

REGIONE PUGLIA

Provincia di BRINDISI



COMUNE DI BRINDISI

COMUNE DI MESAGNE



PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO DENOMINATO "CE BRINDISI SUD" COSTITUITO DA 6 AEROGENERATORI CON POTENZA COMPLESSIVA DI 36 MW E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA R.T.N.

Relazione preliminare delle strutture

ELABORATO

PR04

PROPONENTE:

AEI WIND PROJECT I SRL

P.I 16805301005
Via Vincenzo Bellini,
22 00198 Roma



AEI WIND PROJECT I S.R.L.

Via Vincenzo Bellini, 22
00198 Roma (RM)

pec: aeiwind-prima@legalmail.it

CONSULENZA:

Dott.ssa Paola D'ANGELA

Dott. Ing. Rocco CARONE

Dott. Geol. Michele VALERIO

PROGETTISTI:



Via Caduti di Nassiriya 55
70124 Bari (BA)

e-mail: atechsrl@libero.it
pec: atechsrl@legalmail.it

DIRETTORE TECNICO

Dott. Ing. Orazio TRICARICO

Ordine ingegneri di Bari n. 4985



Dott. Ing. Alessandro ANTEZZA

Ordine ingegneri di Bari n. 10743



0	OTTOBRE 2022	C.C.- V.D.P.	A.A.	O.T.	Progetto definitivo
EM./REV.	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DESCRIZIONE

A.11.a. PREMESSA	3
A.11.b. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO	3
A.11.b.1. Inquadramento territoriale	3
A.11.b.2. Inquadramento geologico ed idrogeologico.....	9
A.11.c. IPOTESI DI PROGETTO DELLA FONDAZIONE	13
A.11.d. MODELLO DI CALCOLO	14
A.11.e. NORME DI RIFERIMENTO	16
A.11.f. MATERIALI STRUTTURALI.....	16
A.11.g. ANALISI DEI CARICHI	17
A.11.g.1. Azioni derivanti dalla sovrastruttura.....	17
A.11.g.2. Peso proprio della fondazione.....	18
A.11.g.3. Peso proprio del riempimento.....	19
A.11.g.4. Azione sismica.....	20
A.11.g.5. Approcci di progetto e combinazioni di carico.....	25
A.11.h. VERIFICHE DI SICUREZZA GLOBALI.....	27
A.11.h.1. Gapping.....	28
A.11.h.2. Ribaltamento	29
A.11.h.3. Carico limite	29
A.11.h.4. Slittamento	35
A.11.h.5. Valutazione del modulo di reazione (Winkler)	37
A.11.h.6. Valutazione dei cedimenti.....	37
A.11.i. VERIFICHE STRUTTURALI	38
A.11.i.1. Risultati dell'analisi.....	38
A.11.i.2. Verifiche della resistenza a flessione	46



A.11.i.3. Dimensionamento delle armature superiori	46
A.11.i.4. Dimensionamento delle armature inferiori	47
A.11.i.5. Dimensionamento delle armature circolari superiori	49
A.11.i.6. Dimensionamento delle armature circolari inferiori	50
A.11.i.7. Verifica a taglio	51
A.11.i.8. Verifiche tensionali/di fessurazione.....	52



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 di potenza complessiva pari a 36 MW e relative opere di connessione alla RTN da realizzare nel comune di Brindisi e Mesagne (BR)**, proposto dalla società **AEI WIND PROJECT I S.r.l.**

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.

A.11.b. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

A.11.b.1. Inquadramento territoriale

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, dai vigenti strumenti urbanistici comunali, da ubicare nel territorio dei comuni di **Brindisi e Mesagne (BR)**.



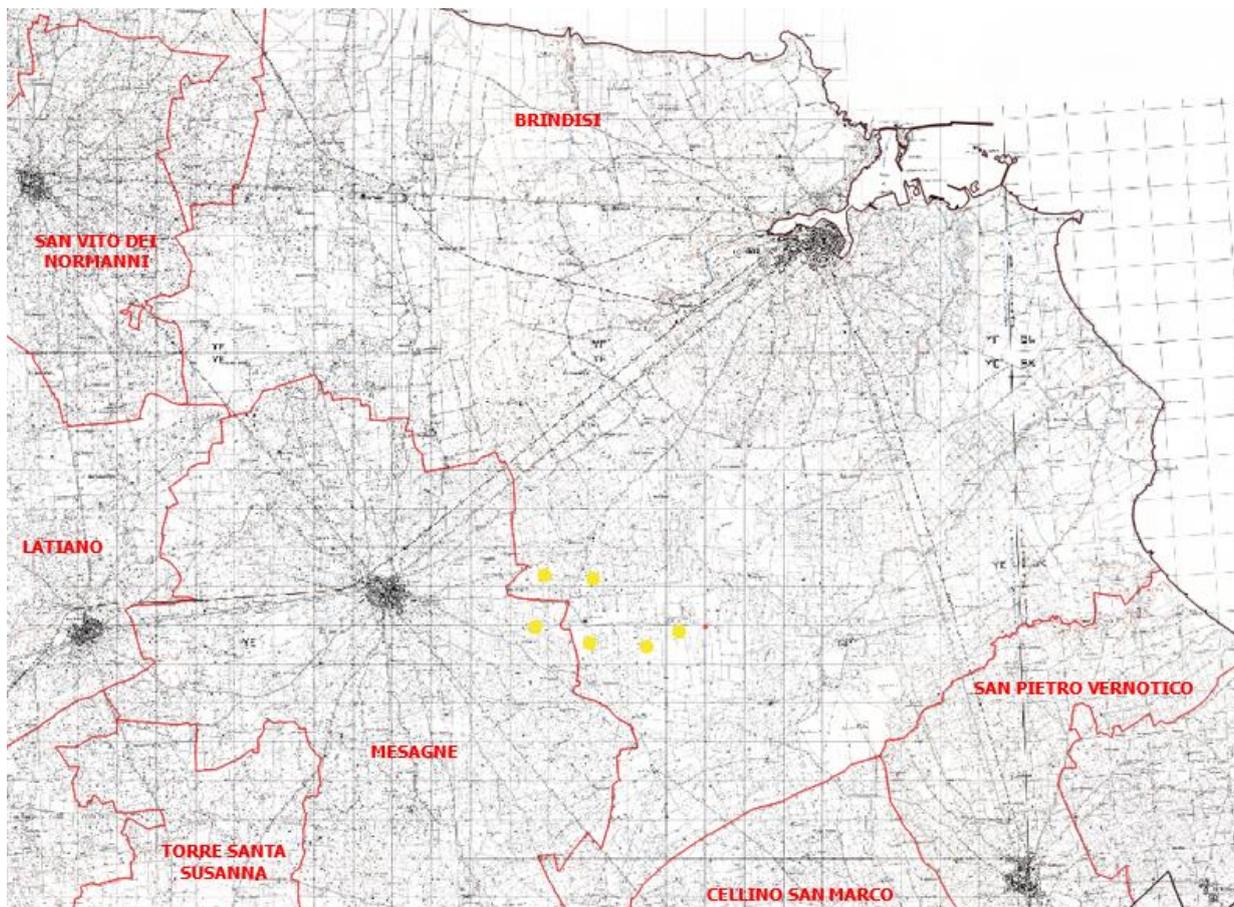


Figura 1-1: Inquadramento intervento di area vasta

Il sito di intervento è situato a sud ovest del centro abitato di Brindisi, a circa 7 km, e ad est del centro abitato di Mesagne a circa 2,7 km.

È raggiungibile a nord, direttamente dalla strada provinciale SP81, da imboccare percorrendo o la SS16 ad est, oppure la SS7 ad ovest.

L'impianto è composto da 6 macchine con potenza unitaria di 6 MW, per una potenza complessiva pari a 36 MW.

Il sistema, quindi, sarà composto dai seguenti elementi principali:

- N° 6 Aerogeneratori tripala, di potenza unitaria pari a 6 MW, altezza mozzo 135 m, diametro rotore 170 m;
- Vani tecnici di trasformazione interni alle torri;
- Quadri elettrici MT;



- Sottostazione di trasformazione utente.

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.

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

ID TURBINA	UTM WGS84 33N Est (m)	UTM WGS84 33N Nord (m)	Quote altimetriche m s.l.m.
WTG01	741847 m E	4494071 m N	51
WTG02	743111 m E	4493991 m N	52
WTG03	741619 m E	4492754 m N	57
WTG04	743003 m E	4492335 m N	60
WTG05	744466 m E	4492242 m N	63
WTG06	745299 m E	4492608 m N	60

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 6-170 135m**.

