

Regione



Calabria

COMUNE DI TORRE DI RUGGIERO CHIARAVALLE CENTRALE



COMUNE DI PETRIZZI



Provincia di



Catanzaro

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO COSTITUITO DA 10 AEROGENERATORI DA REALIZZARE NEI COMUNI DI TORRE DI RUGGIERO (CZ) E CHIARAVALLE CENTRALE (CZ) E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA R.T.N. RICADENTI NEL COMUNE DI PETRIZZI (CZ).

RELAZIONE PRELIMINARE DELLE STRUTTURE

ELABORATO

A.11

PROPONENTE:



SKI W A1 s.r.l.

via Caradosso n.9
Milano 20123
P.Iva 12655730963

CONSULENZA:

PROGETTO E SIA:



Via Caduti di Nassirya, 55
70124- Bari (BA)
pec: atechsr@legalmail.it

Ing. Alessandro Antezza

Il DIRETTORE TECNICO
Ing. Orazio Tricarico



SOLARITES s.r.l.

piazza V.Emanuele II n.14
Ceva (CN) 12073

0	APR 2023	B.B.	A.A. - O.T.	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	11
A.11.d. MODELLO DI CALCOLO	13
A.11.e. NORME DI RIFERIMENTO	14
A.11.f. MATERIALI STRUTTURALI	14
A.11.g. ANALISI DEI CARICHI	15
A.11.g.1. Azioni derivanti dalla sovrastruttura.....	15
A.11.g.2. Peso proprio della fondazione	17
A.11.g.3. Peso proprio del riempimento	17
A.11.g.4. Azione sismica.....	18
a. 7.3 STORIA SISMICA DI TORRE DI RUGGIERO	22
CLASSIFICAZIONE SISMICA DI TORRE DI RUGGIERO	24
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	30
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 circonferenziali superiori	49
A.11.i.6. Dimensionamento delle armature circonferenziali 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 72 MW e relative opere di connessione alla RTN da realizzare comuni di Torre di Ruggiero (CZ) e Chiaravalle Centrale (CZ) e relative opere di connessione ricadenti nel comune di Petrizzi (CZ).**

Progetto proposto dalla società **SKI W A1 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 è finalizzato alla realizzazione di un impianto di produzione di energia elettrica tramite conversione da fonte eolica costituito da **10 turbine aventi potenza complessiva pari a 72 MW** da realizzare nei comuni di Torre di Ruggiero (CZ) e Chiaravalle Centrale (CZ) e relative opere di connessione ricadenti nel comune di Petrizzi (CZ).

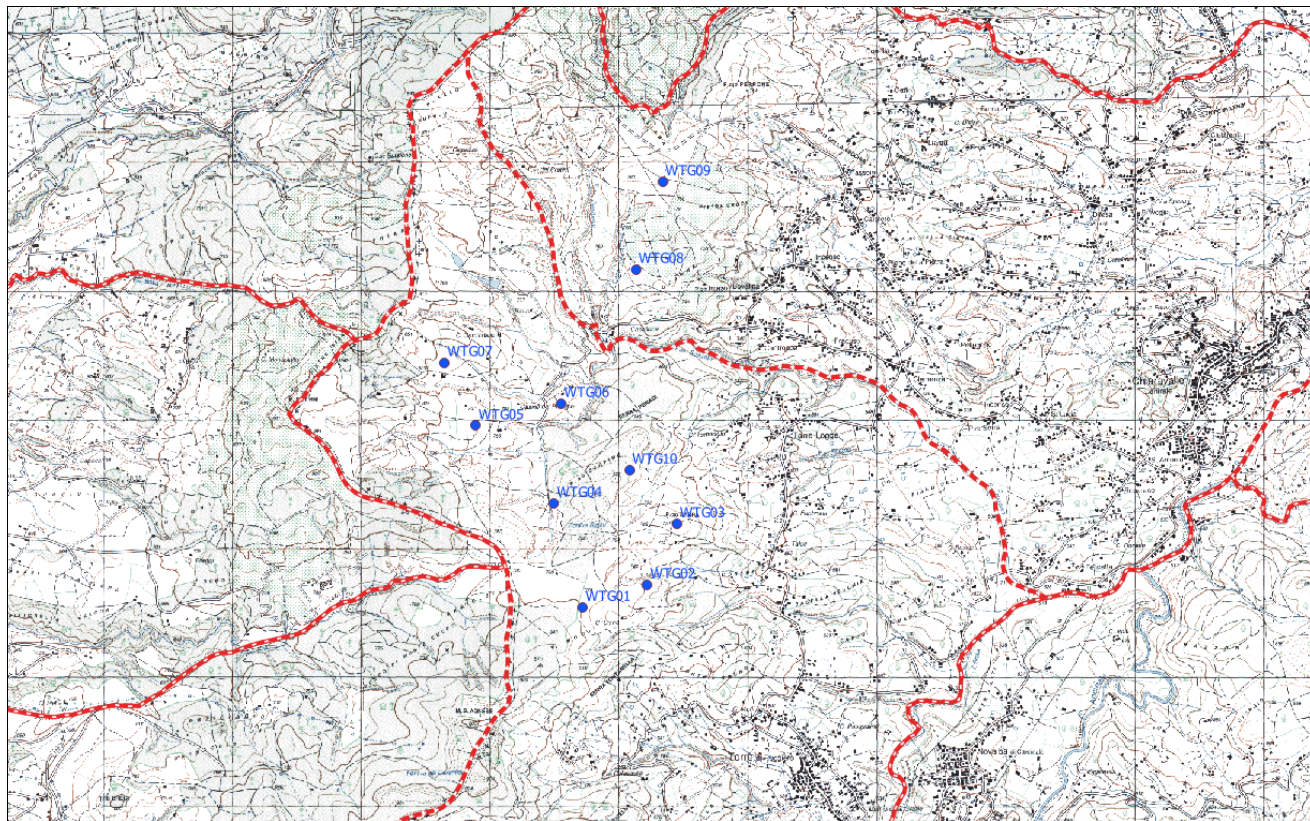


Figura 1-1: Inquadramento intervento di area vasta

Il sito di intervento è situato a circa 1,2 km a nord del centro abitato di Torre di Ruggiero e a circa 3,8 km da centro abitato del comune di Chiaravalle Centrale, mentre le opere di connessione saranno realizzate nel comune di Petrizzi.

Le turbine sono raggiungibili dalla viabilità locale che si innesta sulla SS182 e sulla SP154.

Progetto per la realizzazione di un impianto eolico costituito da 10 turbine da realizzare nei comuni di Torre di Ruggiero (CZ) e Chiaravalle Centrale (CZ) e relative opere di connessione ricadenti nel comune di Petrizzi (CZ)

