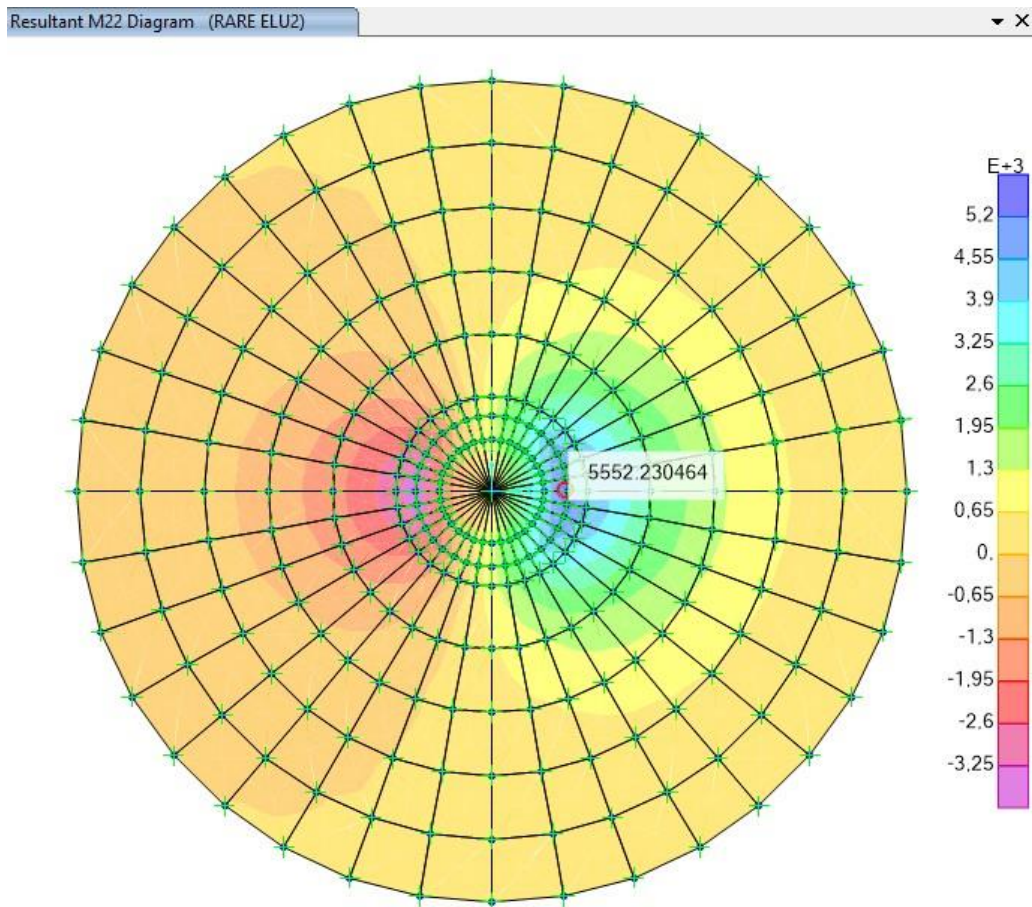


Figura 38: Momento Massimo M_{22} Normal ELU 2 [kNm/m]