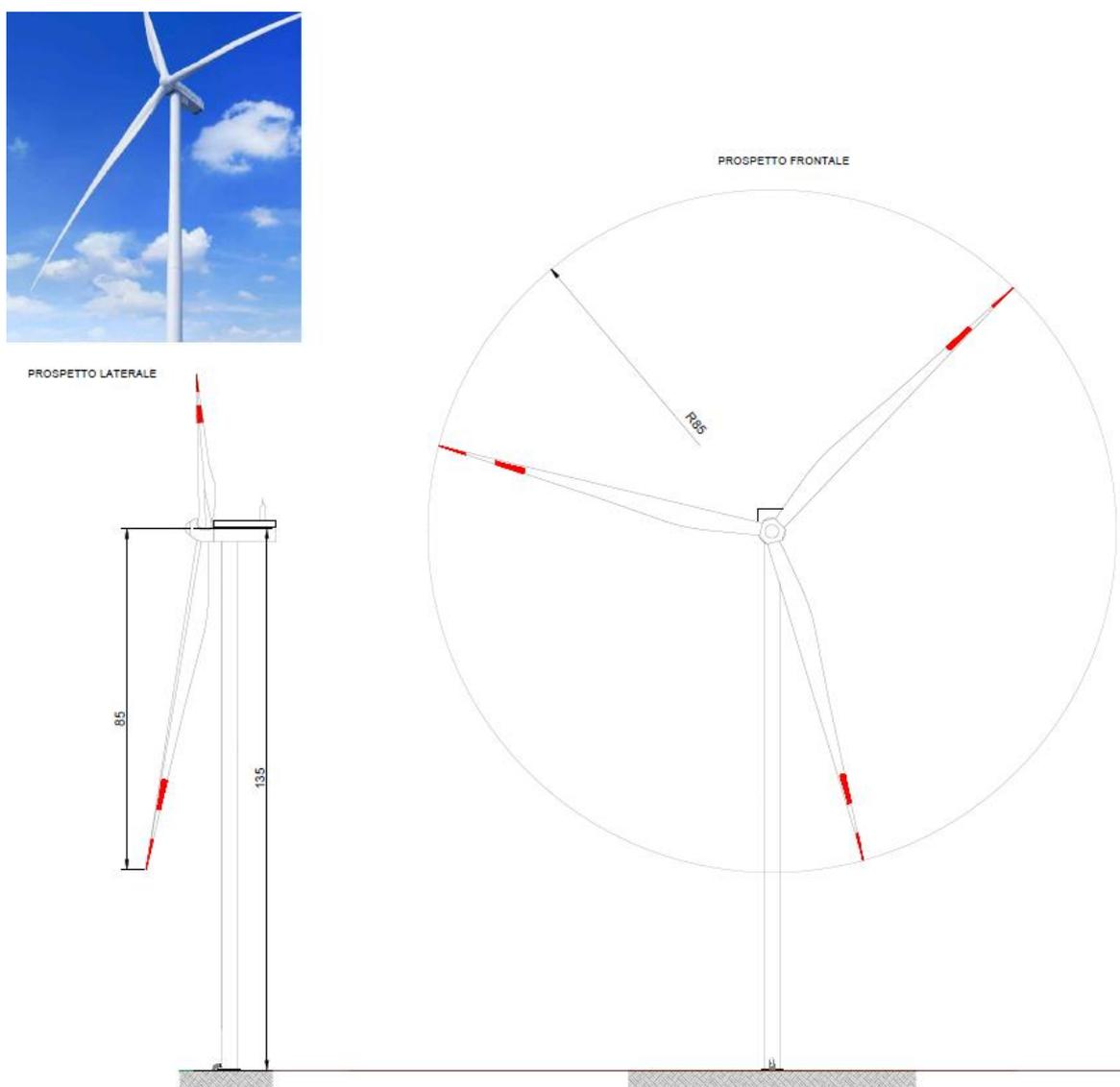


Figura 2: Struttura aerogeneratore

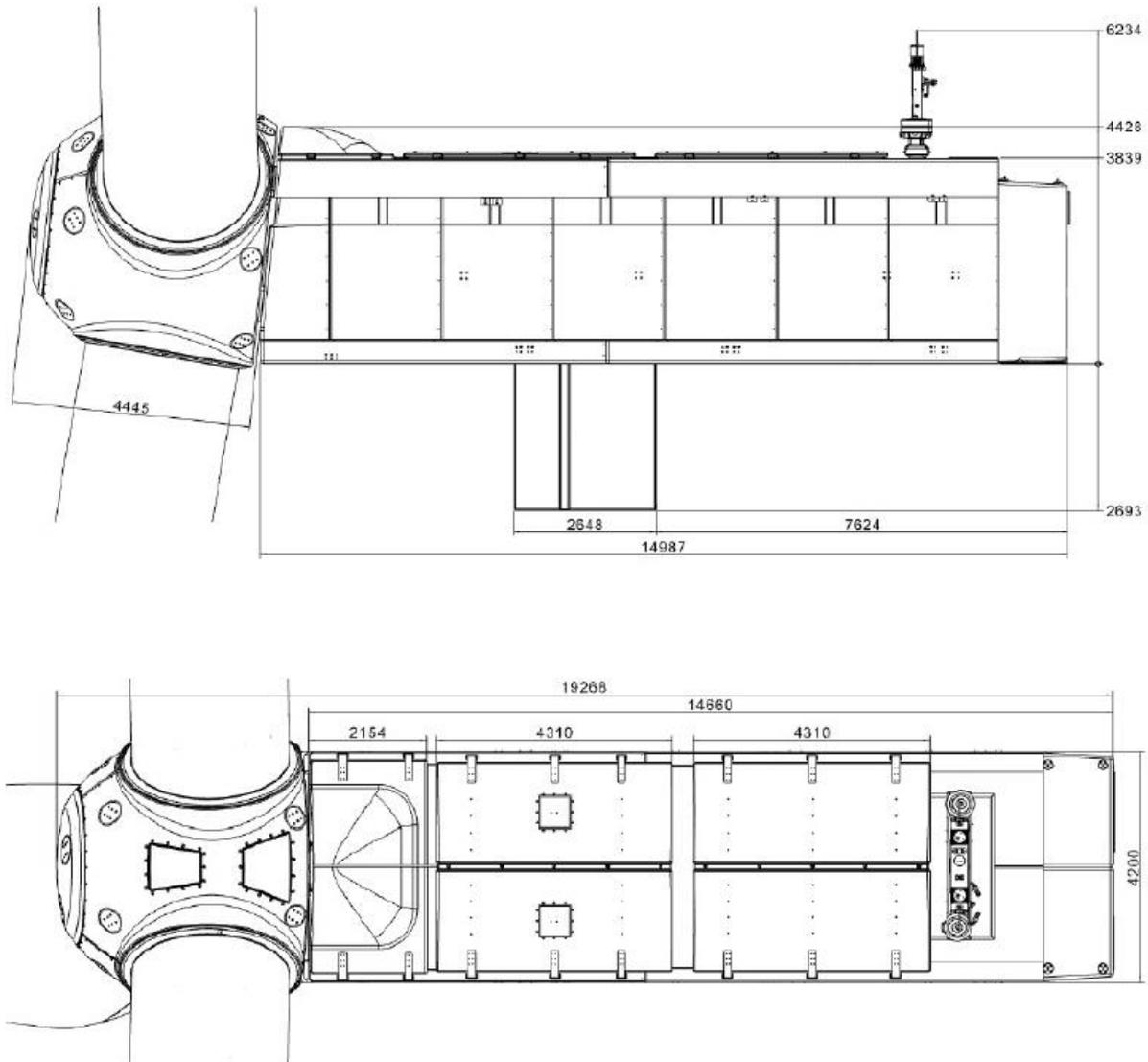


Figura 3: Tipico navicella WTG

Potenza nominale	6 MW
Numero di pale	3
Diametro rotore	170 m
Altezza del mozzo	135 m
Velocità del vento di cut-in	3 m/s
Velocità del vento di cut-out	25 m/s
Velocità del vento nominale	11 m/s
Generatore	Asincrono
Tensione	690 V

Le principali infrastrutture viarie esistenti in prossimità del sito sono:

- la Strada Provinciale 81;
- la Strada Provinciale 80;
- la Strada Statale 16;
- la Strada Statale 7;

Il sito di impianto è attraversato altresì da:

- reti di telecomunicazione
- reti di distribuzione gas
- reti elettriche BT aeree su palificate
- reti elettriche MT aeree su palificate
- tombature e reti di impluvi naturali.



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

Così come riportato nell'allegato A.2 – Relazione Geologica, documento di progetto, redatto in ottemperanza alla vigente normativa sui terreni di fondazione, al quale si rimanda per una consultazione di maggior dettaglio, il sito dove avranno sede gli aerogeneratori ricade Foglio 203 della Carta Geologica Ufficiale in scala 1:100.000 ed è situata nel settore settentrionale della Penisola Salentina: essa sorge su un'area pressoché pianeggiante con altitudine media di circa 55 metri sul livello del mare.

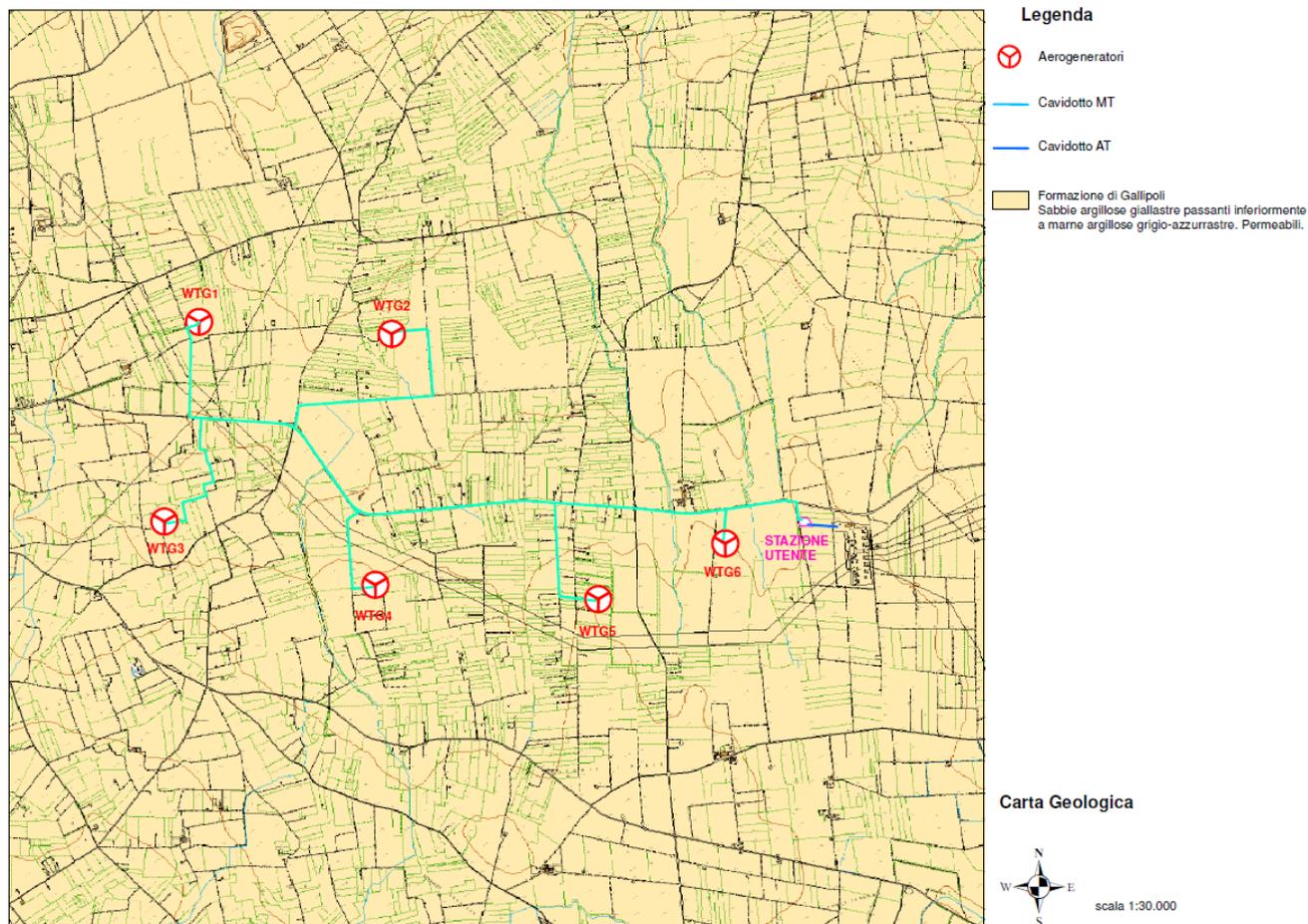
E' stato effettuato un rilevamento geologico speditivo del sito di progetto e di un suo intorno, a circa 7 km in direzione Sud-Ovest dal comune di Brindisi e a circa 2,7 km in direzione Est dal comune di Mesagne (BR). I risultati sono stati cartografati nella Carta geologica allegata al presente studio, in cui si è ritenuto opportuno evidenziare le caratteristiche litologiche delle Formazioni rocciose, le strutture tettoniche ed una breve descrizione biostratigrafica e paleontologica.