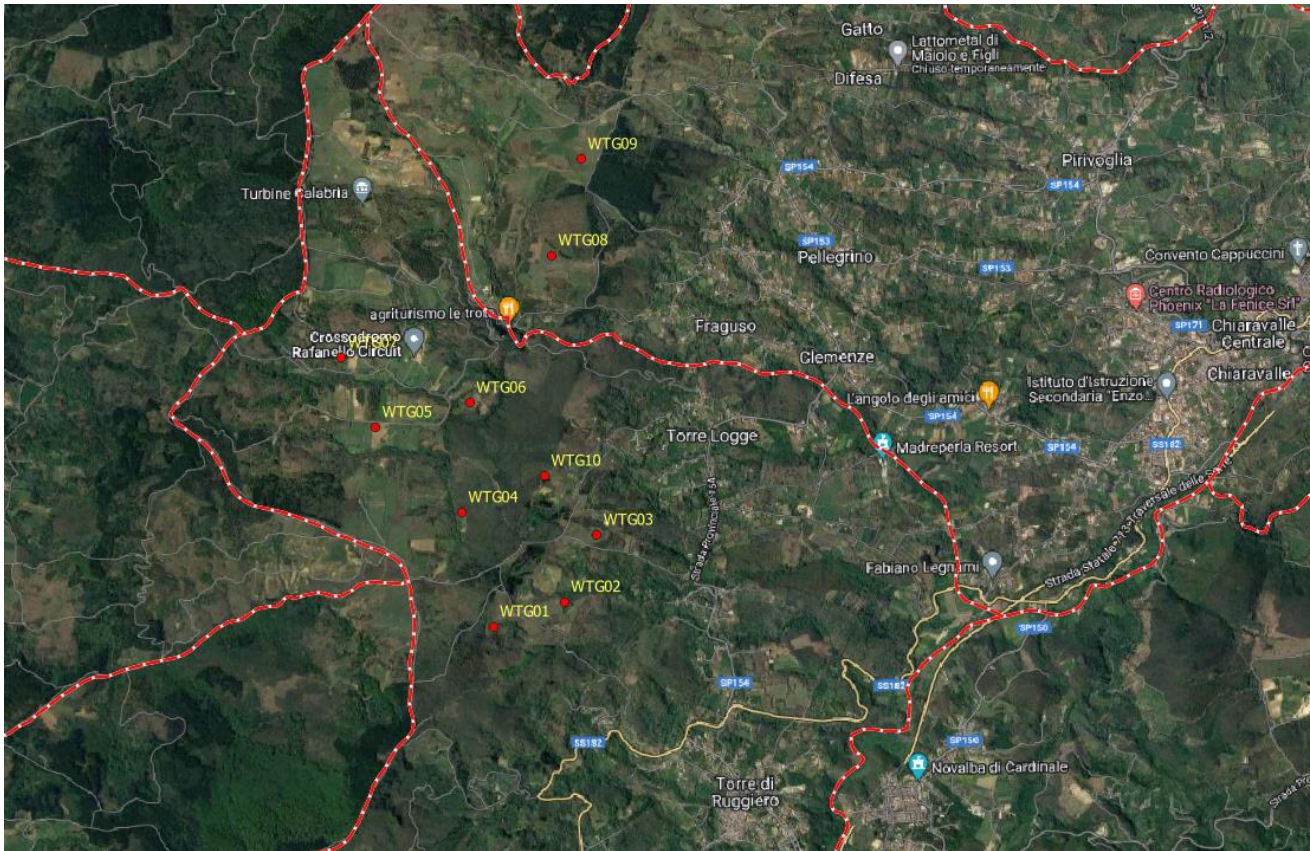


Figura 1-2: Inquadramento intervento di area vasta

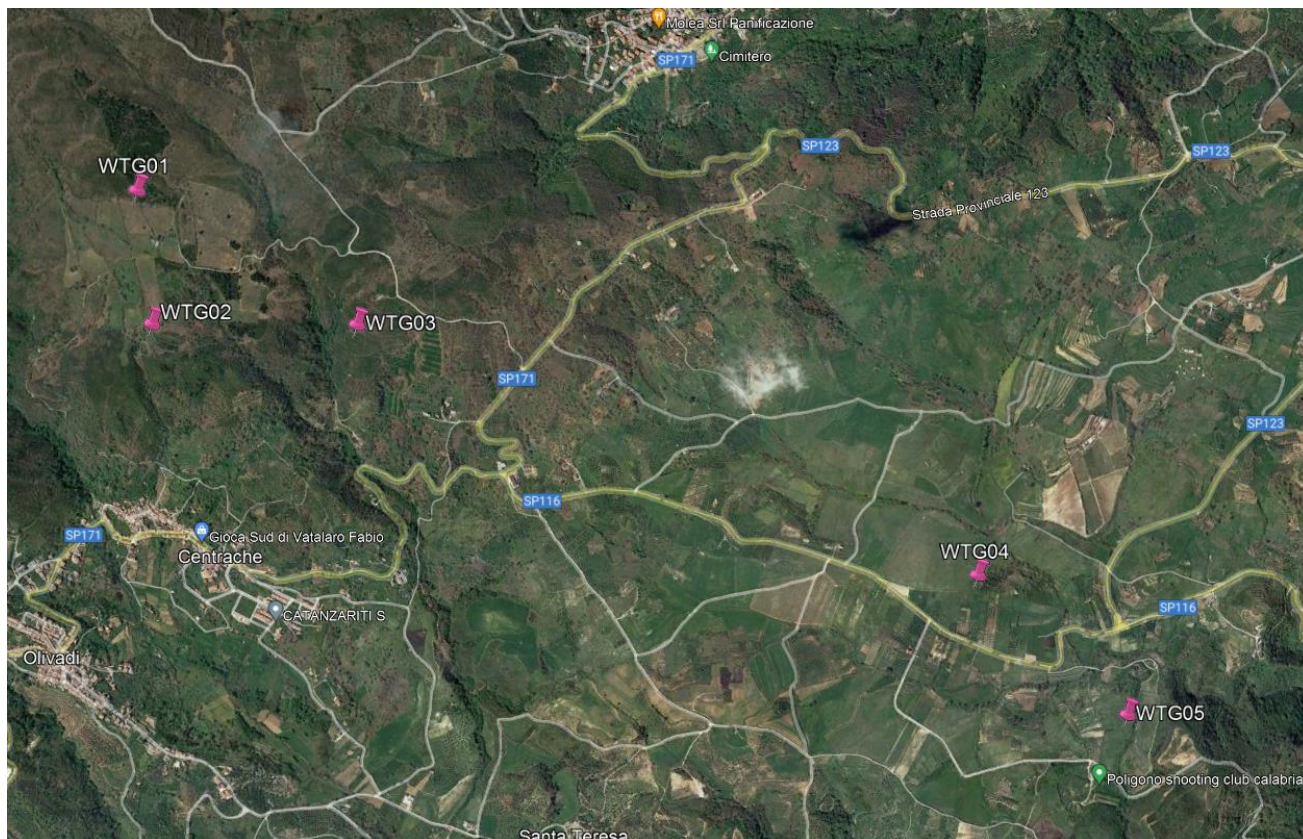


Figura 1-3: Inquadramento intervento di area vasta

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

- N° 10 Aerogeneratori tripala, di potenza unitaria massima pari a 7.2 MW, altezza mozzo massima 140 m, diametro rotore massimo 172 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.

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

TORRE DI RUGGIERO			
NR	Latitudine N	Longitudine E	Quota terreno
WTG01	38°39'50.33"	16°21'8.76"	803m
WTG02	38°39'55.77"	16°21'29.64"	753m
WTG03	38°40'11.00"	16°21'39.44"	770m
WTG04	38°40'24.70"	16°21'24.39"	771m
WTG05	38°40'16.61"	16°21'0.03"	756m
WTG06	38°40'36.40"	16°20'35.28"	779m
WTG07	38°40'52.40"	16°20'25.53"	783m
WTG08	38°40'41.69"	16°21'2.86"	732m
WTG09	38°41'37.10"	16°21'36.44"	778m
WTG10	38°41'15.14"	16°21'27.41"	742m

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:

Potenza nominale (max)	7.2 MW
Numero di pale	3
Diametro rotore (max)	172 m
Altezza del mozzo (max)	140 m
Velocità del vento di cut-in	3 m/s
Velocità del vento di cut-out	27 m/s
Velocità del vento nominale	11.6 m/s
Generatore	Asincrono
Tensione	690 V

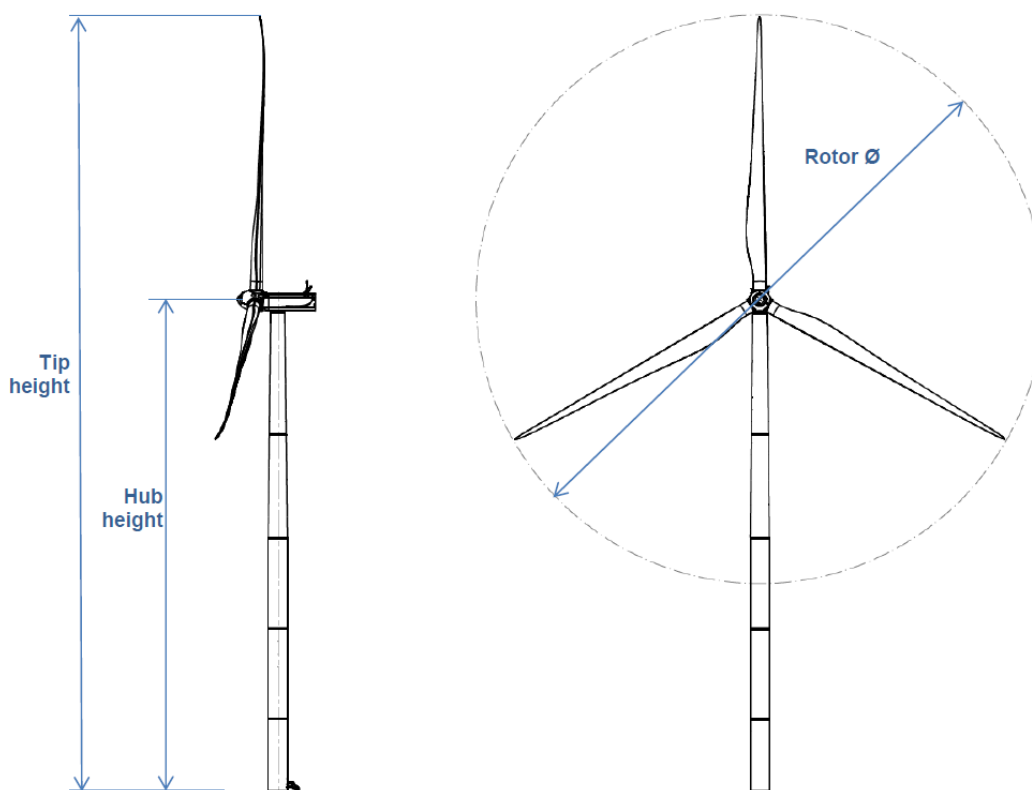


Figura 4: Struttura aerogeneratore

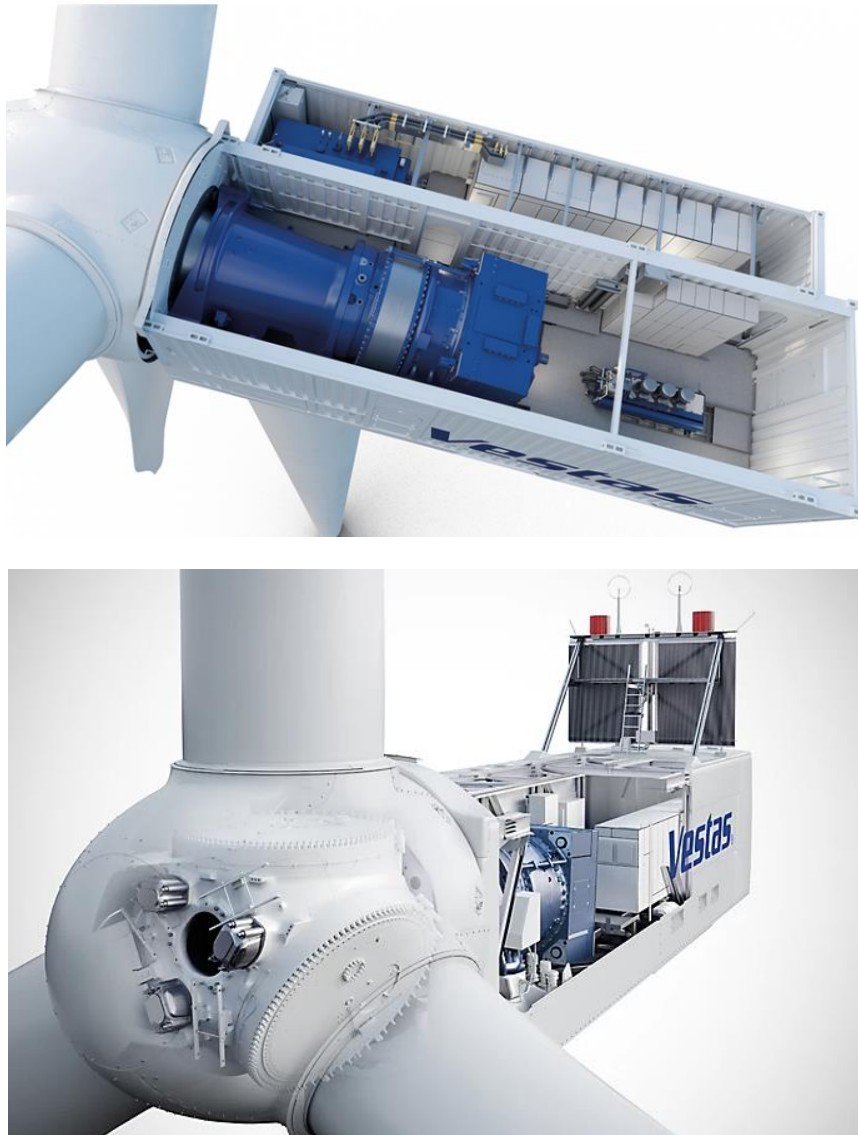


Figura 5: Tipico navicella WTG

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 all'interno della

Carta Geologica n. 241 II-SE denominata “San Vito Sullo Jonio” (Casmez 1: 25.000) di cui di seguito si può osservare lo stralcio cartografico, con la zona di studio interessata.