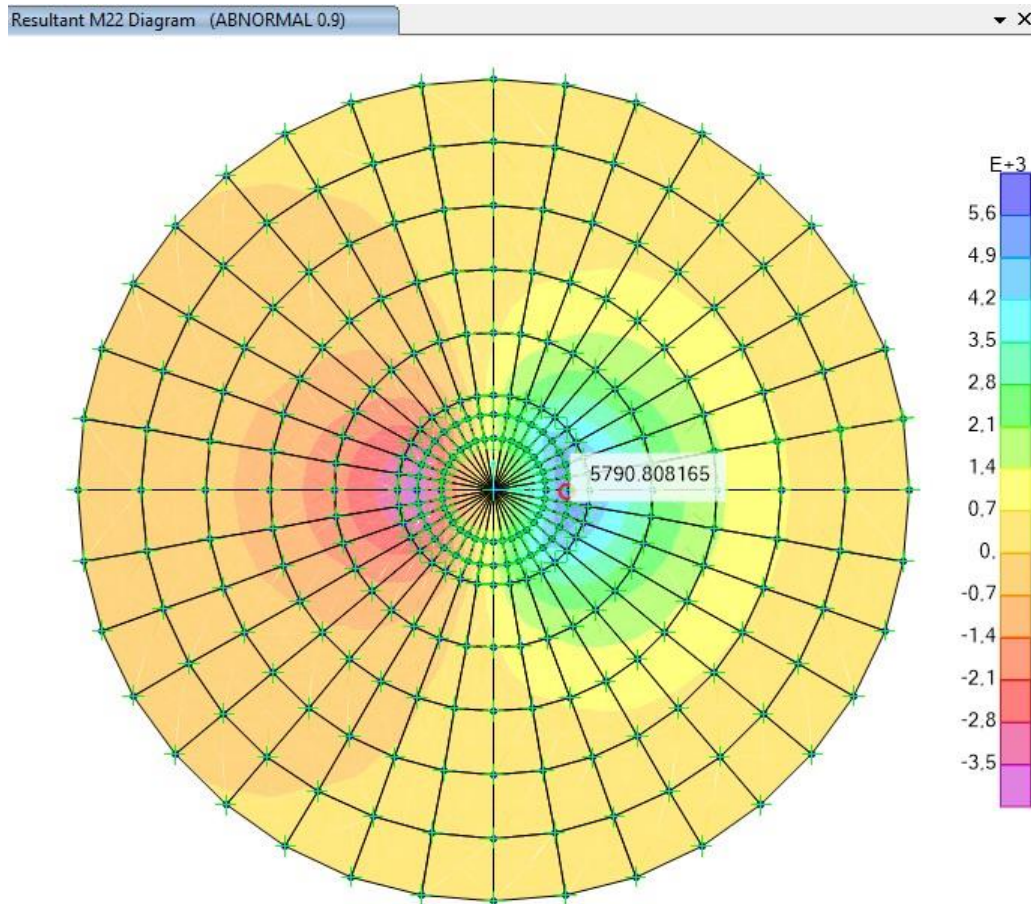


Figura 39: Momento Massimo M₂₂ ABNORMAL 0.9 [kNm/m]