Alcuni lavori bibliografici e la cartografia in scala 1:100.000 dell'Istituto Superiore per la Protezione e le Ricerche Ambientale (I.S.P.R.A., ex-APAT), hanno consentito di approfondire la conoscenza delle caratteristiche geologiche del territorio.

Il sito di progetto è ubicato all'interno di una porzione di territorio che dal punto di vista topografico è pianeggiante. Più a sud del sito in esame, il paesaggio è lievemente movimentato dalle ultime propaggini di grandi morfostrutture denominate secondo la letteratura "horst" ("alti morfologico-strutturali") e "graben" ("bassi morfologico-strutturali"). Infatti in generale, nel Salento, un regime tettonico a pieghe ed a faglie, di tipo plicativo e disgiuntivo, ha interessato il basamento carbonatico mesozoico scomponendolo in blocchi che risultano dislocati a differenti altezze. Ne è risultata una struttura, detta appunto ad "horst e graben", in cui le ultime propaggini delle "Serre Salentine", in genere strette ed allungate in direzione NO-SE, rappresentano zone di "alto strutturale".

Nell'area oggetto di studio, il basamento carbonatico, costituito da calcari e calcari dolomitici di età cretacea, non affiora in poiché ricoperto da Unità trasgressive costituite da depositi calcarenitici calabriano-pliocenici e da depositi appartenenti alla Formazione di Gallipoli, di età calabriana.



**Figura 2-1: Stralcio Carta Geologica**

In affioramento sono stati individuati e delimitati unicamente i litotipi propri della **Formazione di Gallipoli**.

La Formazione di Gallipoli (Calabriano) è costituita da sabbie argillose giallastre, talora debolmente cementate, in strati di qualche centimetro di spessore, che passano inferiormente a sabbie argillose e argille grigio-azzurre (Qs¹); spesso l'Unità intercala banchi arenacei e calcarenitici ben cementati (Qc¹). Nelle sabbie più elevate si notano talora *Cassidulina laevigata* D'ORB. *carinata* SILV., *Bulimina marginata* D'ORB., *Ammonia beccarii* (LIN.), *Ammonia perlucida* (HER.ALL.EARL.) (Pleistocene).

Nelle sabbie argillose e argille sottostanti, accanto ad *Arctica islandica* (LIN.), *Chlamys septemradiata* MULL. ed altri molluschi, sono frequenti: *Hyalinea balthica* (SCHR.), *Cassidulina laevigata* D'ORB. *carinata* SILV., *Bulimina catanensis* SEG. (Calabriano).



La Formazione di Gallipoli é ben rappresentata nel Foglio Brindisi e Lecce, soprattutto nel settore settentrionale, dove occupa una vastissima area attorno a Brindisi. Altri lembi, meno estesi, si trovano anche a Sud (tra Oria e Manduria, presso Torre S. Susanna e presso San Donaci).

Tale Formazione è costituita da due fondamentali litotipi: le marne argillose e, più raramente, le marne, alla base; le sabbie, più o meno argillose, alla sommità (Martinis, 1967).

Le marne argillose hanno una tinta grigio-azzurrognola, sono generalmente plastiche e poco stratificate e contengono percentuali variabili di frammenti di quarzo a spigoli vivi. Vi sono abbondanti macrofossili, i più significativi dei quali sono: *Arctica islandica* (LIN.) e *Chlamys septemradiata* MULL.; a questi si aggiungono *Pecten*, *Cardium*, *Nassa*, *Nucula*, *Dentalium*, ecc. Relativamente abbondante è anche la microfauna, nella quale particolarmente frequenti sono: *Elphidium crispum* (LIN.), *Ammonia beccarii* (LIN.), *Bulimina elegans* D'ORB. *marginata* FORN., *Bolivina catanensis* SEG., *Cassidulina laevigata* D'ORB. *carinata* SILV., *Hyalinea balthica* (SCHR.).

Verso la parte alta della serie, la componente marnoso-argillosa diminuisce gradualmente, finché si passa a sabbie vere e proprie, di colore giallastro o grigio-giallastro, aventi ancora un certo contenuto di argilla, costituite prevalentemente da frammenti di quarzo a granulometria medio-fine (Martinis, 1967). Le sabbie sono stratificate e talora parzialmente cementate.

La parte superiore della Formazione di Gallipoli è quasi totalmente priva di macrofossili; i microfossili invece sono anche qui relativamente abbondanti.

Le sabbie e le argille costituenti la Formazione di Gallipoli possono essere sostituite, parzialmente o totalmente, da calcareniti ed arenarie ben cementate e talora da livelli di panchina; in particolare, nel Foglio Brindisi, le calcareniti sono particolarmente abbondanti ed estese.

La potenza sembra raggiungere il centinaio di metri nella zona di Brindisi.

Il programma di studi e le indagini eseguite in sito, hanno consentito di caratterizzare preliminarmente sotto il profilo geologico, stratigrafico-strutturale e geotecnico il sottosuolo, nonché i terreni di fondazione, interessati dall'opera di progetto, da realizzarsi in agro del comune di Brindisi e Mesagne.

Sulla base delle indagini geognostiche prese in riferimento in questa prima fase e dal rilevamento geologico di superficie, unitamente alla consultazione della Carta Geologica ufficiale, è risultato che il terreno di sedime è costituito principalmente, oltre che dalla coltre di terreno vegetale, costituita da



limi sabbiosi nella parte più alta (5 metri circa), che sovrastano sabbie beige-giallastre, a granulometria da fine a molto fine, a luoghi debolmente limose, con intercalazioni di livelli arenacei e biocalcarenitici ben cementati. In profondità tali litologie poggiano su marne argillose molto addensate.

Le caratteristiche fisico-meccaniche generali di tale Formazione risultano essere da discrete a buone.

Dal punto di vista idrogeologico, il livello di falda superficiale nel sito di progetto è ubicato mediamente in corrispondenza dell'altezza piezometrica di circa 50 metri sul livello del mare. La direzione preferenziale del deflusso sotterraneo risulta essere orientata da Sud-Ovest verso Nord-Est.

Dalle indagini sismiche realizzate prese in riferimento, si è riscontrato un valore sperimentale tale da poter attribuire il suolo su cui ricadrà l'opera in progetto alla CATEGORIA "B", che, in base alla nuova definizione fornita dal D.M. del 17 gennaio 2018, rientra nella classificazione di "Rocce tenere o depositi di terreni a grana grossa fortemente addensati o a grana fina fortemente consistenti", caratterizzati da valori di $V_{s,eq}$ compreso tra 360 m/s e 800 m/s.

Dalla consultazione della cartografia PAI redatta dall'Autorità di Bacino della Puglia, sulle aree interessate dall'opera in progetto non vi sono segnalazioni di alcun tipo di Rischio Idrogeologico, né di Frana né di Inondazione.

L'insieme delle risultanze acquisite permettono di dare un giudizio positivo sulla stabilità dell'opera.

Strettamente alle aree di sedime si ritiene che **la realizzazione del parco eolico, ed in particolar modo dell'area impianto, possa migliorare le condizioni di stabilità dei pendii in quanto si procederà alla sistemazione superficiale dei terreni con regimentazione delle acque di corrivazione.**

Anche la posa del cavidotto, per il quale sarà necessario uno scavo limitato nelle dimensioni e nei volumi di terreno rimossi, non intaccherà i fattori di sicurezza preesistenti delle aree attraversate dall'opera a rete.

In virtù di quanto rilevato **nella relazione Geologica (cfr. allegato PR03), è possibile affermare che la realizzazione del progetto di che trattasi non andrà ad interferire con l'attuale stato di equilibrio dei luoghi e, quindi, assolutamente sarà ininfluente sul grado**



di pericolosità/rischio idrogeologico delle aree attraversate che, comunque, si presentano stabili.

A.11.c. IPOTESI DI PROGETTO DELLA FONDAZIONE

Le fondazione in progetto è in calcestruzzo armato, con pianta di forma circolare di diametro $D_e = 20.80$ m, a spessore variabile da un minimo di 0.5 m, sul bordo esterno, ad un massimo di 3mt in corrispondenza della zona centrale di attacco della parte in elevazione della torre.