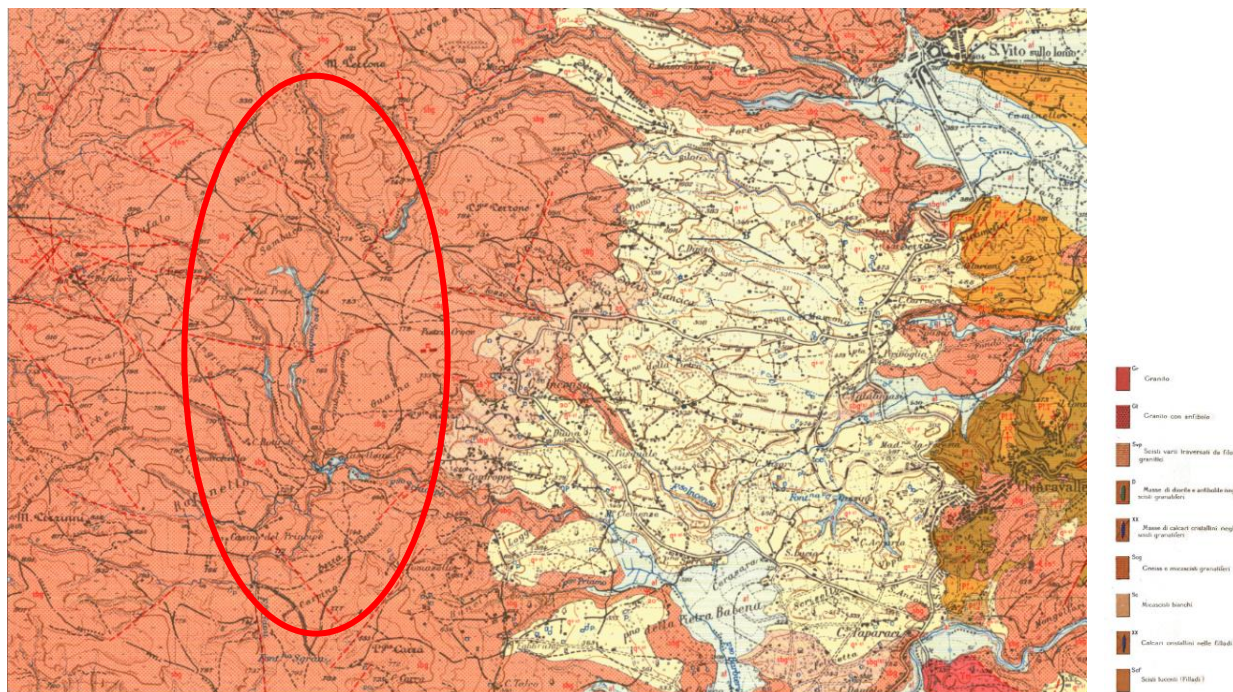


Figura 2-1: Stralcio Carta Geologica

Dalla consultazione della carta, così come confermato dal sondaggio eseguito di cui si parlerà approfonditamente nell'apposito paragrafo, risulta che le rocce affioranti nell'intera area di studio, sono da ricondurre a rocce metamorfiche paleozoiche, costituite da gneiss, paragneiss e scisti biotitici a grana media e grossolana, generalmente granatiferi i cui cristalli sono visibili ad occhio nudo, in associazione a ortogneiss granitoidi, dioritici ed anfibolitici e vene o segregazioni di rocce granitiche (Sbg in carta geologica). Lo spessore totale dell'intera formazione supera i 3000 m.

Tali rocce posseggono caratteristiche differenti a seconda se affiorano come masse litoidi compatte (roccia integra) oppure come terreni granulari (roccia alterata-degradata), quest'ultime in genere occupanti la porzione più superficiale e maggiormente sottoposta a stress dell'affioramento.

Le rocce integre e compatte sono supportati da una elevata resistenza all'erosione e permeabilità che si esplica in funzione della fratturazione dell'ammasso, mentre la coltre più degradata, essendo il prodotto di erosione, quindi assimilabile a masse sabbiose e/o sabbioso-ghiaiose, presenta una scarsa resistenza ed una permeabilità in genere medio-alta.

Il programma di studi e le indagini geognostiche prese in riferimento **nella relazione Geologica (cfr. allegato A.2)**, hanno consentito di caratterizzare sotto il profilo geologico e geomorfologico il sito di indagine nonché i terreni di fondazione interessati dall'opera di progetto da realizzarsi.

In virtù di quanto rilevato, 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 influente sul grado di pericolosità/rischio.

A.11.c. IPOTESI DI PROGETTO DELLA FONDAZIONE

Le fondazione in progetto è in calcestruzzo armato, con pianta di forma circolare di diametro $D_e = 22$ 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.

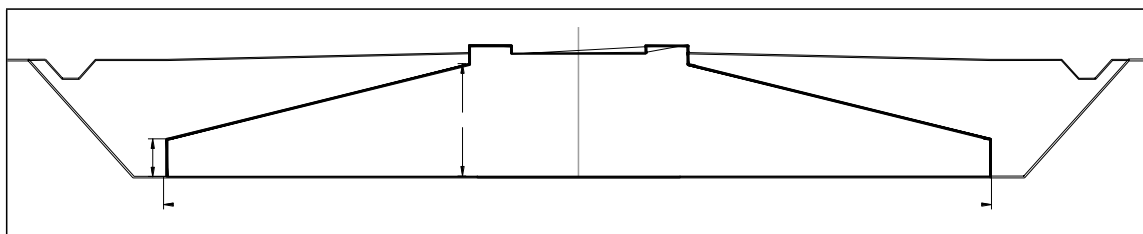


Figura 7: sezione qualitativa plinto fondazione

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.

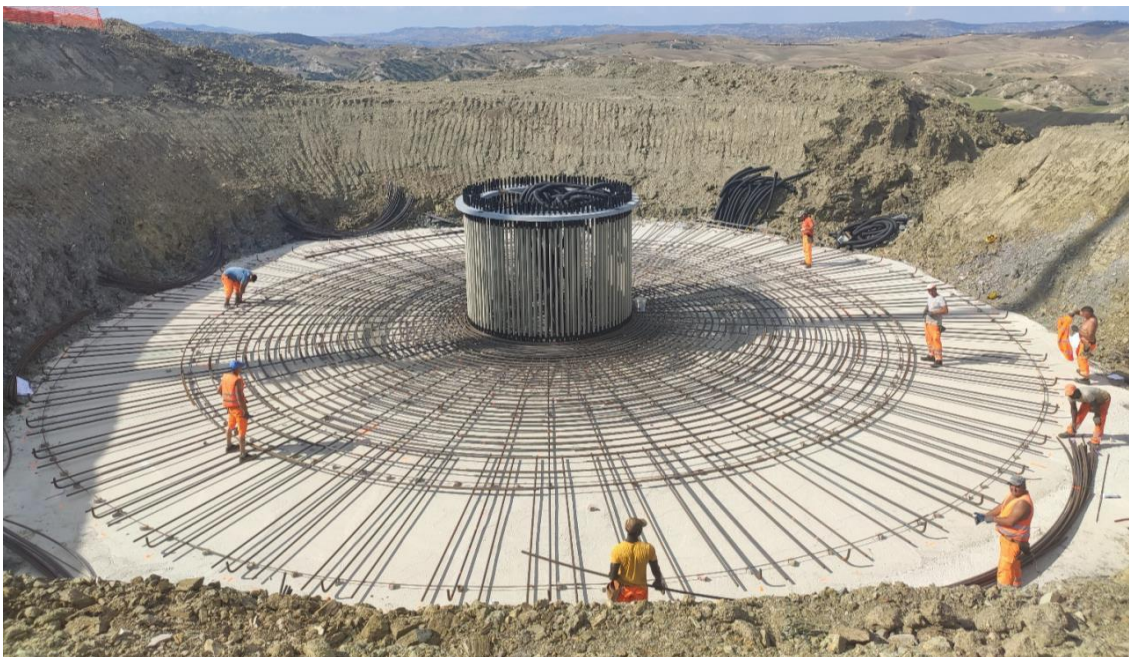


Figura 3: Posa anchor cages tipo



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.

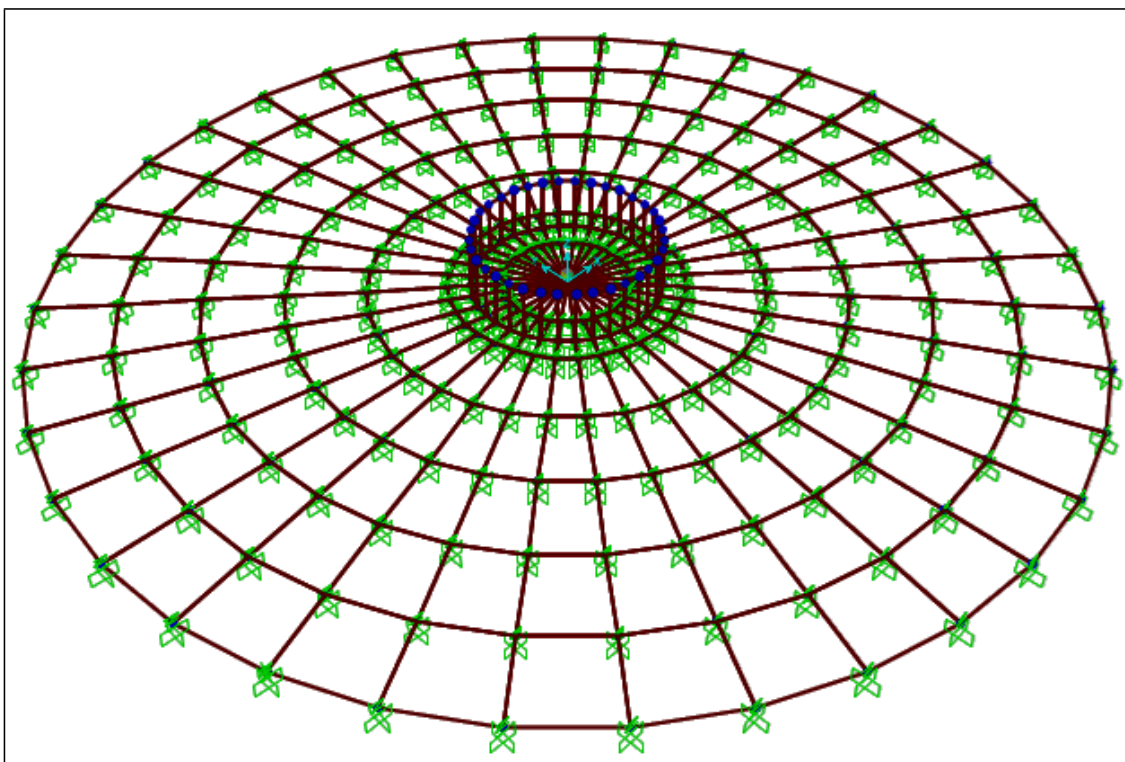


Figura 5: modello di calcolo a elementi finiti

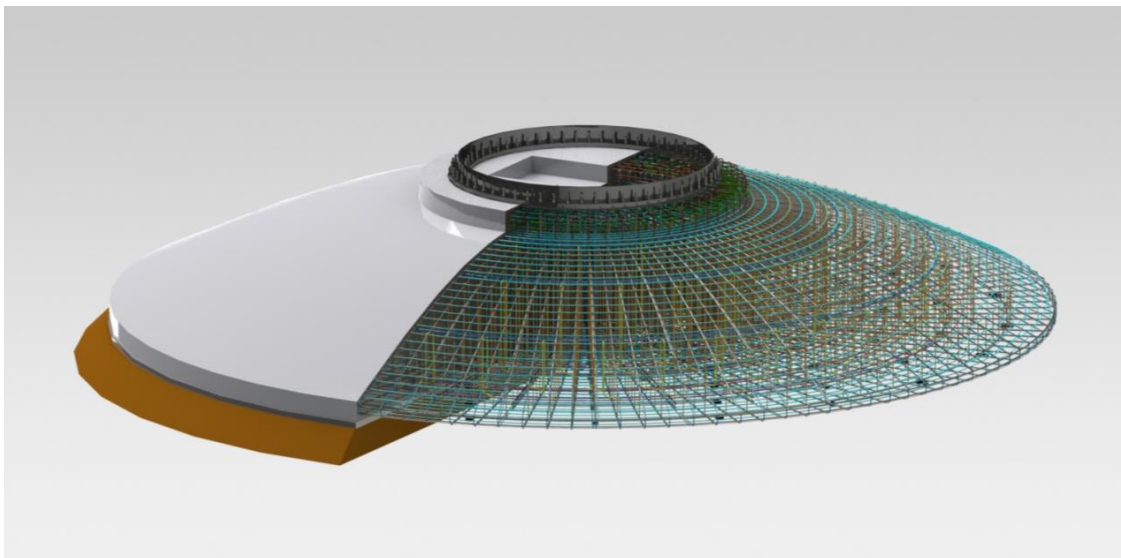


Figura 6: Modello 3d fondazione

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

R_{ck} 35 N/mm²

fck	29.05	N/mm ²
γc	1.50	
αcc	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
f _{yd}	391.30 N/mm ²
E _s	210'000.00 N/mm ²
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 (F_z, F_x, F_y, M_z, M_x, M_y);
- 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	12IceUHW0100(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	=	22	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:	Hint	=	0.20	m
Pendenza estradosso soletta:	α	=	19.46	%
Pendenza profilo terreno:	δ	=	2.00	%
Ricoprimento minimo:	H _{b a c kfill, m in}	=	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