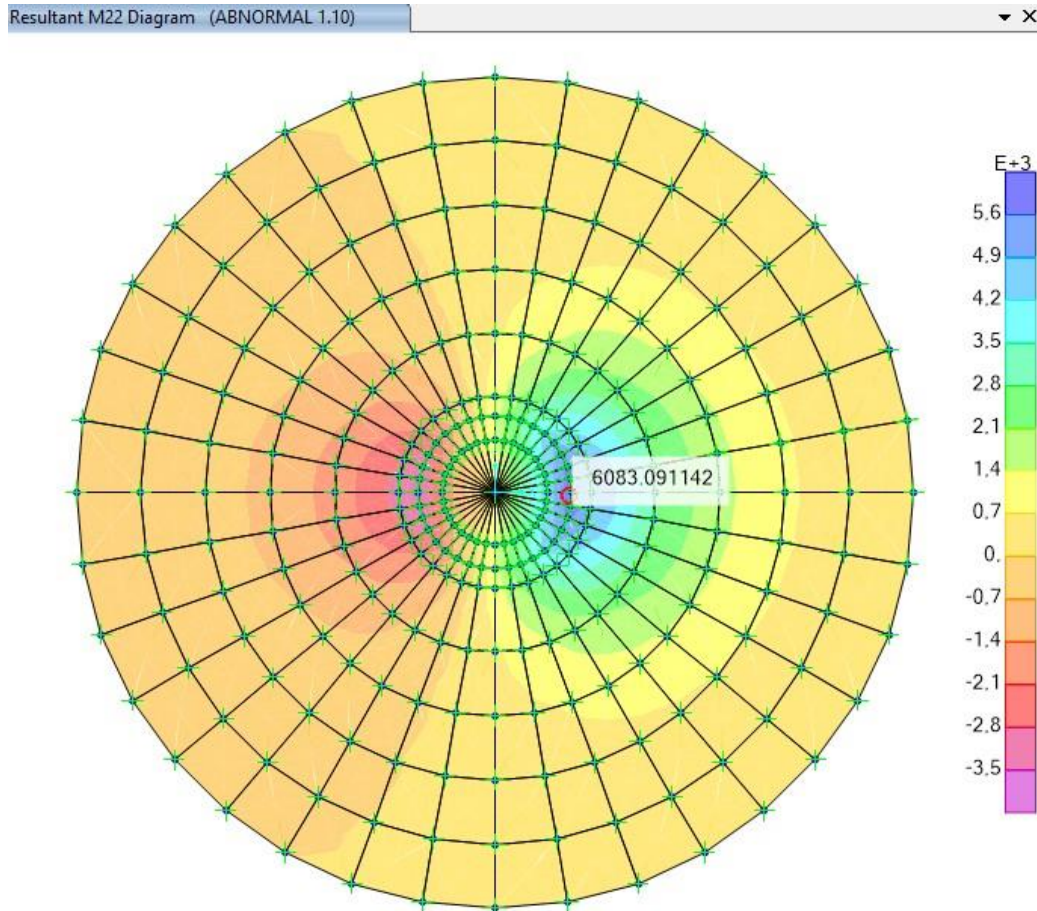


Figura 40: Momento Massimo M22 ABNORMAL 1.10 [kNm/m]

SOLLECITAZIONI DI PIASTRA								
	Raggio [m]	2.200	2.750	4.600	6.450	8.300	10.150	12.000
MOMENTI RADIALI	M2(+) [kNm/m]	9'976.3	7'510.8	3'582.1	1'791.9	743.0	167.2	-17.9
NORMALSLU1	M2(-) [kNm/m]	-7'246.5	-5'219.7	-2'340.2	-1'152.9	-476.6	-106.9	11.6
MOMENTI RADIALI	M2(+) [kNm/m]	9'664.2	7'257.4	3'461.4	1'735.7	721.8	163.0	-17.1
NORMALSLU2	M2(-) [kNm/m]	-7'503.3	-5'404.8	-2'371.8	-1'114.5	-422.3	-82.9	10.1
MOMENTI RADIALI	M2(+) [kNm/m]	10'239.2	7'692.2	3'675.6	1'845.5	768.4	173.8	-18.1
ABNORMAL 0.9	M2(-) [kNm/m]	-7'927.3	-5'694.7	-2'467.9	-1'140.2	-427.5	-83.4	10.4
MOMENTI RADIALI	M2(+) [kNm/m]	10'262.5	7'703.7	3'664.6	1'834.6	762.0	172.0	-18.3
ABNORMAL 1.10	M2(-) [kNm/m]	-7'987.5	-5'785.9	-2'610.9	-1'285.8	-530.3	-118.5	13.0
TAGLIO RADIALE	M2(+) [kNm/m]	4'522.9	3'316.8	1'656.7	879.3	509.6	242.8	120.8
NORMALSLU1	M2(-) [kNm/m]	4'077.2	2'587.9	1'186.7	585.1	329.9	156.0	77.5
TAGLIO RADIALE	M2(+) [kNm/m]	4'454.9	3'212.4	1'594.1	844.4	490.8	234.7	117.1
NORMALSLU2	M2(-) [kNm/m]	4'144.0	2'701.2	1'252.5	612.7	327.7	140.5	62.8
TAGLIO RADIALE	M2(+) [kNm/m]	4'713.7	3'394.5	1'684.8	893.7	520.4	249.2	124.5
ABNORMAL 0.9	M2(-) [kNm/m]	4'397.9	2'875.5	1'331.7	644.2	338.4	143.6	63.9



TAGLIO RADIALE ABNORMAL 1.10	M2(+) [kNm/m]	4'737.2	3'426.1	1'700.6	899.2	521.2	248.8	124.0
	M2(-) [kNm/m]	4'376.1	2'830.8	1'312.5	652.6	368.3	173.8	86.1
	Raggio [m]	2.200	2.750	4.600	6.450	8.300	10.150	12.000
MOMENTIRADIALI QP SLE	M2(+) [kNm/m]	7'315.3	5'504.0	2'626.1	1'315.4	546.2	123.0	-13.1
	M2(-) [kNm/m]	-5'442.4	-3'926.0	-1'760.8	-865.9	-357.2	-80.0	8.8