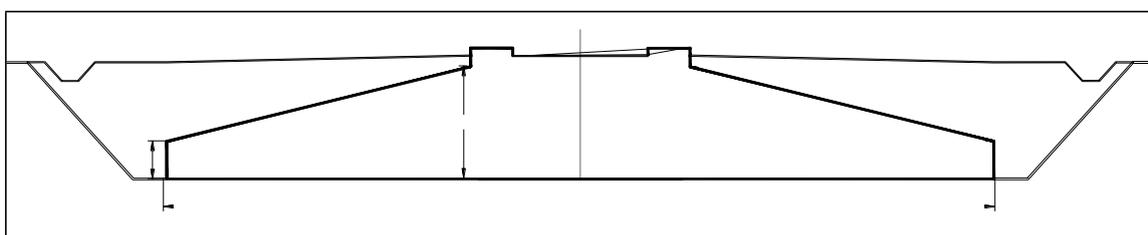


Figura 5: sezione qualitativa plinto fondazione

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.

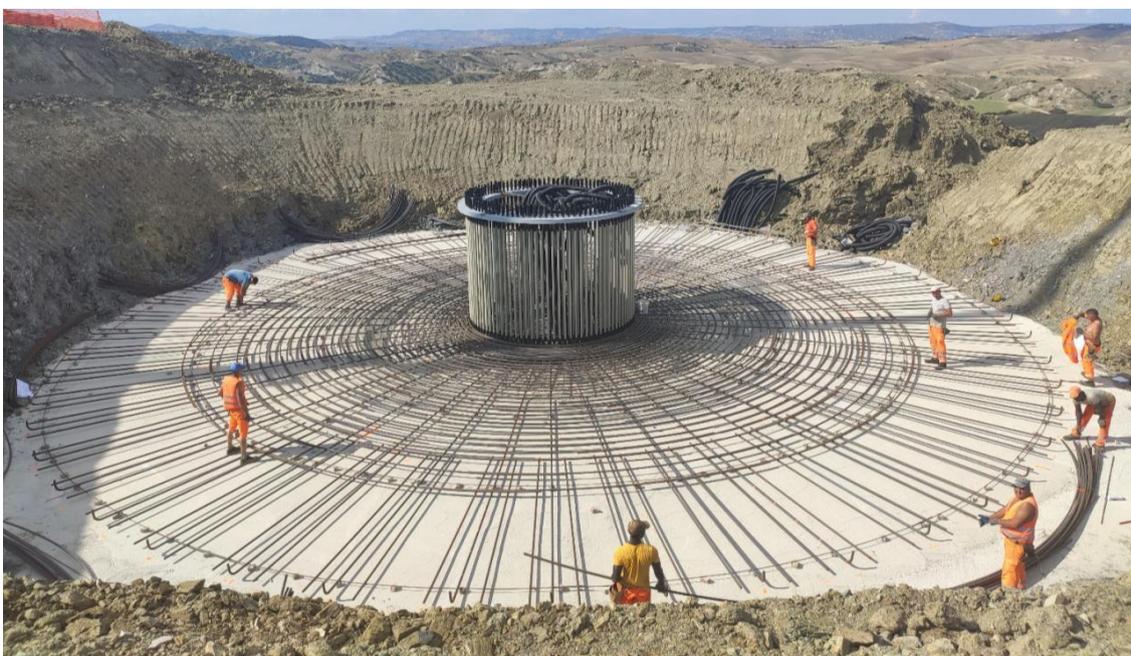


Figura 3: Posa anchor cages tipo



Figura 4: 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 paragrafo A.11.h.5;

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.



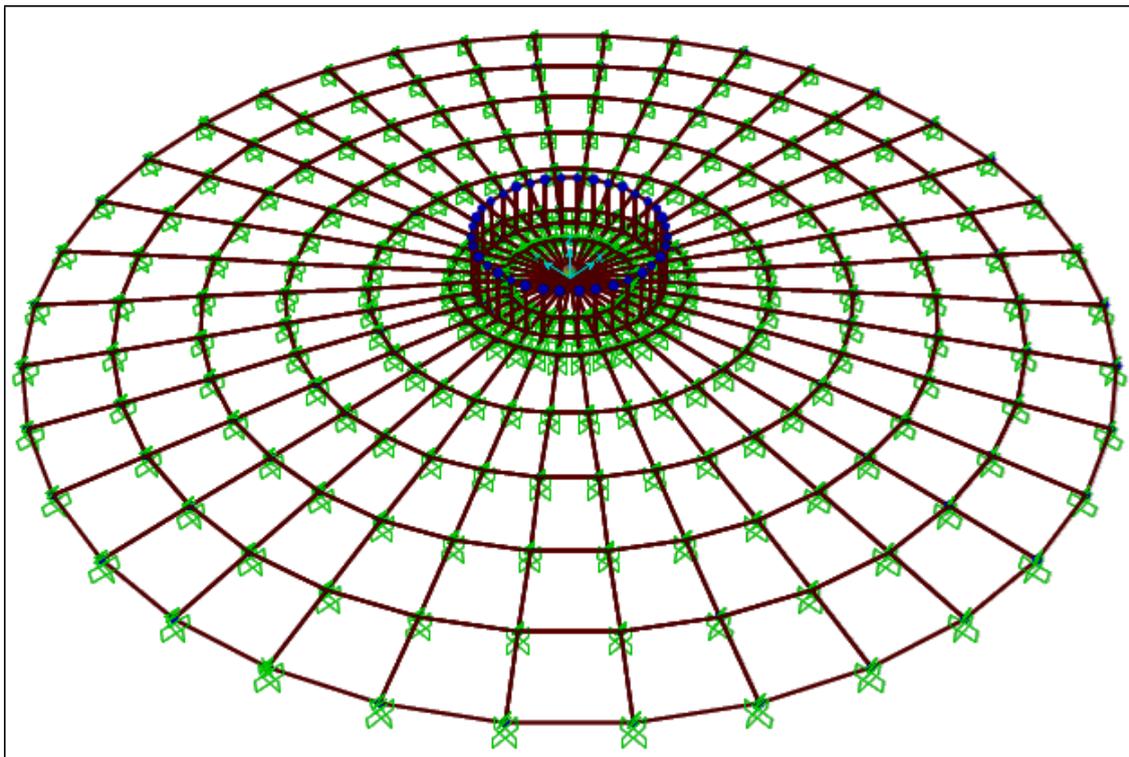


Figura 5: modello di calcolo a elementi finiti

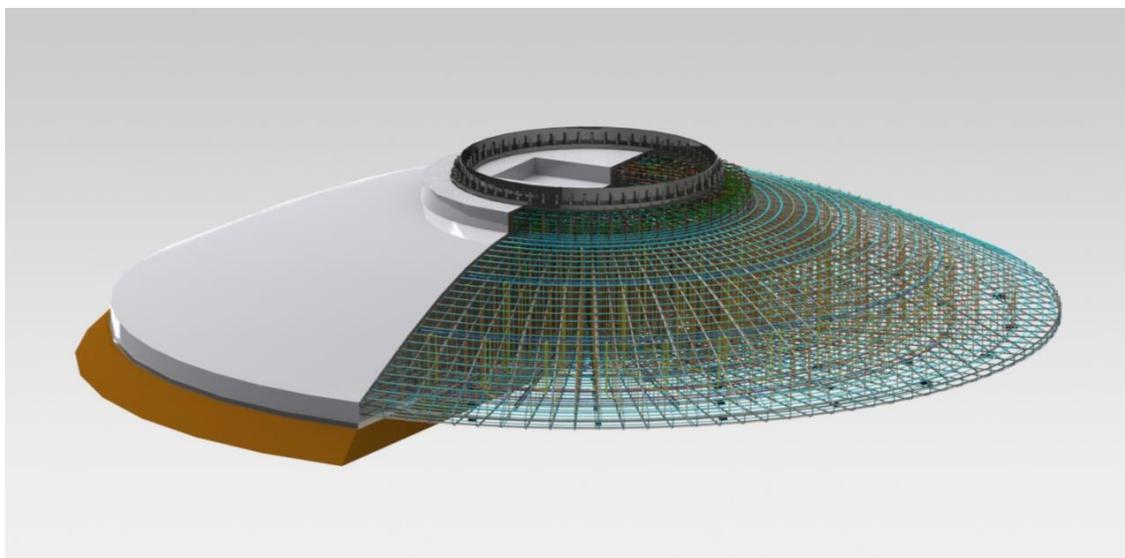


Figura 6: Modello 3d fondazione

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
ν_1	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
f_{yd}	391.30 N/mm ²



Es 210'000.00 N/mm²
 ε_{yd} 1.86
 ε_{ud} 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 7: 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 8: 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 9: 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 10: 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	=	20.80	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:	$H - H_{\text{slab}} =$	0.30	m
Scalino interno del piedistallo:	$H_{\text{int}} =$	0.20	m
Pendenza estradosso soletta:	$\alpha =$	19.46	%
Pendenza profilo terreno:	$\delta =$	2.00	%
Ricoprimento minimo:	$H_{\text{backfill, min}} =$	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 11: carichi dovuti al riempimento



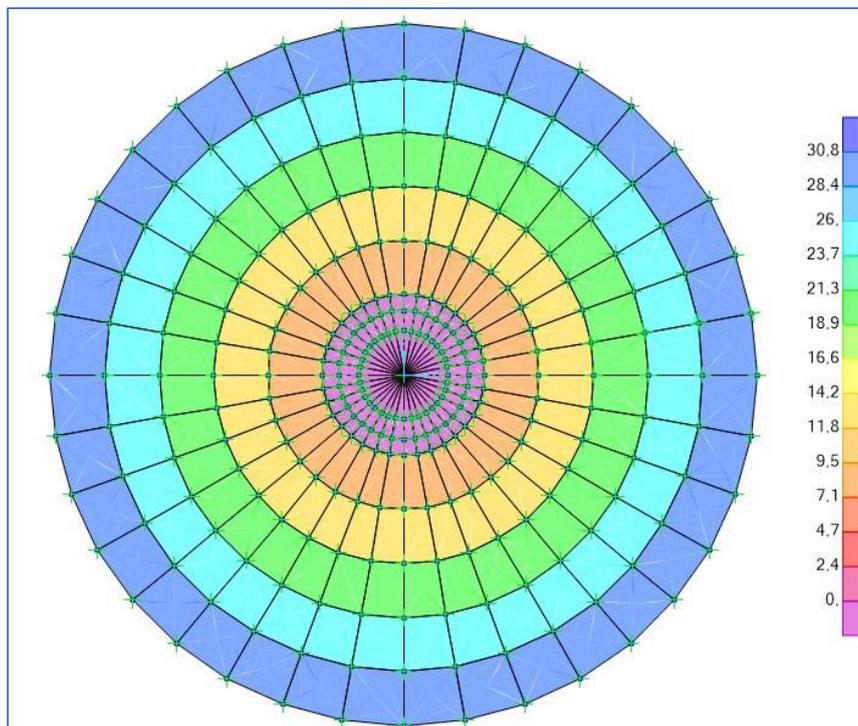


Figura 12: Distribuzione delle pressioni dovute al riempimento sul plinto

Il peso totale del riempimento è pari a 9.574 kN.