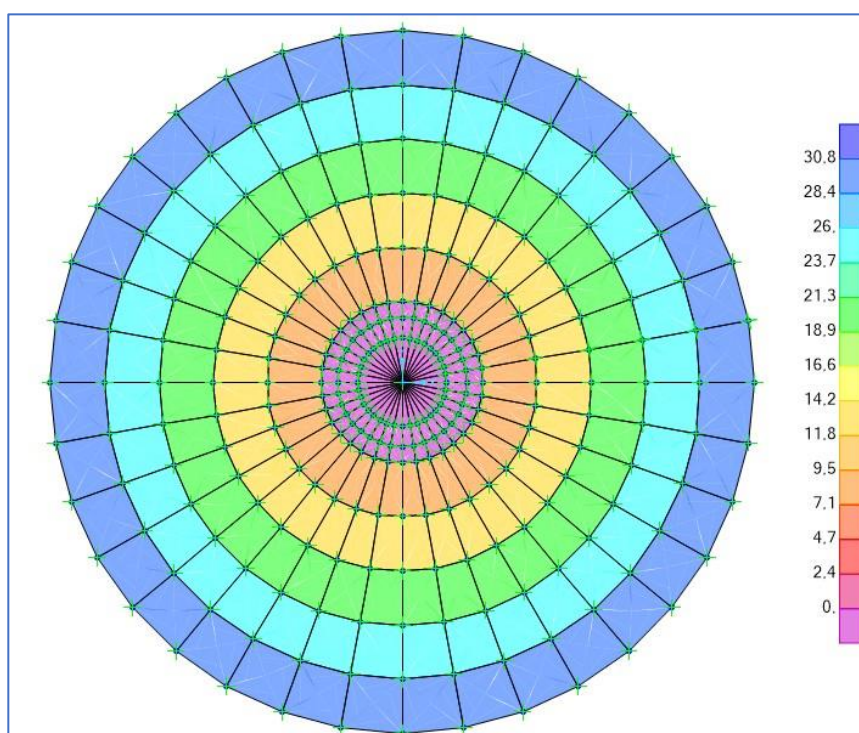


Figura 12: Distribuzione delle pressioni dovute al riempimento sul plinto

Il peso totale del riempimento è pari a 9.574 kN.

A.11.g.4. Azione sismica

Dal punto di vista sismo-tettonico, la complessità dell'arco calabro e la sua mobilità geodinamica, causano all'intera regione, una intensa attività sismica. Ciò è strettamente correlato a processi di subduzione che interessano il paleomargine africano, accompagnati da una progressiva migrazione

verso Sud Ovest dell'arco calabro e dall'apertura del Mar Tirreno fino a ca. 500 km di profondità. Recenti studi hanno dimostrato proprio per questo, che la Calabria, è la regione in Italia nella quale si sono verificati i terremoti tra i più catastrofici ed a più elevata intensità ed energia, di tutta l'area mediterranea, così come riporta la banca dati dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia Catalogo dei "Forti Terremoti in Italia dal 461 a.C. al 1990" (Boschi et al. – 1997). Si è reso necessario, a tal proposito, formulare una carta di zonazione sismica, capace di tenere conto delle caratteristiche sismiche comuni, basati su eventi accaduti in passato e probabilistici. Tale mappa, la zonazione macrosismica ZS4, fino al 2002, rappresentava il riferimento principale, dividendo l'intero territorio calabrese in distinte zone sorgenti (Scandone et al., 1996). Successivamente, con l'implemento di studi del settore, è stata redatta una nuova carta di zonazione, denominata ZS9. Pertanto, le zone da 65 a 72 sono state modificate in due nuove zone, una sul lato tirrenico della regione (zona **929**) e una sul lato ionico (zona **930**) (Fig. 14).

L'esistenza di queste due distinte zone rispecchia livelli di sismicità differenti. I terremoti con più elevata magnitudo hanno interessato i bacini del Crati, del Savuto e del Mesima fino allo Stretto di Messina (zona **929**). Tra questi eventi spiccano la sequenza del 1783 e i terremoti del 1905 e 1908, così come riportato nel *Catalogo dei forti terremoti 461 a.C.-1990* (Boschi-Gasperini et al. 1997). Viceversa sul lato ionico della Calabria (zona **930**) solo 4 eventi hanno superato un valore di magnitudo pari a 6, e tra questi il terremoto del 1638 appare come l'evento più forte verificatosi.

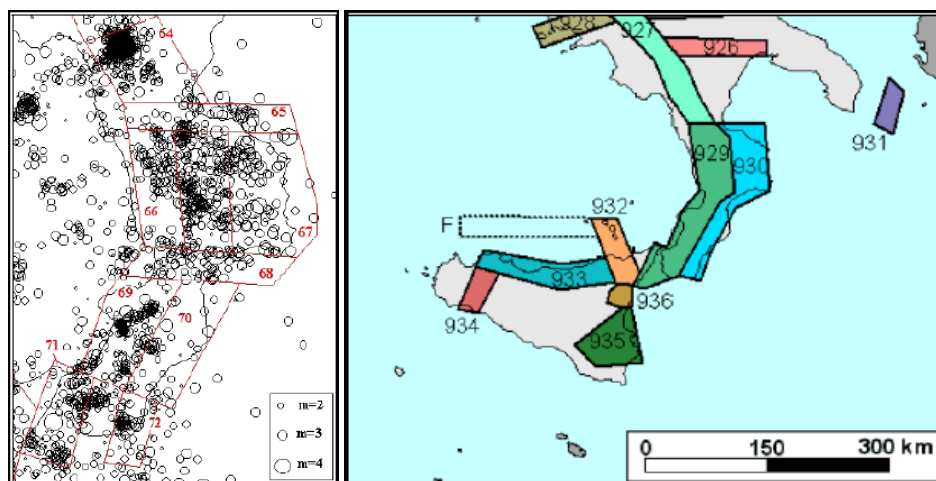


Fig. 14. Le zonazioni macrosismiche delle due diverse mappe (ZS4-ZS9) a confronto

CARATTERISTICHE SISMOTETTONICHE DELL'AREA DI STUDIO

La presenza di faglie capaci nel territorio oggetto di studio può essere verificata consultando il Catalogo delle Faglie Capaci ITHACA "Database delle faglie capaci-sismogenetiche d'Italia" (*Capacity seismic Italian fault database*) del Servizio Geologico d'Italia ISPRA.

Esso comunque non rappresenta la totalità delle faglie capaci ma solo quelle presenti sul territorio nazionale di cui esiste uno studio e quindi un riferimento bibliografico. Inoltre il Catalogo ITHACA fornisce solo una prima indicazione sull'eventuale presenza di faglie attive e capaci in un determinato territorio, ma non può essere utilizzato per la loro caratterizzazione di dettaglio. L'adeguata conoscenza della cronologia dell'attività delle faglie è cruciale nella definizione di schemi strutturali per finalità sismotettoniche. Per le aree analizzate, l'intervallo cronologico scelto affinché si possa ritenere un elemento strutturale di sicuro interesse in ambito sismotettonico è il Pleistocene superiore-Olocene (a partire dall'ultimo massimo glaciale, ca. 18000-23000 anni BP).

La scelta di questo intervallo cronologico "stretto" rende pressoché sicura la pertinenza dell'elemento strutturale rappresentato con il regime deformativo in atto. Inoltre essa è direttamente legata alle caratteristiche geologico-geomorfologiche dei settori interessati dalle faglie rappresentate.

La maggior parte di queste faglie, infatti, interessa versanti montuosi e spesso disloca, depositi di versante. E' ormai ampiamente riconosciuto che la più cospicua produzione detritica recente nell'Italia peninsulare è da riferire a fasi deposizionali prossime all'ultimo massimo glaciale nel contesto di una dinamica periglaciale. Pertanto le successioni detritiche, talvolta assai spesse, riferibili al contesto cronologico citato, costituiscono dei serbatoi di informazione sull'attività delle faglie negli ultimi millenni.

CATALOGO ITHACA
Servizio Geologico d'Italia - ISPRA



ITHACA Working Group (2019). ITHACA (Italy Hazard from Capable faulting), A database of active capable faults of the Italian territory. Version December 2019. ISPRA Geological Survey of Italy. Web Portal <http://sgi2.isprambiente.it/ithacaweb/Mappatura.aspx>

In particolare, nell'area di studio, il sistema sismogenetico considerato è il *Sistema Mesima*.

Andando più nello specifico, nei pressi dei centri abitati limitrofi, si colloca la faglia denominata “**Serre**”, la quale viene individuata all'interno del portale delle faglie capaci (ITHaCA) con il codice **35110**.

Tale faglia si ritiene possa aver contribuito al processo di sollevamento del batolite delle Serre (horst) rispetto al bacino del Mesima (graben)

Dal punto di vista geometrico, la faglia, che si presenta come un singolo elemento, ha una lunghezza di circa 30 Km, una direzione circa N 190, una immersione non definita, un cinematismo di tipo normale con inclinazione del piano di faglia verso W, ed ultima attività nota prima del Quaternario.

Dato che l'ultima attività nota risale genericamente al Quaternario e non vi sono studi, che evidenziano un'attività risalente negli ultimi 40.000 anni, tale faglia e tutte quelle simili, vanno considerate solo limitatamente come potenzialmente attive e capaci.