Figura 41: Valori massimi/minimi delle sollecitazioni di piastra in funzione della distanza R dal centro del plinto

A.11.i.2. Verifiche della resistenza a flessione

L'armatura tesa è stata dimensionata secondo la nota formula $A_s = M_{ed} / (0.9 \cdot d \cdot f_{yd})$ essendo:

d = altezza utile

M_{ed} = momento di progetto di piastra

L'armatura principale (radiale) è stata dimensionata tenendo conto dei minimi normativi previsti per le travi nel cap. 4 di [1].

$$A_{smin_ELU} = 0,26 (f_{ctm} / f_{yk}) b d$$

Non sono, invece, stati tenuti in considerazione i minimi normativi di cui al cap. 7 della stessa norma, avendo optato per una progettazione in campo elastico (fattore di struttura $q = 1$).

A.11.i.3. Dimensionamento delle armature superiori

ARMATURA RADIALE SUP.	r_i [m]	h = altezza [m]	d = altezza utile [m]	M_2 [kNm/m]	$2\pi r_i M_2$ [kNm]	f_{yd} [N/mm ²]
	2.200	3.600	3.510	7'246.51	100'117.79	391.30
	2.750	3.300	3.210	5'219.68	90'143.86	391.30
	4.600	2.940	2.850	2'340.24	67'604.94	391.30
	6.450	2.580	2.490	1'114.47	45'142.57	391.30
	8.300	2.220	2.130	422.27	22'010.42	391.30
	10.150	1.860	1.770	82.92	5'285.39	391.30



	12.000	1.500	1.410	-13.01	-980.68	391.30
--	--------	-------	-------	--------	---------	--------

As da calcolo [mm ²]	A cls [mm ²]	As',min [mm ²] (0,26 f _{ctm} / f _{yk} A _{cls})	n.Ø 26 calcolo	n.Ø 32 disposta	n.Ø 32 disposta	n.Ø 32 disposta
80'992.90	49'737'600	81'156	153	120	60	
79'739.58	56'991'000	92'774	151	120	60	
67'356.01	84'930'720	137'782	127	120	60	
51'478.95	104'505'480	168'791	97	120	60	60
29'342.12	115'715'280	185'801	56	120	60	60
8'479.04	118'560'120	188'812	16	120	60	60
-1'974.93	113'040'000	177'824	-4	120	60	60

CHECK	interfero min/max netto orizz. [cm]	As,calcolo [mm ² /m]	As,min [mm ² /m] (0,26 f _{ctm} / f _{yk} A _{cls})	As,disposta [mm ² /m]	As,min fessura z [mm ² /m]
OK	8.3 / 19.8	5'862.25	5'874.04	10'472.73	4'119.42
OK	11.2 / 25.6	4'617.23	5'371.98	8'378.18	3'776.14
OK	8.8 / 20.9	2'331.63	4'769.52	5'008.70	3'364.19
OK	13.7	1'270.90	4'167.05	4'762.79	2'952.25
OK	18.5	562.93	3'564.59	3'701.20	2'540.31
OK	23.4	133.02	2'962.12	3'026.60	2'128.37
OK	28.2	-26.21	2'359.66	2'560.00	1'716.43

Figura 42: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali superiori (3 strati Ø32)

Si dispongono 120Ø32 radiali su primo strato e 60Ø32 su secondo strato, entrambi per tutta la lunghezza radiale, in sovrapposizione con 60Ø32 efficaci a partire dalla sezione di raggio R=4,60 m.