A.11.g.4. Azione sismica

La pericolosità sismica di un sito, costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche; essa deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le NTC e da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite



- in corrispondenza dei punti di un reticolo i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi;

Per le categorie di sottosuolo di fondazione (**categoria B** per il sito in esame) definite dal D.M. 17/01/2018 al comma 3. 2. 2, i coefficienti **Ss** e **Cc** possono essere calcolati in funzione dei valori di **F₀** e **Tc**, relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tabella 3.2.V, nelle quali *g* è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Inoltre, poiché l'area in esame presenta pendenze nulle, si attribuisce ad essa la Categoria topografica T1 e pertanto il coefficiente da considerare vale 1,0.

Di seguito vengono inseriti i dati utili allo studio della pericolosità sismica del sito:

Denominazione parametro sismico	Valore di input
<i>Vita nominale (anni)</i>	30
<i>Classe d'uso</i>	I
<i>Categoria di sottosuolo</i>	B
<i>Categoria topografica</i>	T1
<i>Coordinate geografiche</i>	Latitudine: 40.5532
	Longitudine: 17.8745



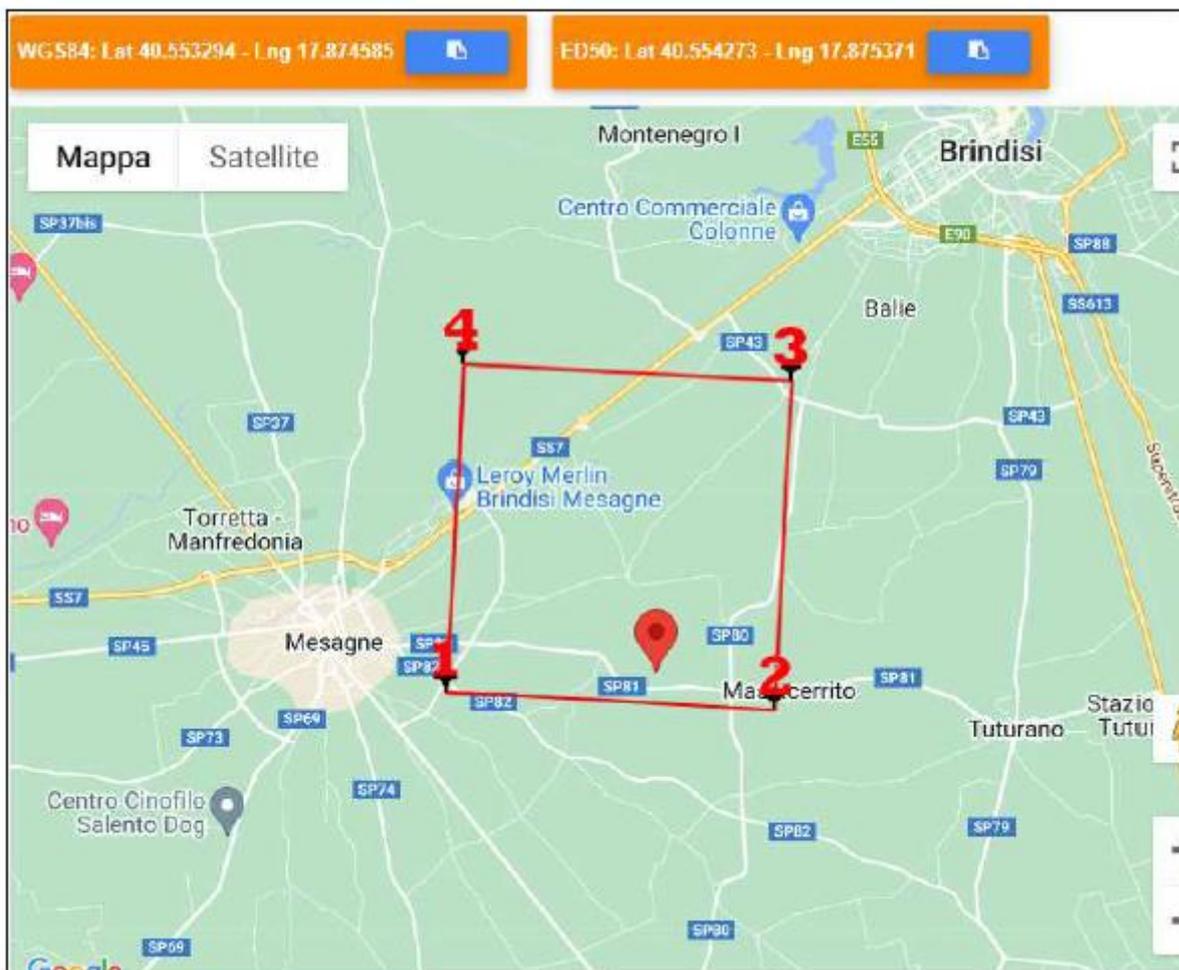


Figura 13: Reticolo sismico di base

Per determinare, in via del tutto teorica e approssimativa, i valori di F_0 , T^*c e A_g utili alla definizione dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali, sempre secondo le Norme tecniche del D.M. 17/01/2018, le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_r , ricavato per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u .

Nel caso in esame, come detto, si è fatto quindi riferimento ad una **Vita Nominale di 30 anni** e ad un coefficiente di **Classe d'uso I** che ha valore pari ad **0,7**.

Pertanto i valori delle forme spettrali da considerarsi sono i seguenti (da Geostru Parametri sismici – figura seguente):



Stati limite				
	Classe Edificio			
	I. Presenza occasionale di persone, edifici agricoli...			
	Vita Nominale	30		
	Interpolazione	Media ponderata		
CU = 0.7				
Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.015	2.326	0.156
Danno (SLD)	35	0.016	2.334	0.172
Salvaguardia vita (SLV)	332	0.042	2.490	0.418
Prevenzione collasso (SLC)	682	0.052	2.580	0.482
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	35			

Figura 14: Valori delle Forme spettrali

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	30 anni
Classe d'uso	I
C_U	0,7
Periodo di riferimento per l'azione sismica – $V_R = V_N * C_U$	35 anni
Categoria suolo di fondazione	B
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

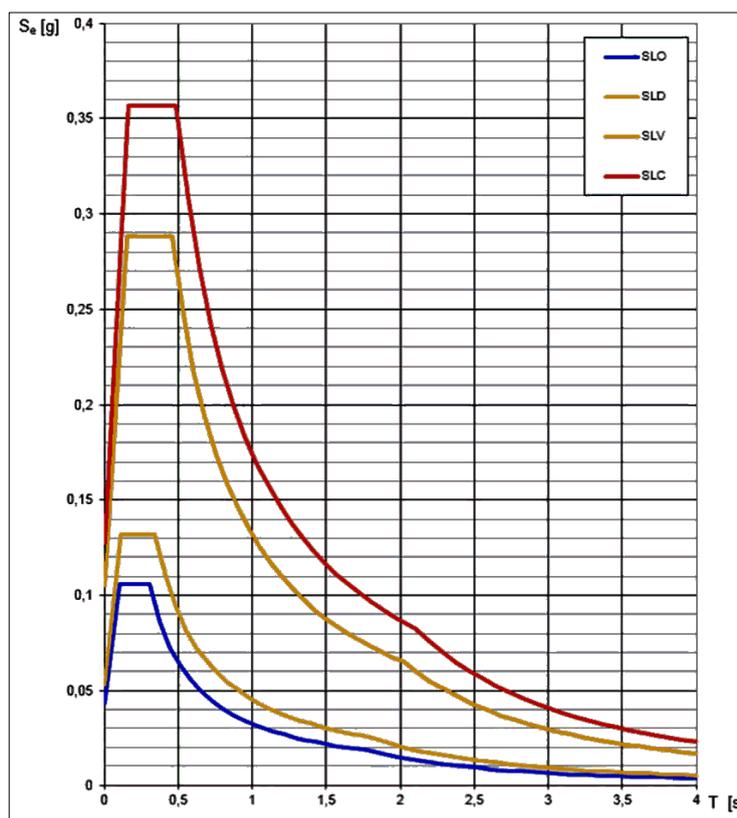


Figura 15: Spettri elastici di progetto

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_{Qi}	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 16: 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 17: 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 $\gamma?$				
					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) $\gamma?$			$\gamma?$	F.S.
					tan(ϕ')	c'	Cu		
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 esposte 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.