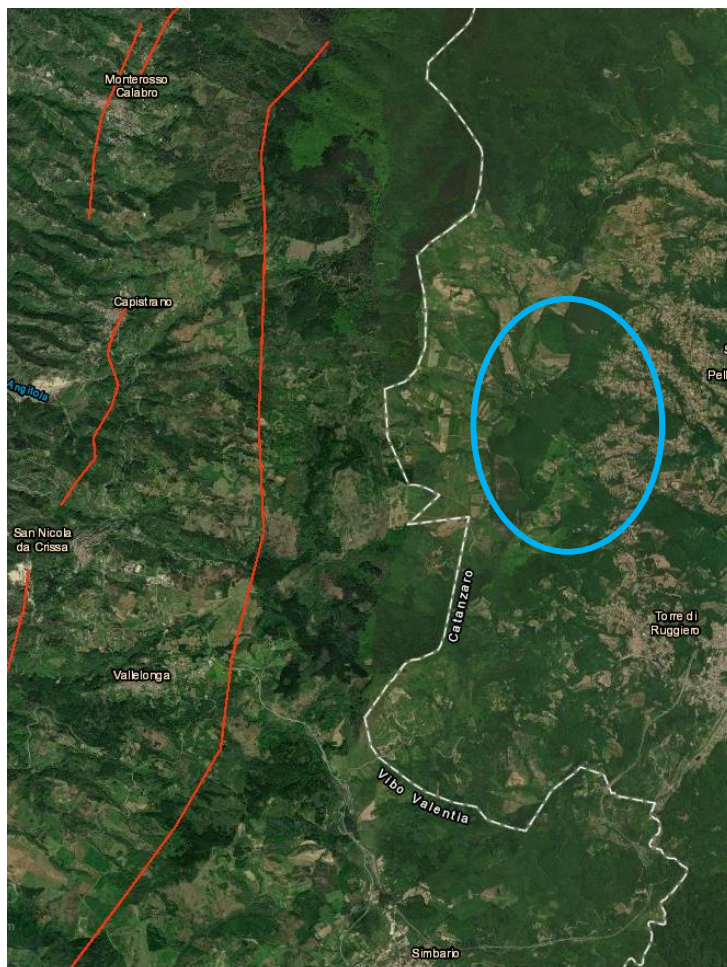
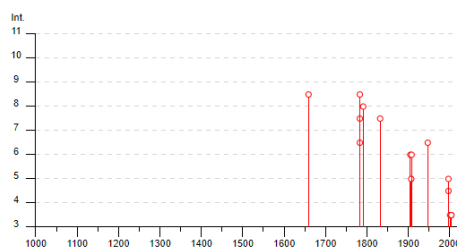


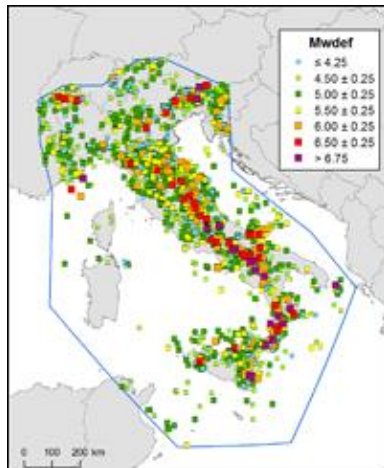
Fig. 15. Collocazione area di studio rispetto alla faglia "Serre"

a. 7.3 STORIA SISMICA DI TORRE DI RUGGIERO

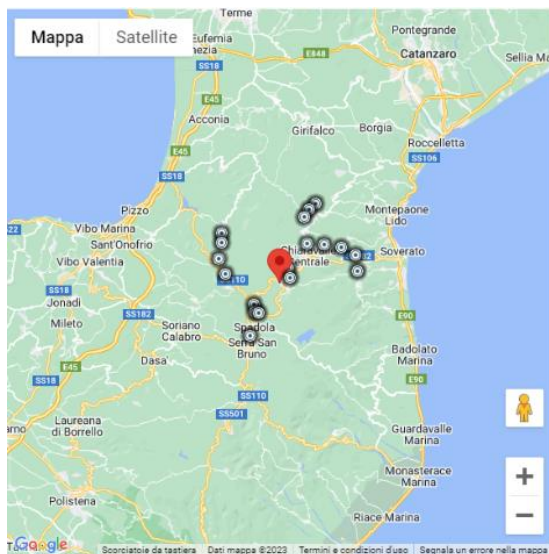
La nuova versione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI15, rappresenta una significativa evoluzione rispetto alle versioni precedenti. Tra le tante novità inserite oltre ad un aggiornamento significativo del database, vi è anche la copertura temporale dei terremoti, estesa all'anno 2014. Il catalogo copre all'incirca la stessa area del catalogo aggiornato al 2011, contenente anche porzioni delle aree e dei mari confinanti, e contiene 4584 terremoti, ricadenti all'interno della finestra temporale 1000-2014. Il catalogo quindi, considera ed armonizza, dati di base di diverso tipo e provenienza. La magnitudo utilizzata è la Mw (Magnitudo momento), ed in tutti i casi è riportata la relativa incertezza. Tutti i dati ed i metodi utilizzati, sono esplicitati nel catalogo, al fine di garantire la



massima trasparenza nelle procedure di compilazione. Il catalogo include i terremoti con intensità massima o epicentrale maggiore o uguale a 5, insieme a quelli con magnitudo strumentale equivalente a Mw 4 o superiore.



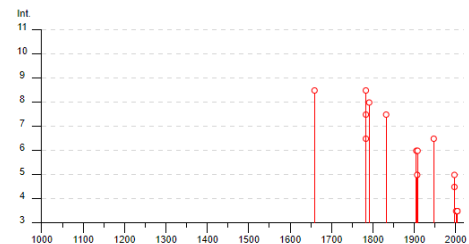
Carta delle intensità di magnitudo max osservate



Distribuzione degli epicentri dei terremoti

Torre di Ruggiero

PlaceID IT_65133
Coordinate (lat, lon) 38.651, 16.372
Comune (ISTAT 2015) Torre di Ruggiero
Provincia Catanzaro
Regione Calabria
Numero di eventi riportati 15



Effetti	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	MWD	Io Mw
5-9	1659	11	05	22	15		Calabria centrale	126	10 6.87
6-7	1783	02	05	12			Calabria meridionale	356	11 7.10
7-8	1783	02	07	13	10		Calabria centrale	191	10-11 6.74
8-9	1783	03	25	15	55		Calabria centrale	323	11 7.03
8	1791	10	13	01	20		Calabria centrale	76	9 6.14
7-8	1832	03	08	18	30		Crotone	99	10 6.65
6	1905	09	08	01	43		Calabria centrale	595	10-11 6.95
5	1907	10	23	20	28	1	Aspromonte	274	8-9 5.96
6	1908	12	28	04	20	2	Stretto di Messina	772	11 7.10
6-7	1947	05	11	06	32	1	Calabria centrale	254	8 5.70
4-5	1997	06	09	14	10	5	Vibonese	69	6 4.27
5	1997	09	03	23	15	4	Calabria meridionale	83	5-6 4.38
3-4	2001	05	17	11	43	5	Tirreno meridionale	206	4 4.97
3-4	2004	04	17	05	14	1	Golfo di Squillace	126	4 4.21
3-4	2004	05	05	13	39	4	Isole Eolie	641	5.42

Località	RQW	Distanza (km)
Novelba	1	1
Cardinale	14	2
Chiaravalle Centrale	22	3
Simbario	13	5
Brognauro	11	6
Spadola	16	6
Arguto	6	6
Vallelonga	15	7
San Vito sullo Ionio	15	7
San Nicola da Crissa	16	8
Micostrellio	8	8
Gagliato	12	8
Cenadi	8	8
Capistrano	12	9
Serra San Bruno	26	9
Olivadi	15	9
Satriano	11	10
Devoti	17	10

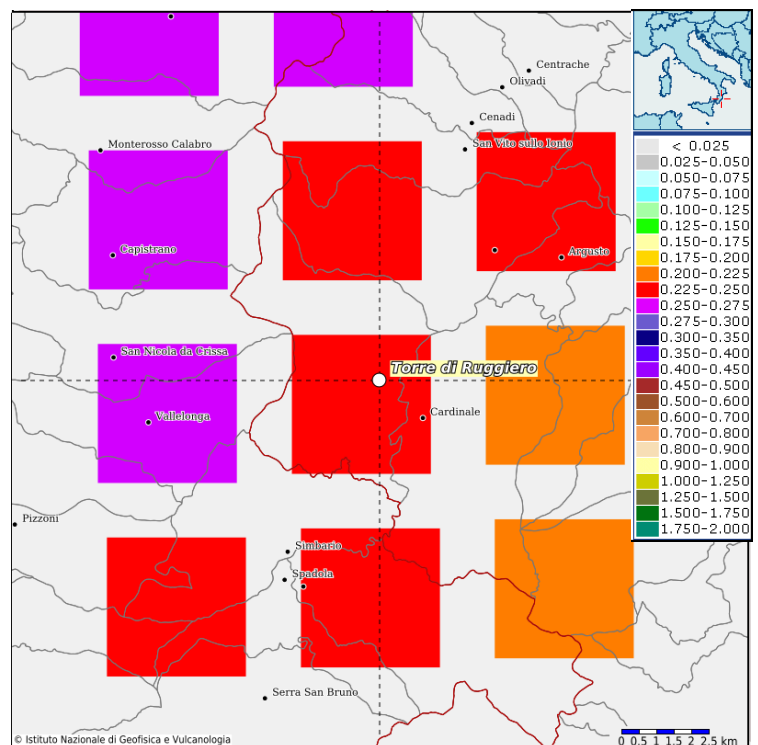
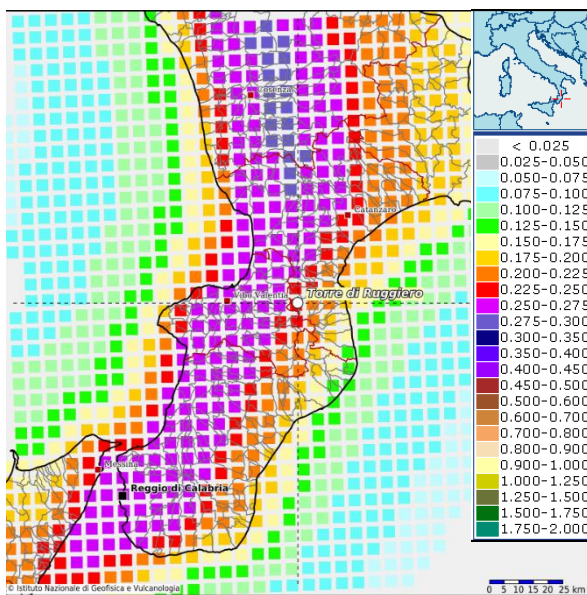
Diagramma intensità terremoti storici nel territorio comunale

Catalogo Parametrico dei terremoti italiani CPTI15

CLASSIFICAZIONE SISMICA DI TORRE DI RUGGIERO

Secondo la recente Classificazione Sismica del territorio italiano risalente all'anno 2015 (Ordinanza PCM n. 3274/2003, Ordinanza PCM n.3519/2006) il territorio del Comune di Torre Di Ruggiero (CZ) risulta classificato come:

- Zona Sismica di 1^a categoria (ex S=12)
- Picco massimo di Accelerazione di Gravità PGA compreso fra 0,225g e 0,250g



Mappe della pericolosità sismica al 50° percentile (www.INGV.it)

La mappa rappresenta il modello di pericolosità sismica per l'Italia e i diversi colori indicano il valore di scuotimento (PGA = Peak Ground Acceleration; accelerazione di picco del suolo, espressa in termini di g, l'accelerazione di gravità) atteso con una probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni su suolo rigido (classe A, Vs30 > 800 m/s) e pianeggiante.

Durante tutte le fasi di progettazione e realizzazione delle opere, è dunque indispensabile che vengano osservate le disposizioni di legge contenute nella normativa tecnica vigente quali: Ordinanza PCM n. 3274/2003, NTC 2005, Ordinanza PCM n.3519/2006, e D.M. 17/01/2018 NTC 2018 riguardo

l'utilizzo del territorio e le costruzioni in zone sismiche, oltre alle disposizioni indicate nella Legge Regionale n.16 del 2020 e relativo Regolamento, approvato in data 22/12/2020.