A.11.i.4. Dimensionamento delle armature inferiori

ARMATURA RADIALE INF.	r _i [m]	h = altezza [m]	d = altezza utile [m]	M ₂ [kNm/m]	2π r _i M ₂ [kNm]	f _{yd} [N/mm ²]
	2.200	3.600	3.510	10'262.49	141'786.61	391.30
	2.750	3.300	3.210	7'703.75	133'043.68	391.30
	4.600	2.940	2.850	3'675.60	106'180.78	391.30
	6.450	2.580	2.490	1'845.49	74'753.53	391.30



8.300	2.220	2.130	768.38	40'050.82	391.30
10.150	1.860	1.770	173.80	11'078.30	391.30
12.000	1.500	1.410	-17.10	-1'288.77	391.30

As da calcolo [mm ²]	A cls [mm ²]	As,min [mm ²] (0,26 fctm/ fyk Acls)	n.Ø 26 calcolo	n.Ø 28 disposta	n.Ø 32 disposta	n.Ø 32 disposta
114'701.98	49'737'600	81'156	217	88	140	
117'687.96	56'991'000	92'774	222	88	140	
105'789.82	84'930'720	137'782	200	88	140	
85'246.23	104'505'480	168'791	161	88		17
53'391.80	115'715'280	185'801	101	88		17
17'772.26	118'560'120	188'812	34	88		17
-2'595.37	113'040'000	177'824	-5	88		17

CHECK	interfero min/max netto orizz. [cm]	As,calcolo [mm ² /m]	As,min [mm ² /m] (0,26 fctm / fyk Acls)	As,disposta [mm ² /m]	As,min fessuraz [mm ² /m]
OK	6.7 / 12.9	8'302.11	5'874.04	12'065.45	4'119.42
OK	9.1 / 16.8	6'814.59	5'371.98	9'652.36	3'776.14
OK	17.4 / 30.0	3'662.07	4'769.52	5'770.43	3'364.19
OK	12.3	2'104.53	4'167.05	4'829.77	2'952.25
OK	16.7	1'024.32	3'564.59	3'753.25	2'540.31
OK	21.1	278.82	2'962.12	3'069.16	2'128.37
OK	25.5	-34.44	2'359.66	2'596.00	1'716.43

Figura 43: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali inferiori (3 strati Ø32)



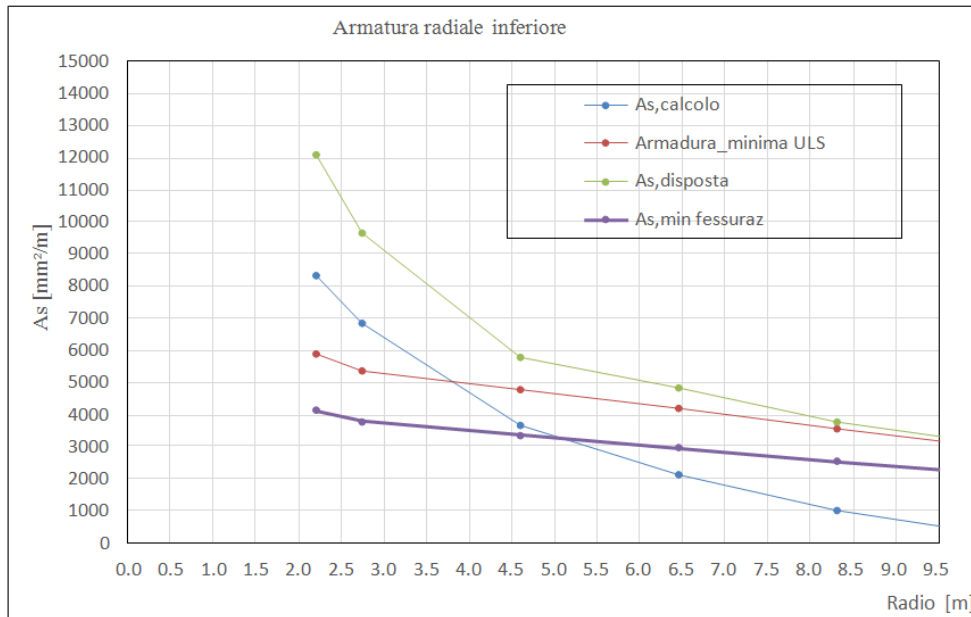


Figura 44: Area armatura radiale inferiore: da calcolo, minima (da norma), effettivamente disposta e da fessurazione