	TOWER BOTTOM			FOUNDATION BOTTOM		
	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 18: 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 19: 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 20: 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 21: 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 22: 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			
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			
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	$(1 - 3053.4 / (39914 + 282.73 * 25.0) \tan(22^\circ))^{1.5} =$	0.917	
Load inclination factor	i_γ	$(1 - 3053.4 / (39914 + 282.73 * 25.0) \tan(22^\circ))^{1.5} =$	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	



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 23: 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 doudation	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 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
Inclination of foundation	η			0.0°
N_c	N_c	$(7.82 - 1) / \tan(22.0^\circ) =$	16.883	
N_q	N_q	$\gamma \cdot (1 + \tan^2(\varphi)) \cdot \tan(\varphi)$		
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		$1 + (N_c / (16.883 - 1)) \cdot \tan(\varphi)$		
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		$(1 - 4'020.07 / (39'963 + 277.19 * 25.0 / \tan(22.0^\circ)))^{1.58} =$		0.891
Load inclination factor i_γ		$(1 - 4'020.07 / (39'963 + 277.19 * 25.0 / \tan(22^\circ)))^{1.58} =$		0.828
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



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}	$39'962.92 / 277.19 =$	144 kPa
Bearing check	FS	$418.9 / 144.17 =$ 2.906 > 1 OK

Figura 24: 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	s_c	$1 + 0.2 * (16.04 / 20.18) =$	1.159	
Shape factor	s_q	1 =	1.000	
Shape factor	s_γ	1 =	1.000	
Load inclination factor	i_c	$1/2 * [1 + \sqrt{(1 - 3'917.14 / 323.6 / 200.0)}] =$	0.985	
Load inclination factor	i_q	1 =	1.000	



Load inclination factor	i_γ		$1 =$	1.000	
Found. inclination fact.	b_c	$1 - 2 * \text{rad}(0.0^\circ) / (2 + \pi) =$		1.000	
Found. inclination fact.	b_q		$1 =$	1.000	
Found. inclination fact.	b_γ		$1 =$	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 25: 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 26: 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 27: 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 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
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 28: 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
- embledded 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 29: 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)	20.00 N/mm ²
		(Layer 2)	0.00 N/mm ²
		(mean value)	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 30: 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 31: Valori massimi dei momenti di piastra



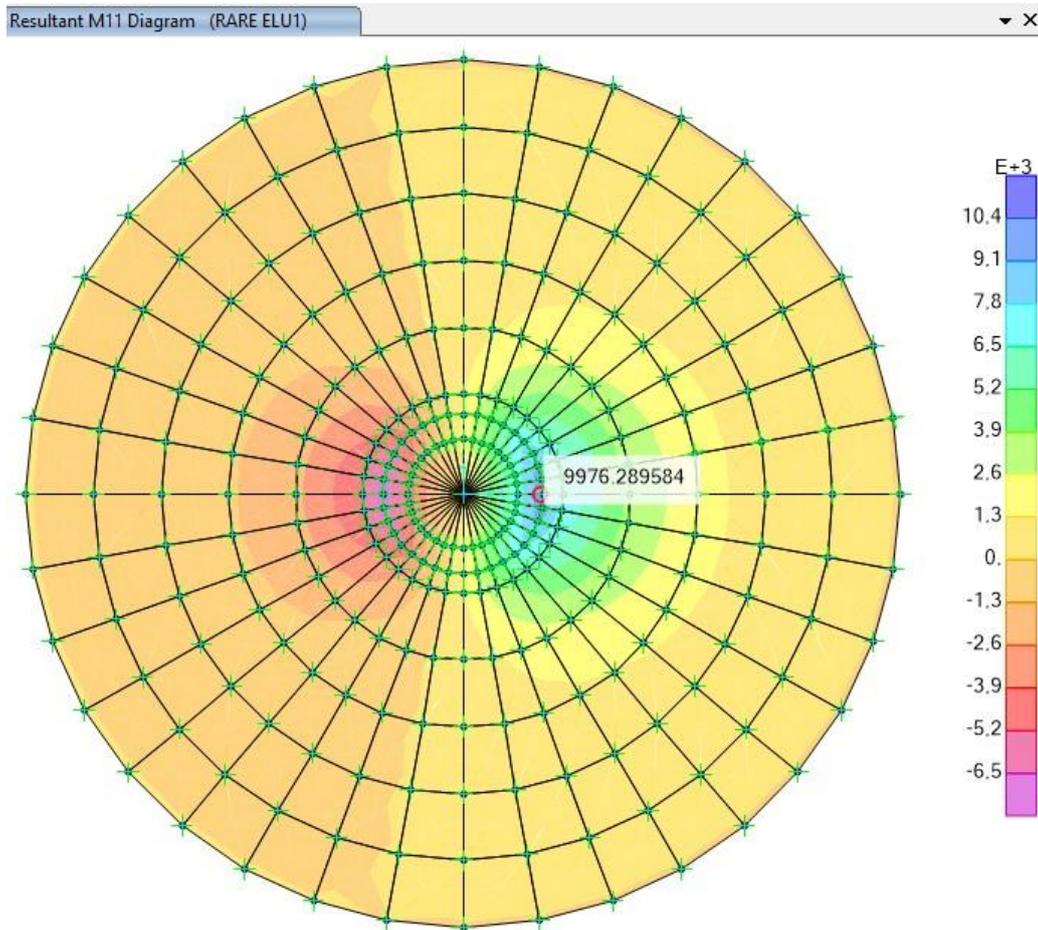


Figura 32: Momento Massimo M₁₁ Normal SLU 1 [kNm/m]

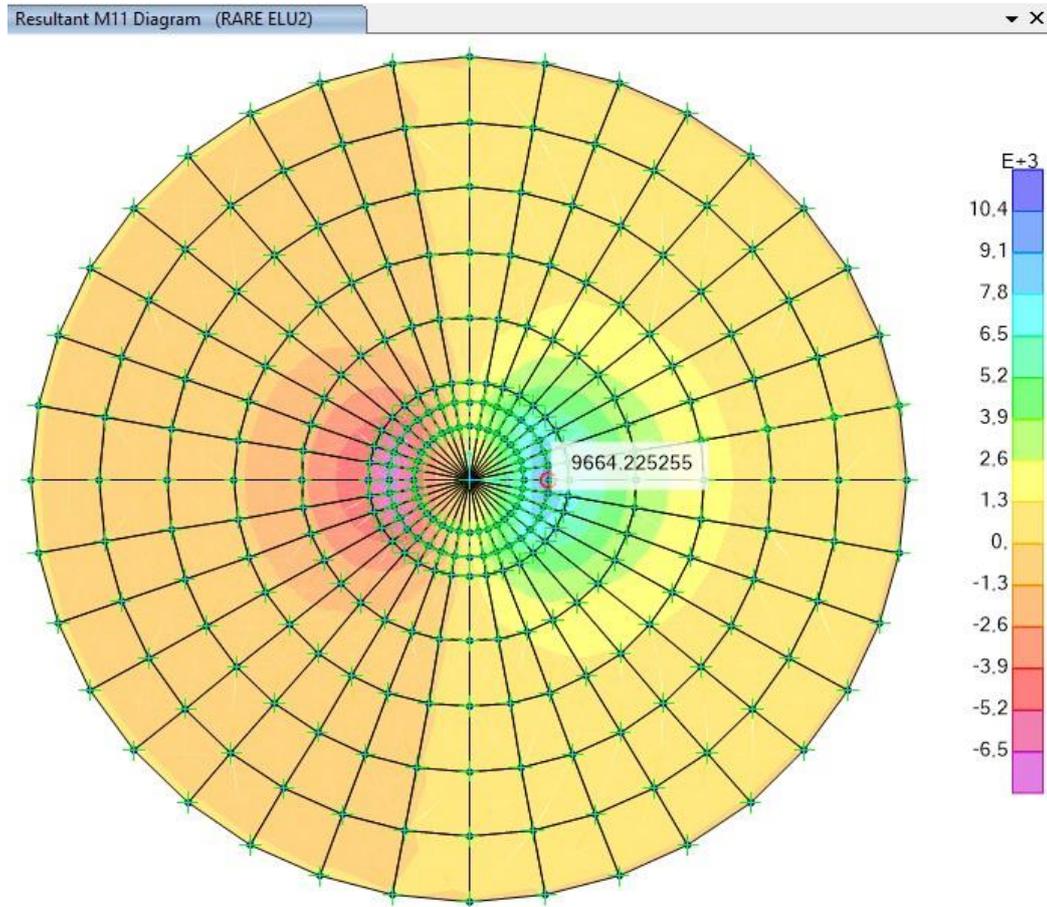


Figura 33: Momento Massimo M₁₁ Normal SLU 2 [kNm/m]

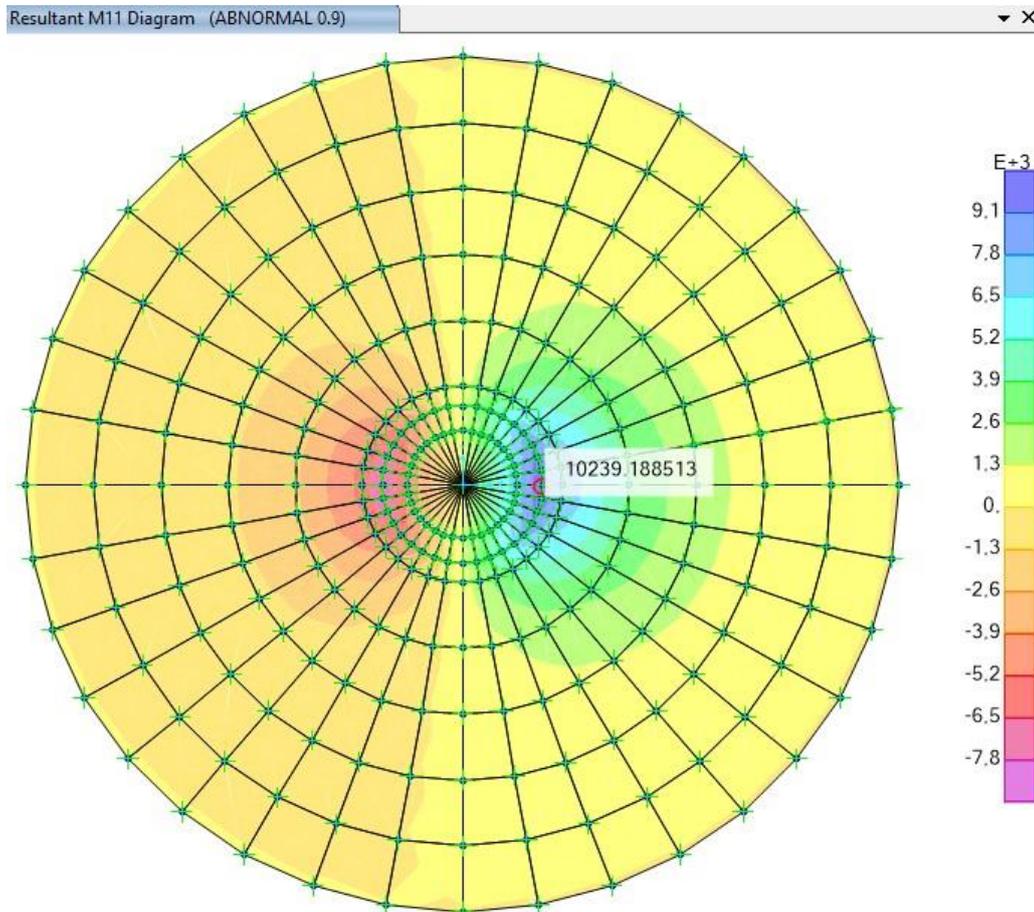


Figura 34: Momento Massimo M₁₁ ABNORMAL 0.9 [kNm/m]