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 20: 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})

"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 21: 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 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.
					$\tan(\phi')$	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.

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 22: 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 23: 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 24: 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 = $\frac{M_s}{M_o}$	2.251	2.326

Figura 25: 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 26: 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	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$	
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'	$2*M_z/I_{eff}+[H^2+(2*M_z/I_{eff})^2]^{1/2}$	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	$(1 - 3053.4 / (3994 + 282.73 * 25.0 / \tan(22^\circ)))^{1.5} =$	0.917
Load inclination factor	i_γ	$(1 - 3053.4 / (3994 + 282.73 * 25.0 / \tan(22^\circ)))^{1.5} =$	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	$(1 - \tan(0.0^\circ) * \tan (22.0^\circ))^2 =$	1.000
Found. inclination fact.	b_γ	$1.0 =$	1.000
Backfill pressure	q'	$17.5 * 0.0 =$	0.00 kPa
Component c		$25.0 * 16.88 * 1.32 * 0.91 * 1.0 =$	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 27: 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	$2 \cdot (R - e)$	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}	$2 \cdot [R^2 \arccos(e/R) - e \cdot (R^2 - e^2)^{1/2}]$	277.19 m ²
Effective lenght	L_{eff}	$(A_{eff} \cdot L_e / B_e)^{1/2}$	19.53 m
Effective width B_{eff}	$L_{eff} \cdot B_e / L_e$		14.19 m
Horizontal force H'	$2 \cdot M_z / L_{eff} + [H^2 + (2 \cdot M_z / L_{eff})^2]^{1/2}$		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	$\ln[1 + \tan^2(\phi'/4)] \cdot \gamma \cdot (1 + \tan(\phi'/4))$	10
N_γ	N_γ	$2 \cdot (7.82 - 1) \cdot \tan(22.0^\circ) =$	5.512
Shape factor s_c		$(1.27 \cdot 7.82 - 1) / (7.82 - 1) =$	1.312
Shape factor s_q		$1 + \frac{1.27 \cdot \tan^2(\phi'/4)}{1 + \tan(\phi'/4)}$	1.01
Shape factor s_γ		$1 - 0.3 \cdot 14.19 / 19.53 =$	0.782
Load inclination factor	i_c	$0.89 - (1 - 0.89) / (16.88 - 1) =$	0.884
Load inclination factor	i_q	$(1 - 4'020.07 / (39'963 + 277.19 \cdot 25.0 / \tan(22.0^\circ)))^{1.58} =$	0.891
Load inclination factor	i_γ	$(1 - 4'020.07 / (39'963 + 277.19 \cdot 25.0 / \tan(22^\circ)))^{1.58} =$	0.828
Found. inclination fact.	b_c	$1.0 - (1 - 1.0) / (16.88 \cdot \tan(22.0^\circ)) =$	1.000
Found. inclination fact.	b_q	$(1 - \tan(0.0^\circ) \cdot \tan(22.0^\circ))^2 =$	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 28: 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 m²
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 29: 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 30: 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 lenght	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'	$2/3 * 22^\circ =$	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 31: 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	$2 \cdot (R - e)$	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}	$2 \cdot [R^2 \arccos(e/R) - e \cdot (R^2 - e^2)^{1/2}]$	277.19	m ²
Effective lenght	L_{eff}	$(A_{eff} \cdot L_e / B_e)^{1/2}$	19.53	m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff} \cdot B_e / L_e$	14.19	m
Horizontal force	H'	$2 \cdot M_z / L_{eff} + [H^2 + (2 \cdot M_z / L_{eff})^2]^{1/2}$	4'020.07	kN
Friction angle	ϕ'		22.0°	
Struct.-ground friction	δ'	$2/3 \cdot 22^\circ =$	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 32: 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 33: 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

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

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

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 (Qp)	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 34: 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 35: Valori massimi dei momenti di piastra

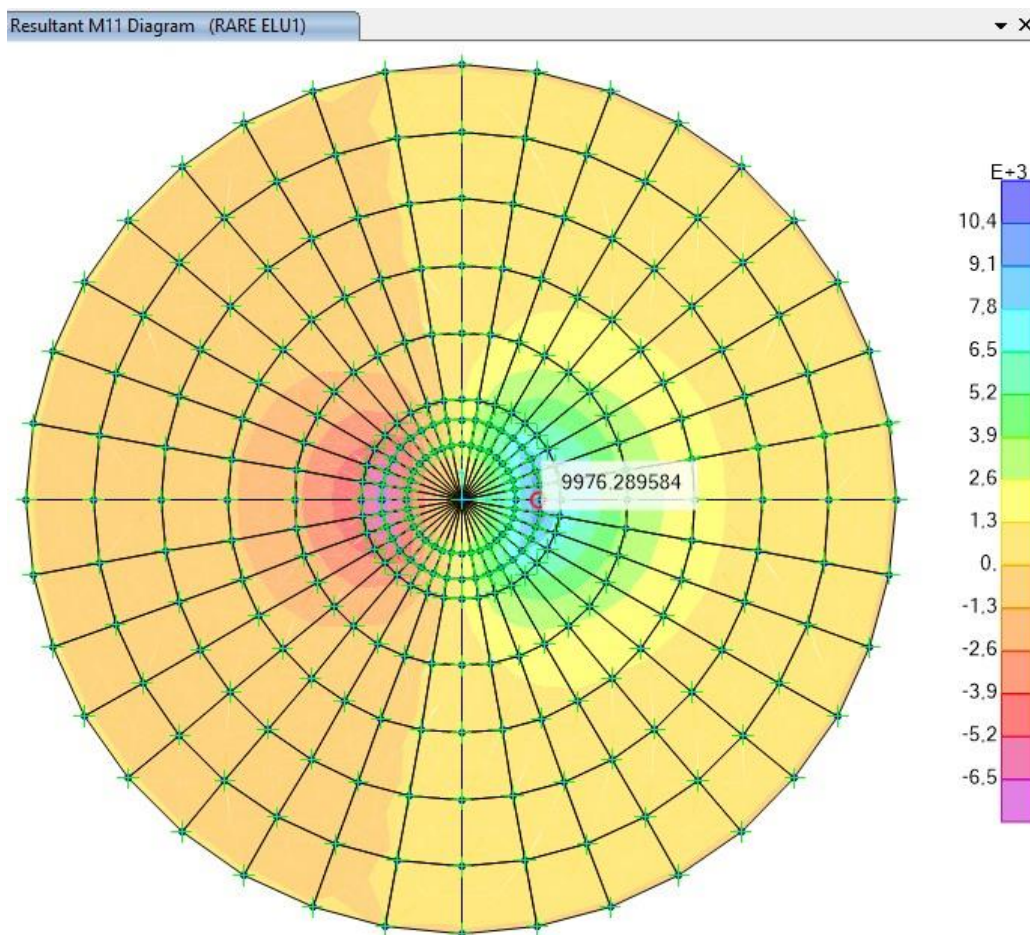


Figura 36: Momento Massimo M₁₁ Normal SLU 1 [kNm/m]

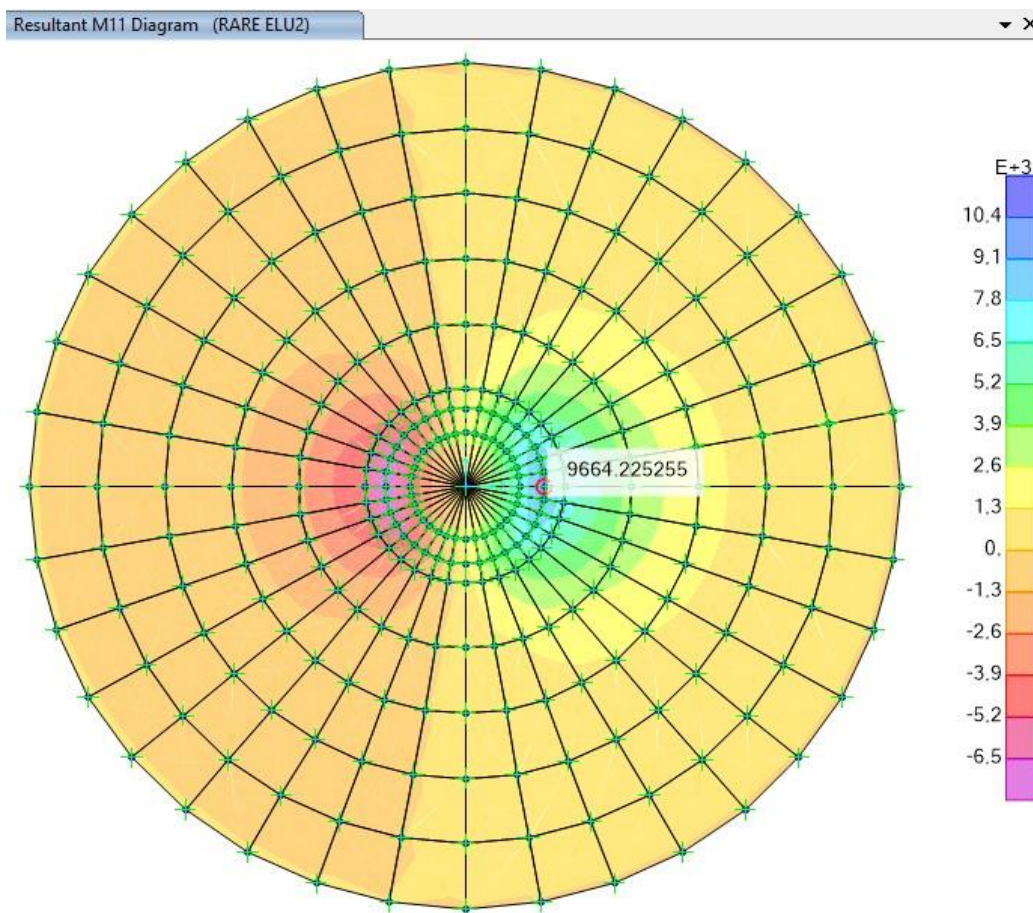


Figura 37: Momento Massimo M₁₁ Normal SLU 2 [kNm/m]