A.11.i.5. Dimensionamento delle armature circolari superiori

ARMATURA CIRCONFERENZ. SUP	r_i	$h_i =$ altezza sez. [m]	$d^* =$ altezza utile [m]
	[m]	[m]	[m]
	2.200	3.600	3.510
	3.675	3.120	3.030
	5.525	2.760	2.670
	7.375	2.400	2.310
10.150	1.860	1.770	

M_i	f_{yd}	$A_{s',calcolo}$	$n \cdot \emptyset 25 / m$
[kNm/m]	[N/mm²]	[mm²/m]	(strett. necessaria)
3'142.56	391.30	2542.25	6
2'037.52	391.30	1909.43	4
1'091.78	391.30	1161.10	3



546.04	391.30	671.20	2
167.33	391.30	268.44	1

A cls [mm ²]	A _{s',min} [mm ² /m] 20% A _{s,long,inf}	A _{s',min} fessura z. [mm ² /m]
3'600'000	2095	4119.42
3'120'000	1339	3570.17
2'760'000	977	3158.22
2'400'000	846	2746.28
1'860'000	673	2128.37

n.Ø 25 / m (min)	n.Ø 25 / sect. disposta	n.Ø 25 / m disposta	A _{s',disposta} [mm ² /m]	CHECK
5.18	16	12.80	6283.19	OK
3.89	9	4.86	2388.03	OK
2.37	8	4.32	2122.70	OK
1.73	7	3.78	1857.36	OK
1.38	14	3.78	1857.36	OK

Figura 45: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circolari superiori

A.11.i.6. Dimensionamento delle armature circolari inferiori

ARMATURA CIRCONF. INF.	r _i [m]	h _i = altezza sez. [m]	d* = altezza utile [m]
	2.200	3.600	3.510
	3.675	3.120	3.030
	5.525	2.760	2.670
	7.375	2.400	2.310
	10.150	1.860	1.770

M _I [kNm/m]	f _{yd} [N/mm ²]	A _{s,calcolo} [mm ² /m]	n.Ø 25 / m (strett.)
6'083.09	391.30	4921.08	11



4'005.82	391.30	3753.98	8
2'236.24	391.30	2378.21	5
1'199.47	391.30	1474.41	4
422.39	391.30	677.61	2

A cls [mm ²]	A _{s,min} [mm ² /m] 20% A _{s,long,inf}	A _{s,min} fessura z. [mm ² /m]
3'600'000	2413	4119.42
3'120'000	1542	3570.17
2'760'000	1060	3158.22
2'400'000	858	2746.28
1'860'000	682	2128.37

n.Ø 25 / m (min)	n.Ø 25 / sect. disposta	n.Ø 25 / m disposta	A _{s,disposta} [mm ² /m]	CHECK
10.03	14	11.20	5497.79	OK
7.65	15	8.11	3980.06	OK
4.85	9	5.38	2643.17	OK
3.01	6	4.62	2265.57	OK
1.39	11	3.85	1887.98	OK

Figura 46: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circolari inferiori

A.11.i.7. Verifica a taglio

A seguire si riportano le verifiche a taglio di piastra, agente sulle sezioni aventi normale parallela alla direzione radiale. Si dispone un'armatura trasversale costituita da staffe a 2 braccia Ø 20

Ai fini della verifica si procede secondo due step:

- 1) verifica dell'effettiva necessità di armatura trasversale
- 2) valutazione, se richiesta, dell'area di armatura trasversale per unità di superficie (armatura trasversale di piastra).



Resistenza a taglio senza armatura trasversale							
Raggio [m]	V_{Ed} [kN/m]	d altezza utile [m]	$A_{s,rad}$ [cm ² /m]	$K < 2$	$\rho_l < 2\%$	$V_{Rd,c}$ [kN/m]	$V_{Rd,c} > V_{Ed}$
2.75	3'426	3.21	96.52	1.250	0.301 %	1'002	Richiesta
4.60	1'701	2.85	57.70	1.265	0.202 %	789	Richiesta
6.45	899	2.49	48.30	1.283	0.194 %	694	Richiesta
8.30	521	2.13	37.53	1.306	0.176 %	610	Non richiesta
10.15	249	1.77	30.69	1.336	0.173 %	524	Non richiesta
12.00	125	1.41	25.96	1.377	0.184 %	437	Non richiesta