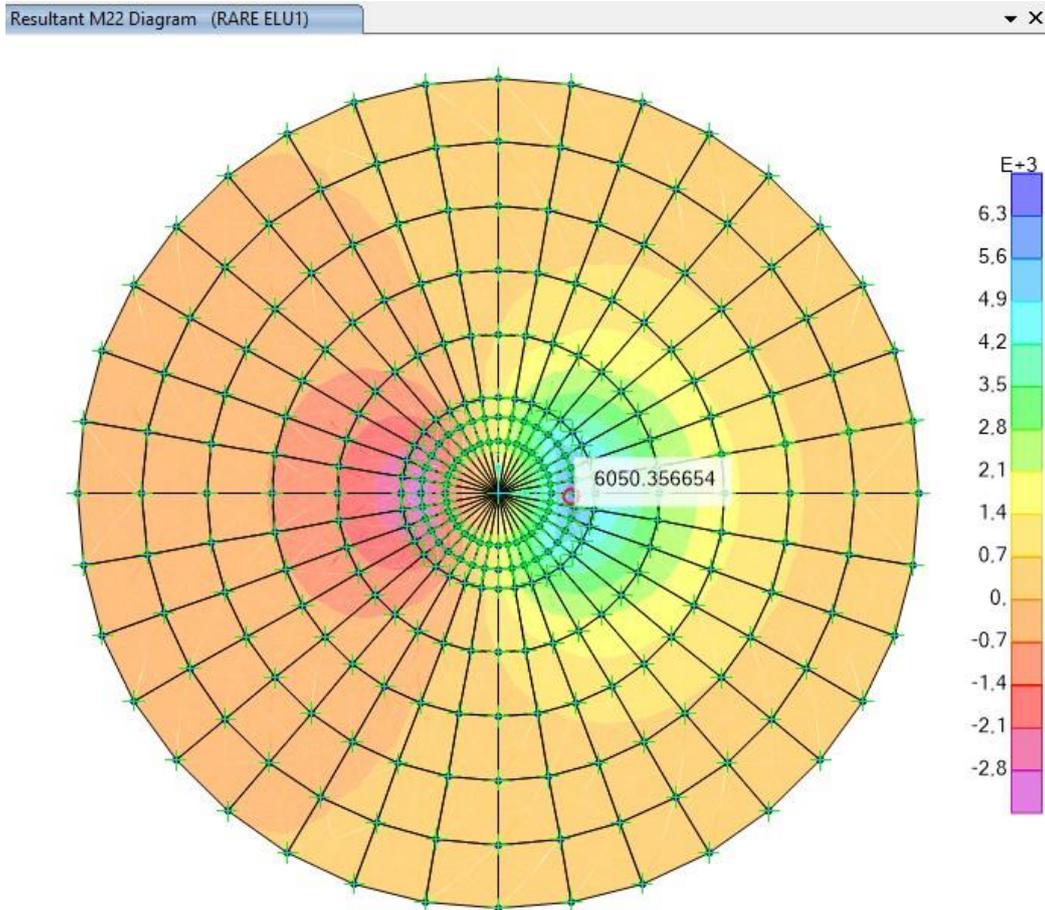


Figura 35: Momento Massimo M22 Normal SLU 1 [kNm/m]

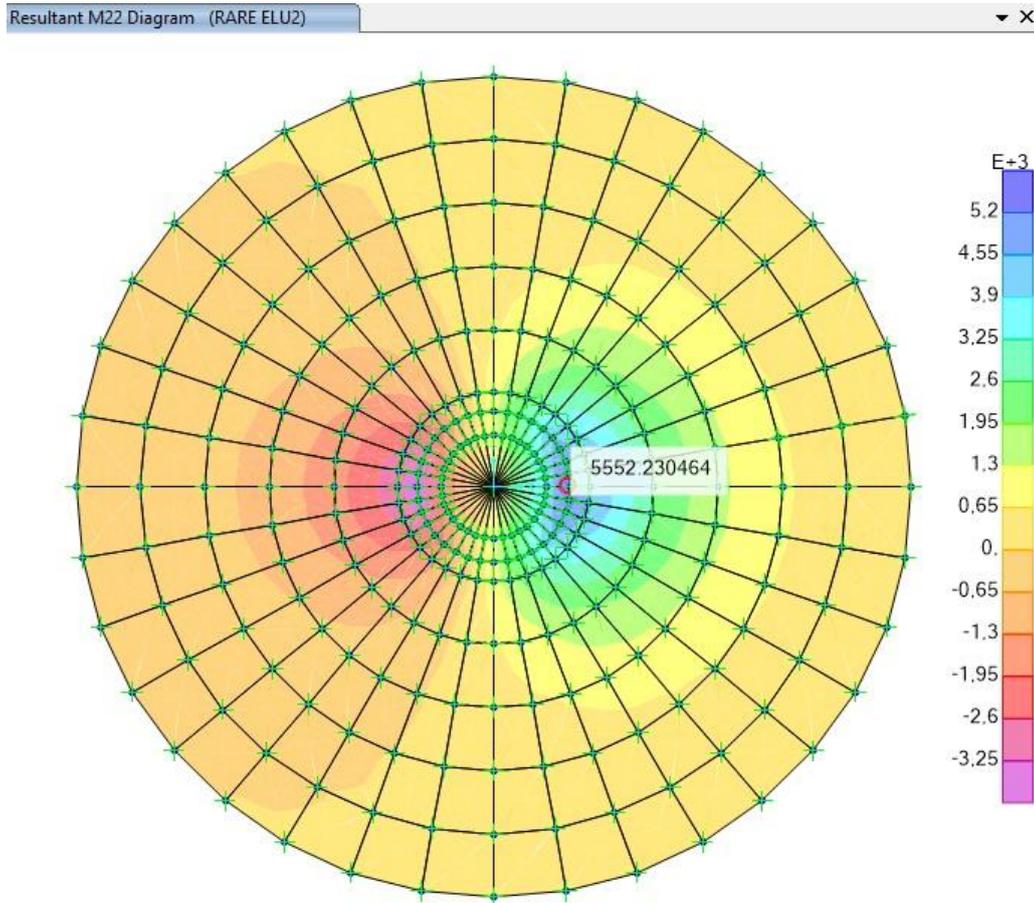


Figura 36: Momento Massimo M22 Normal ELU 2 [kNm/m]

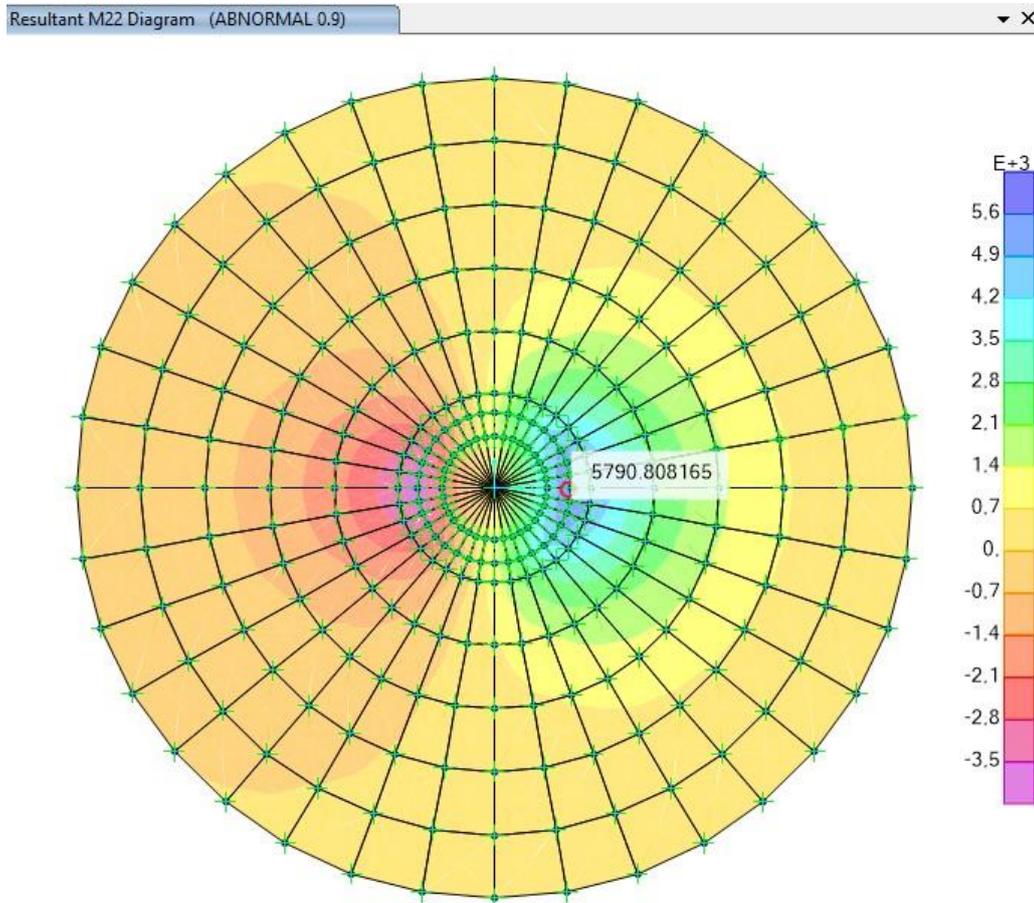


Figura 37: Momento Massimo M₂₂ ABNORMAL 0.9 [kNm/m]