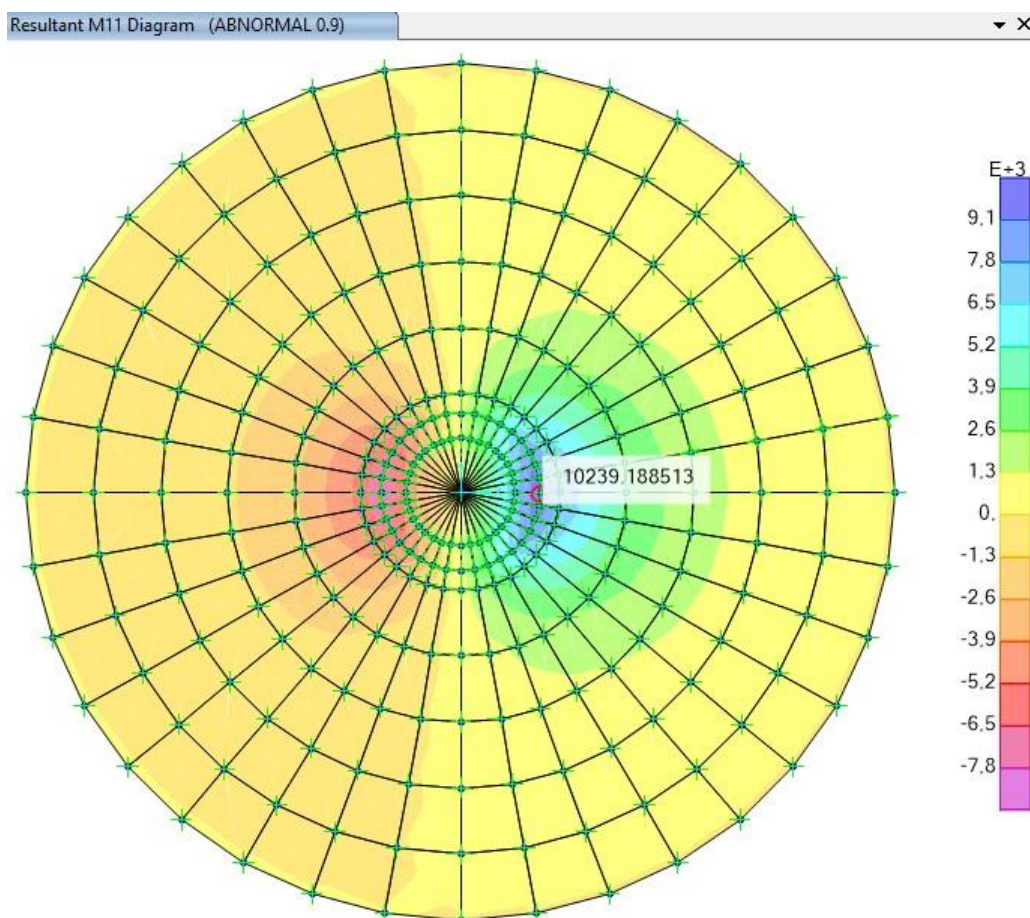


Figura 38: Momento Massimo M_{11} ABNORMAL 0.9 [kNm/m]

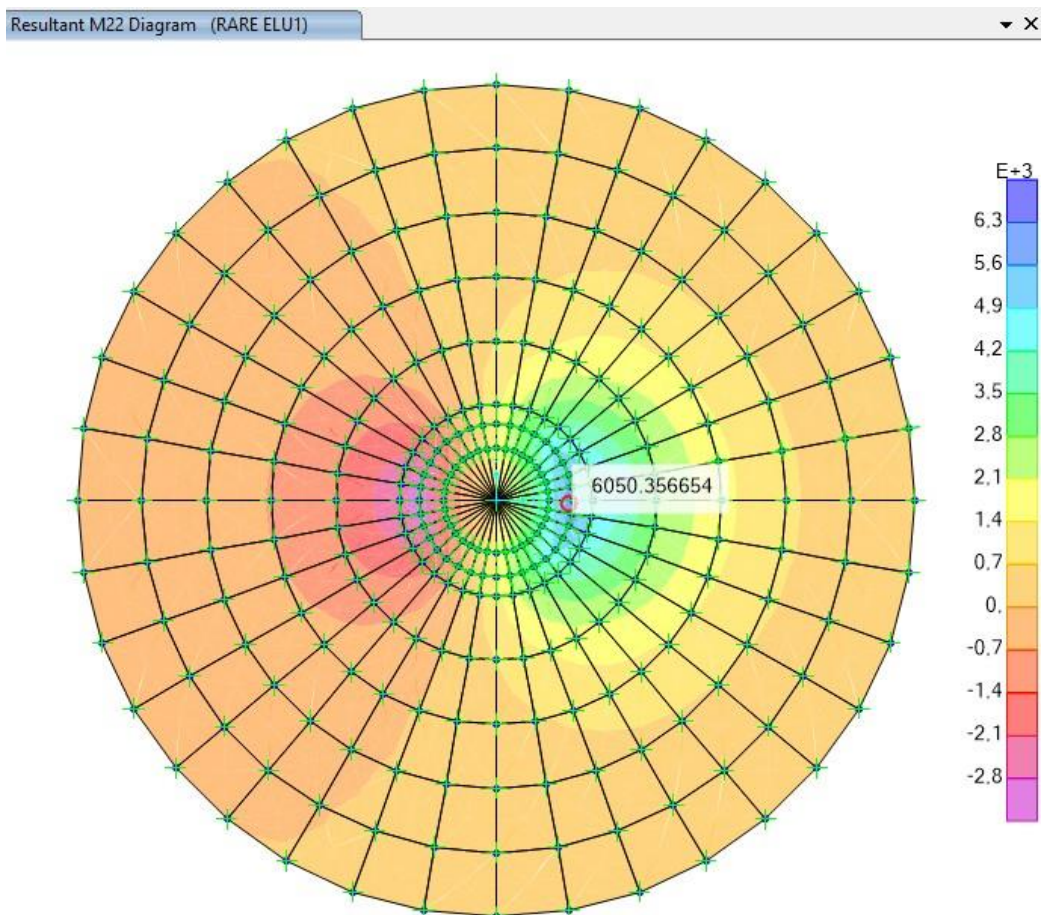


Figura 39: Momento Massimo M_{22} Normal SLU 1 [kNm/m]

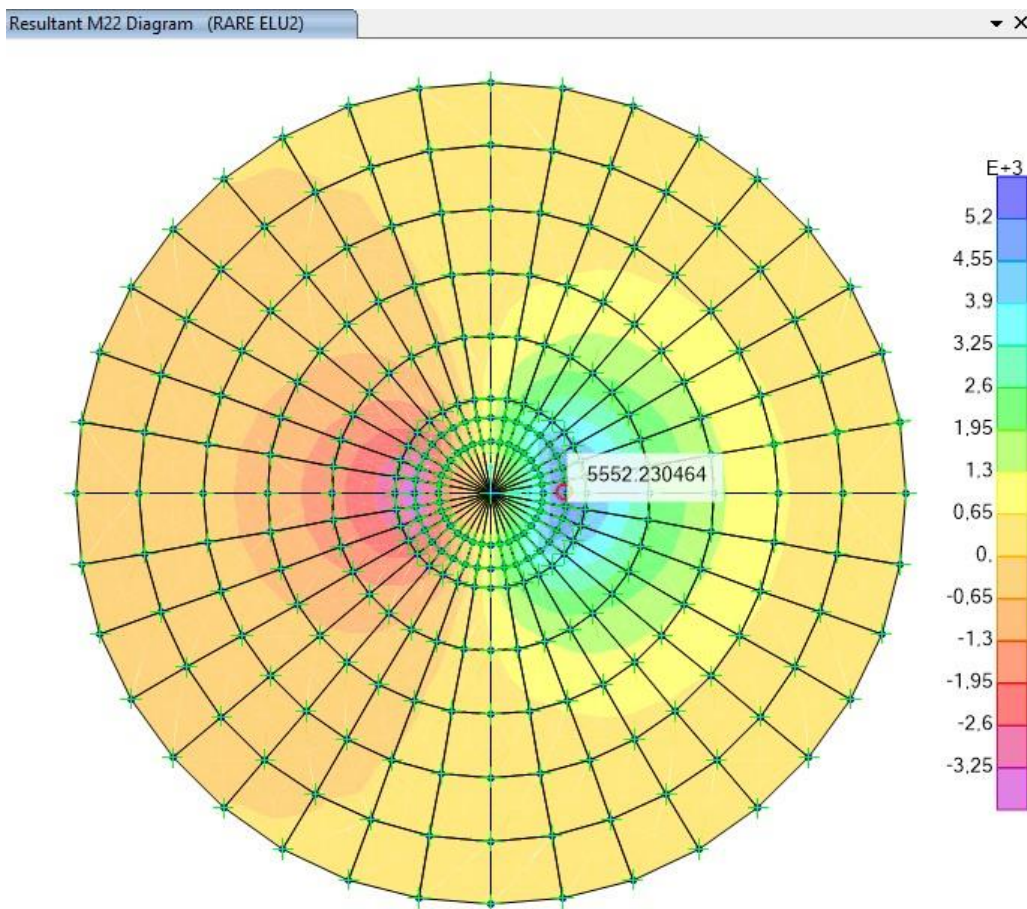


Figura 40: Momento Massimo M₂₂ Normal ELU 2 [kNm/m]

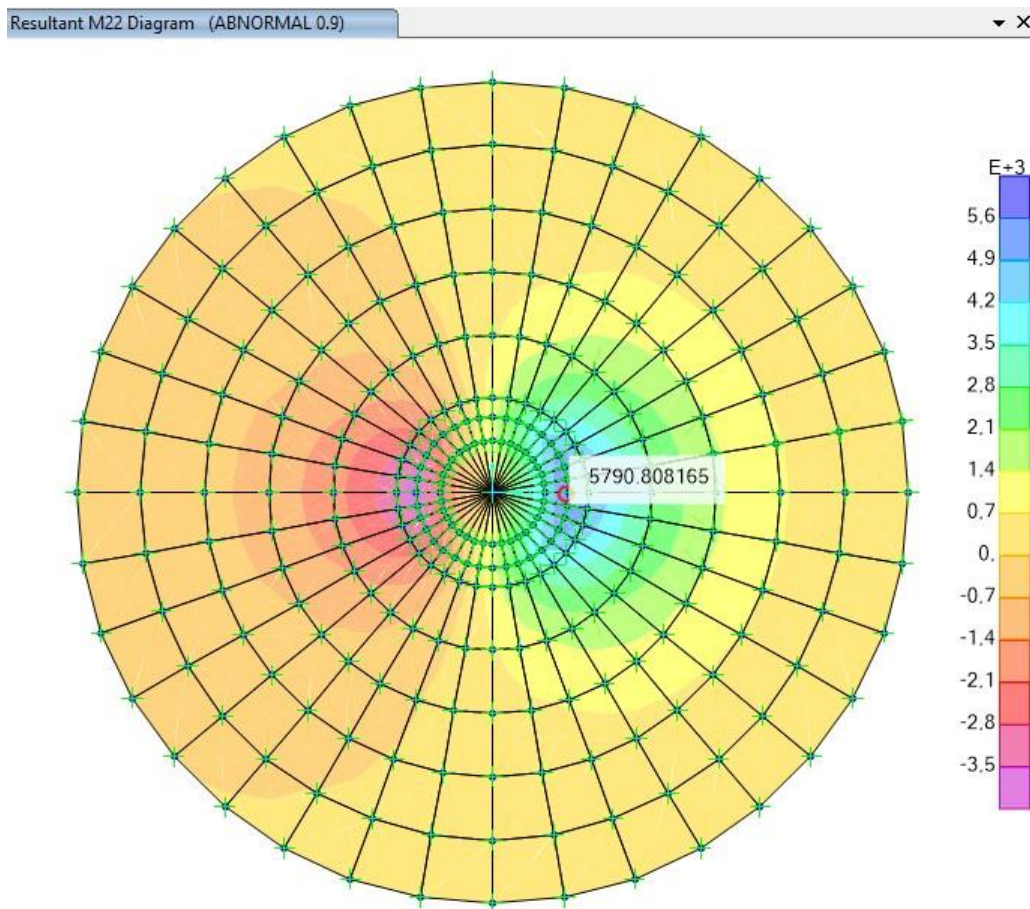


Figura 41: Momento Massimo M_{22} ABNORMAL 0.9 [kNm/m]