Figura 47: Verifica a taglio in assenza di armatura trasversale

Resistenza con armatura trasversale				
$(A_{sw/s})_{min}$ [cm ² /m ²]	Passo circonfer.	Passo radiale	$A_{sw/s}$ [cm ² /m ²]	Check
12.12	0.29 m	0.65 m	33.57	OK
6.78	0.48 m	0.65 m	20.07	OK
4.10	0.68 m	0.65 m	14.31	OK
2.78	0.87 m	0.65 m	11.12	OK
1.60				
1.00				

Figura 48: Dimensionamento dell'armatura trasversale (a taglio) di piastra

A.11.i.8. Verifiche tensionali/di fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono state condotte nella combinazione RARA, assieme alle verifiche dei limiti tensionali di esercizio.



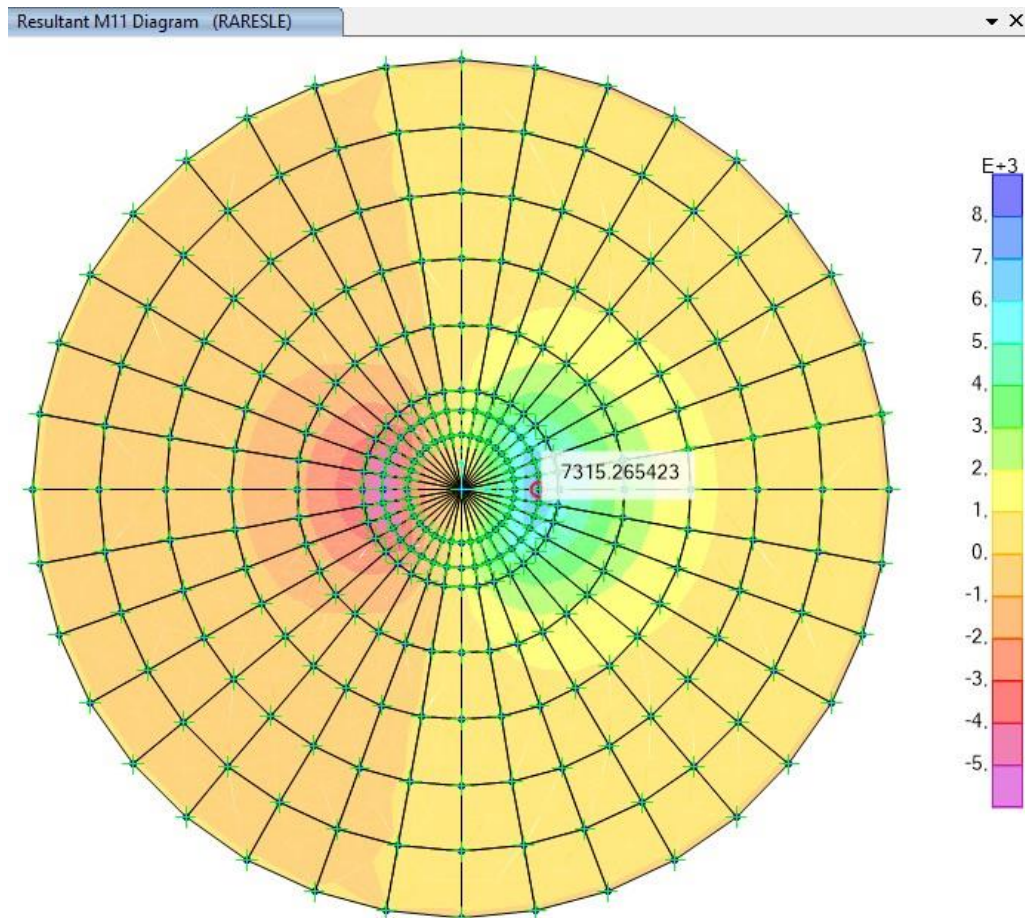


Figura 49: Momento radiale in combinazione SLE Rara [kNm/m]