Resultant M22 Diagram (ABNORMAL 1.10) x

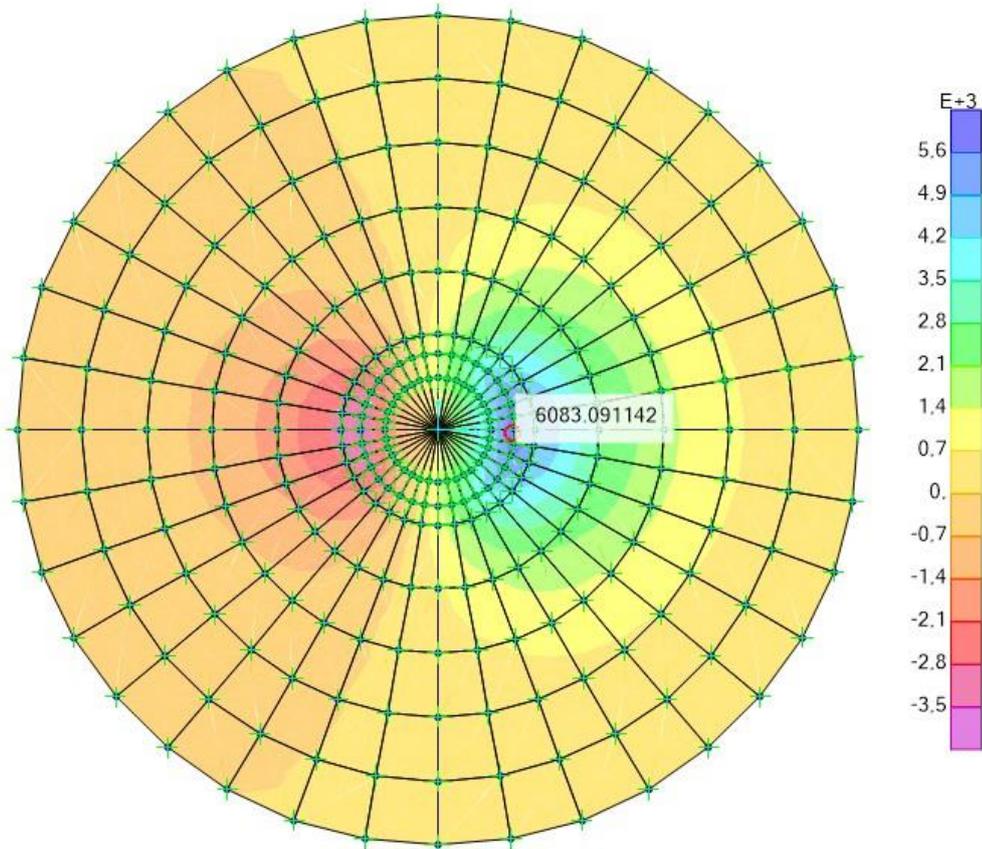


Figura 38: Momento Massimo M22 ABNORMAL 1.10 [kNm/m]

		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	M2(+) [kNm/m]	4'737.2	3'426.1	1'700.6	899.2	521.2	248.8	124.0
ABNORMAL 1.10	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
MOMENTI RADIALI	M2(+) [kNm/m]	7'315.3	5'504.0	2'626.1	1'315.4	546.2	123.0	-13.1
QP SLE	M2(-) [kNm/m]	-5'442.4	-3'926.0	-1'760.8	-865.9	-357.2	-80.0	8.8

Figura 39: 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	h = altezza	d = altezza	M_2	$2\pi r_i M_2$	f_{yd}
	[m]	[m]	utile [m]	[kNm/m]	[kNm]	[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]	A _{s,calcolo} [mm ² /m]	A _{s,min} [mm ² /m] (0,26 f _{ctm} / f _{yk} A _{cls})	A _{s,disposta} [mm ² /m]	A _{s,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 40: 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 41: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali inferiori (3 strati Ø32)

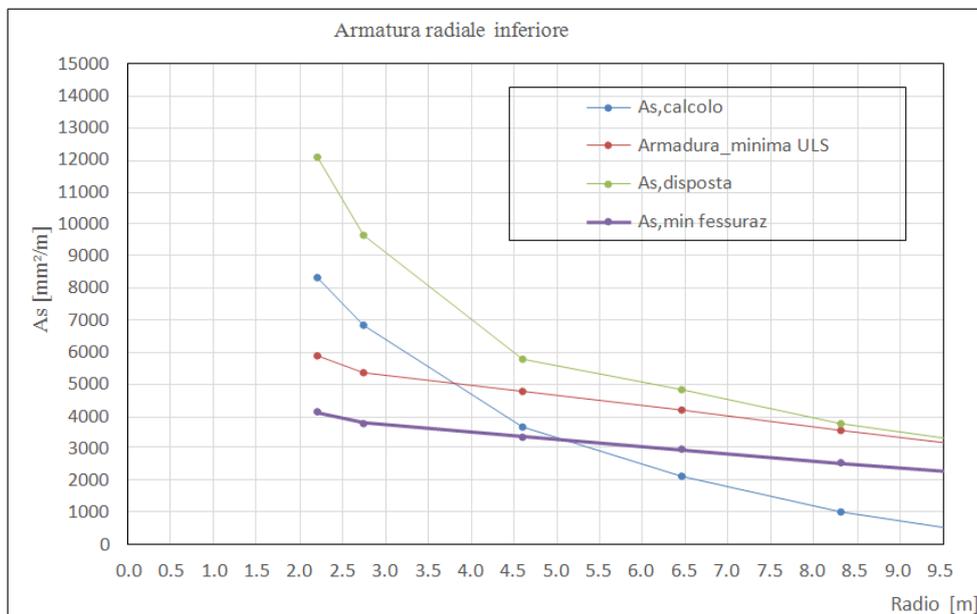


Figura 42: Area armatura radiale inferiore: da calcolo, minima (da norma),



effettivamente disposta e da fessurazione

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

ARMATURA CIRCONFENZ. SUP	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. 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 43: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circolari superiori

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

ARMATURA CIRCONFENZ. 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% $A_{s,long,inf}$	$A_{s,min}$ fessuraz. [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 44: 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	ρ _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 45: 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 46: 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.

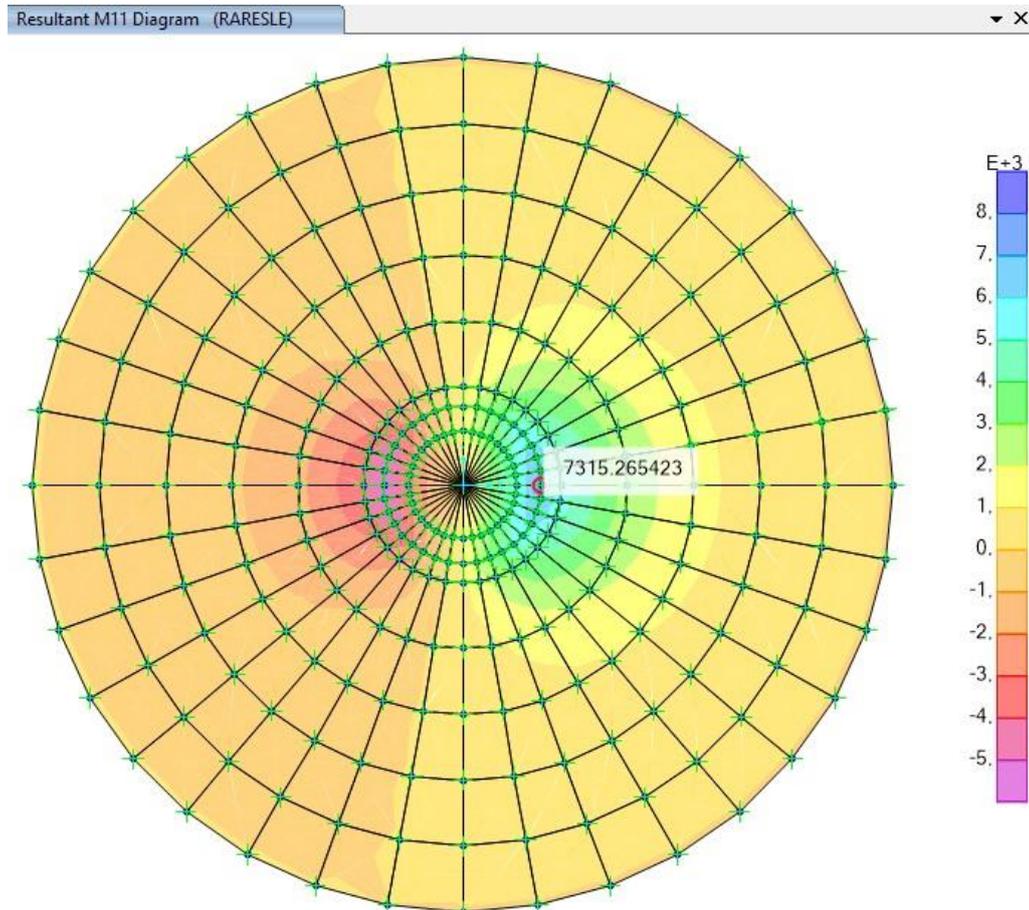


Figura 47: Momento radiale in combinazione SLE Rara [kNm/m]