Resultant M22 Diagram (ABNORMAL 1.10) X

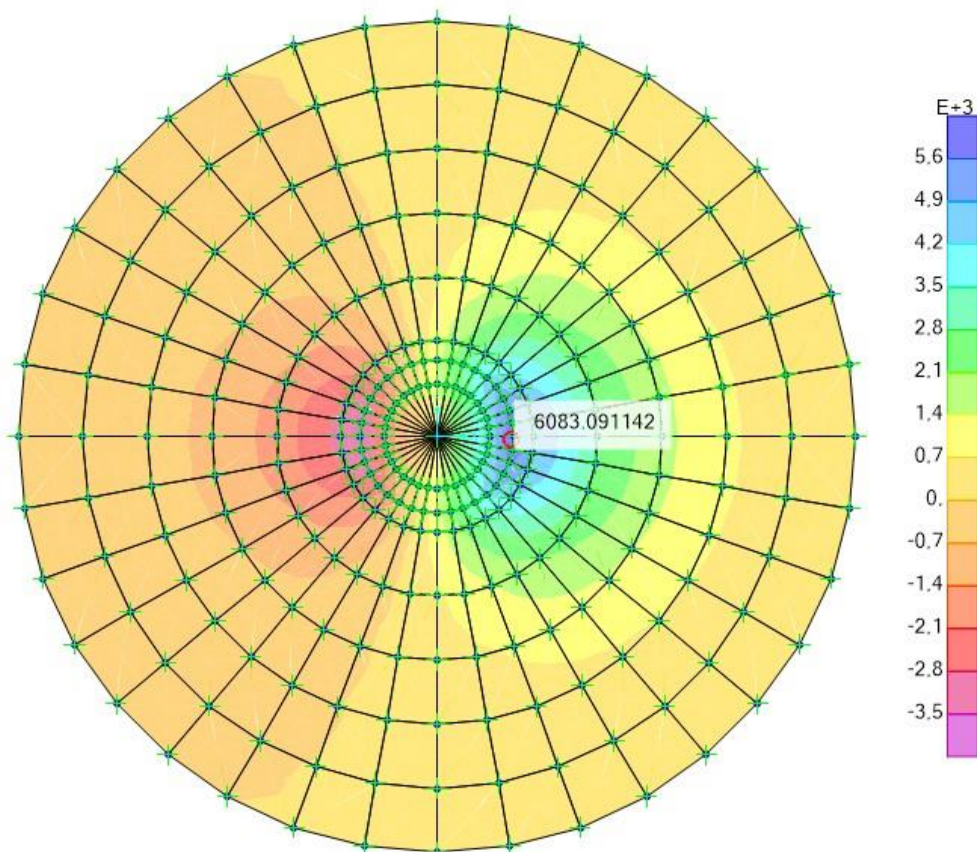


Figura 42: Momento Massimo M22 ABNORMAL 1.10 [kNm/m]

SOLLECITAZIONI DI PIASTRA								
	Raggio [m]	2.200	2.750	4.600	6.450	8.300	10.150	12.000
MOMENTI RADIALI NORMAL SLU1	M2(+) [kNm/m]	9'976.3	7'510.8	3'582.1	1'791.9	743.0	167.2	-17.9
	M2(-) [kNm/m]	-7'246.5	-5'219.7	-2'340.2	-1'152.9	-476.6	-106.9	11.6
MOMENTI RADIALI NORMAL SLU2	M2(+) [kNm/m]	9'664.2	7'257.4	3'461.4	1'735.7	721.8	163.0	-17.1
	M2(-) [kNm/m]	-7'503.3	-5'404.8	-2'371.8	-1'114.5	-422.3	-82.9	10.1
MOMENTI RADIALI ABNORMAL 0.9	M2(+) [kNm/m]	10'239.2	7'692.2	3'675.6	1'845.5	768.4	173.8	-18.1
	M2(-) [kNm/m]	-7'927.3	-5'694.7	-2'467.9	-1'140.2	-427.5	-83.4	10.4
MOMENTI RADIALI ABNORMAL 1.10	M2(+) [kNm/m]	10'262.5	7'703.7	3'664.6	1'834.6	762.0	172.0	-18.3
	M2(-) [kNm/m]	-7'987.5	-5'785.9	-2'610.9	-1'285.8	-530.3	-118.5	13.0
TAGLIO RADIALE NORMAL SLU1	M2(+) [kNm/m]	4'522.9	3'316.8	1'656.7	879.3	509.6	242.8	120.8
	M2(-) [kNm/m]	4'077.2	2'587.9	1'186.7	585.1	329.9	156.0	77.5
TAGLIO RADIALE NORMAL SLU2	M2(+) [kNm/m]	4'454.9	3'212.4	1'594.1	844.4	490.8	234.7	117.1
	M2(-) [kNm/m]	4'144.0	2'701.2	1'252.5	612.7	327.7	140.5	62.8
TAGLIO RADIALE ABNORMAL 0.9	M2(+) [kNm/m]	4'713.7	3'394.5	1'684.8	893.7	520.4	249.2	124.5
	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 43: 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

	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]
ARMATURA RADIALE SUP.	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 44: 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

Progetto per la realizzazione di un impianto eolico costituito da 10 turbine da realizzare nei comuni di Torre di Ruggiero (CZ) e Chiaravalle Centrale (CZ) e relative opere di connessione ricadenti nel comune di Petrizzi (CZ)

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	interferro 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 45: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali inferiori (3 strati Ø32)

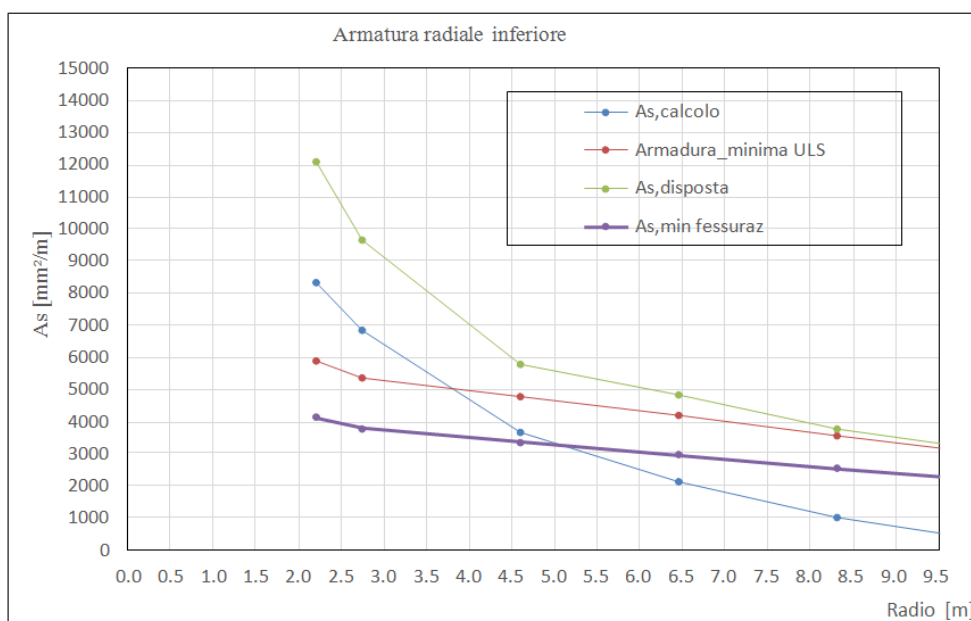


Figura 46: Area armatura radiale inferiore: da calcolo, minima (da norma), effettivamente disposta e da fessurazione

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

ARMATURA CIRCONFERENZ. SUP	r_i [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_1 [kNm/m]	f_{yd} [N/mm²]	$A_{s',calcolo}$ [mm²/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 47: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circolari superiori

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

ARMATURA CIRCONFERENZ. 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 ₁ [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 48 : 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 49: 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 50: 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.

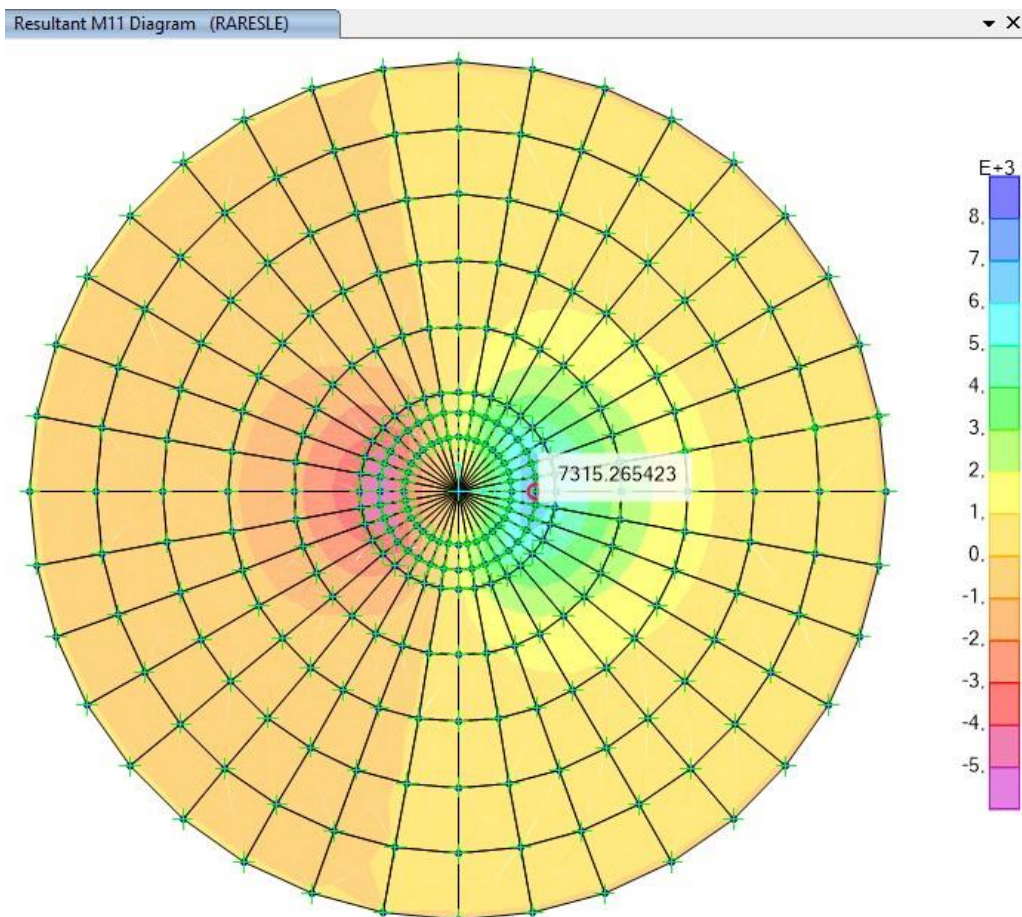


Figura 51: Momento radiale in combinazione SLE Rara [kNm/m]