

REGIONE
BASILICATA



COMUNE DI GENZANO DI LUCANIA (PZ)



Provincia
Potenza



**PROGETTO DEFINITIVO RELATIVO ALLA REALIZZAZIONE DI UN
IMPIANTO EOLICO COSTITUITO DA 10 AEROGENERATORI E
DALLE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA R.T.N.**

RELAZIONE PRELIMINARE DELLE STRUTTURE

ELABORATO

A.11

PROPONENTE:

BLUE STONE
renewable V

Via Vincenzo Bellini 22
00198 Roma Italia
P.I. 15305051007



PROGETTO E SIA:

TECH
SOCIETÀ DI INGEGNERIA &
SERVIZI PER L'INGEGNERIA

Via delle Resistenze, 45 - 70125 Bari - tel. 080 5219946 - fax. 080 2020986

Il DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Orazio Tricarico



CONSULENZA:

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

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.....	8
A.11.b.3. Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo.....	14
A.11.c. IPOTESI DI PROGETTO DELLA FONDAZIONE.....	16
A.11.d. MODELLO DI CALCOLO.....	17
A.11.e. NORME DI RIFERIMENTO.....	19
A.11.f. MATERIALI STRUTTURALI.....	19
A.11.g. ANALISI DEI CARICHI.....	20
A.11.g.1. Azioni derivanti dalla sovrastruttura.....	20
A.11.g.2. Peso proprio della fondazione.....	21
A.11.g.3. Peso proprio del riempimento.....	22
A.11.g.4. Azione sismica.....	23
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.....	34
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 45 MW e relative opere di connessione alla RTN da realizzare in località Cerreto nel comune di Genzano di Lucania (Provincia di Potenza, in Regione Basilicata)**, proposto dalla società **BLUE STONE RENEWABLE V 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, dal vigente strumento urbanistico comunale, da ubicare nel territorio del comune di Venosa (PT).

Il parco eolico ricade nel territorio comunale di Genzano di Lucania, in provincia di Potenza, Basilicata.



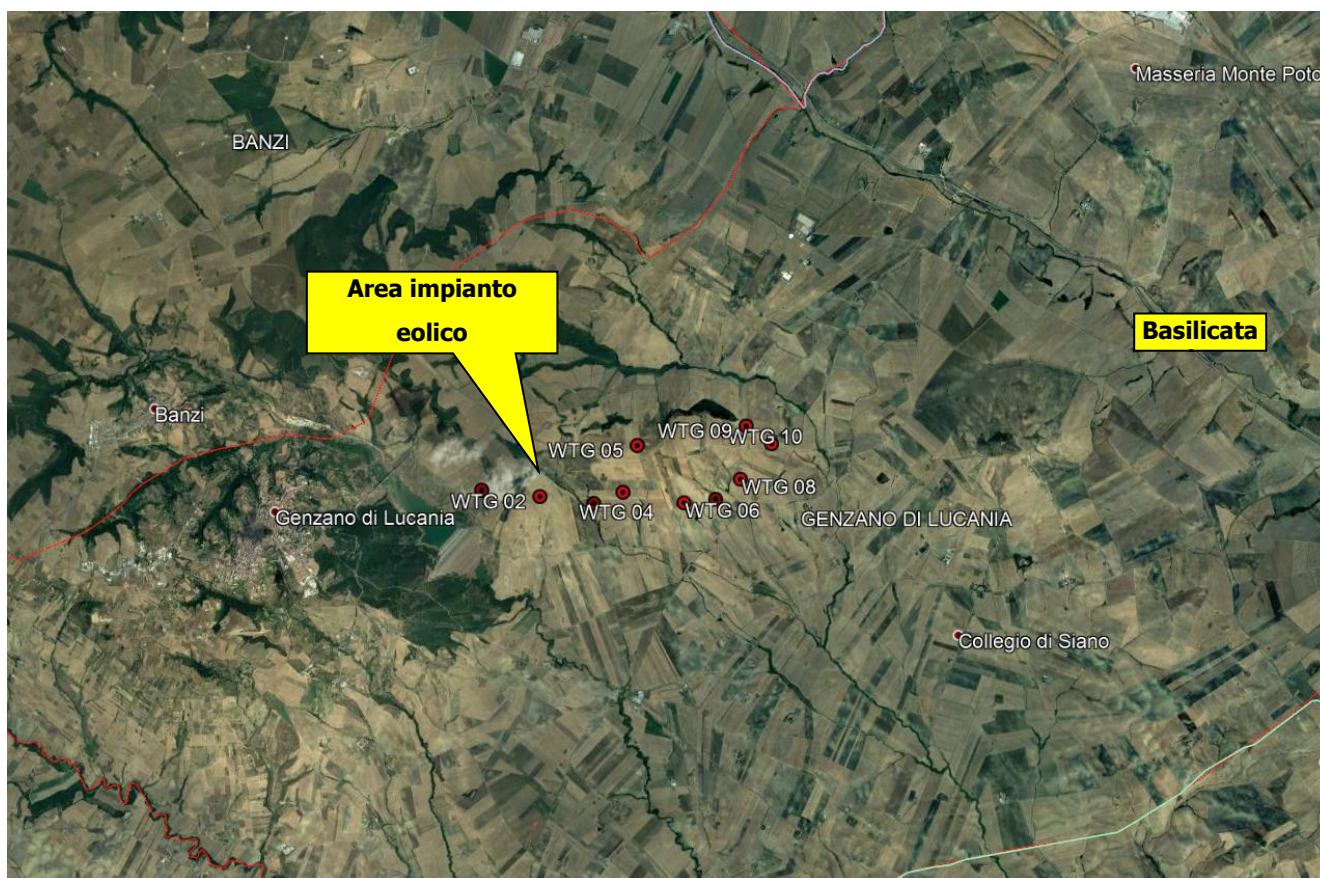


Figura 1-1: Inquadramento intervento di area vasta

Il sito di intervento è situato nell'area a est del centro abitato di Genzano di Lucania, a circa 5,3 km, mentre dista circa 7,5 km da centro abitato del comune di Banzi.

È raggiungibile direttamente dalla SS 655 Bradanica, uscendo all'altezza dell'innesto con la SP 128 e imboccando la SP Pilella Santo Spirito in direzione sud-ovest fino a raggiungere la SP 74 Monteserico.

L'impianto è composto da 10 macchine con potenza unitaria di 4.5 MW, per una potenza complessiva pari a 45 MW.

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

- N° 10 Aerogeneratori tripala, di potenza unitaria pari a 4.5 MW, altezza mozzo 127.5 m, diametro rotore 145 m;
- Vani tecnici di trasformazione interni alle torri;
- Quadri elettrici MT;



- Cabina di raccolta 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)
WTG01	589867 m E	4522762 m N
WTG02	590672m E	4522658 m N
WTG03	591409 m E	4522549 m N
WTG04	591819 m E	4522695 m N
WTG05	592034 m E	4523332 m N
WTG06	592661 m E	4522533 m N
WTG07	593101 m E	4522574 m N
WTG08	593452 m E	4522845 m N
WTG09	593546 m E	4523578 m N
WTG10	593929 m E	4523334 m N

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 4.5-145 127.5m.**

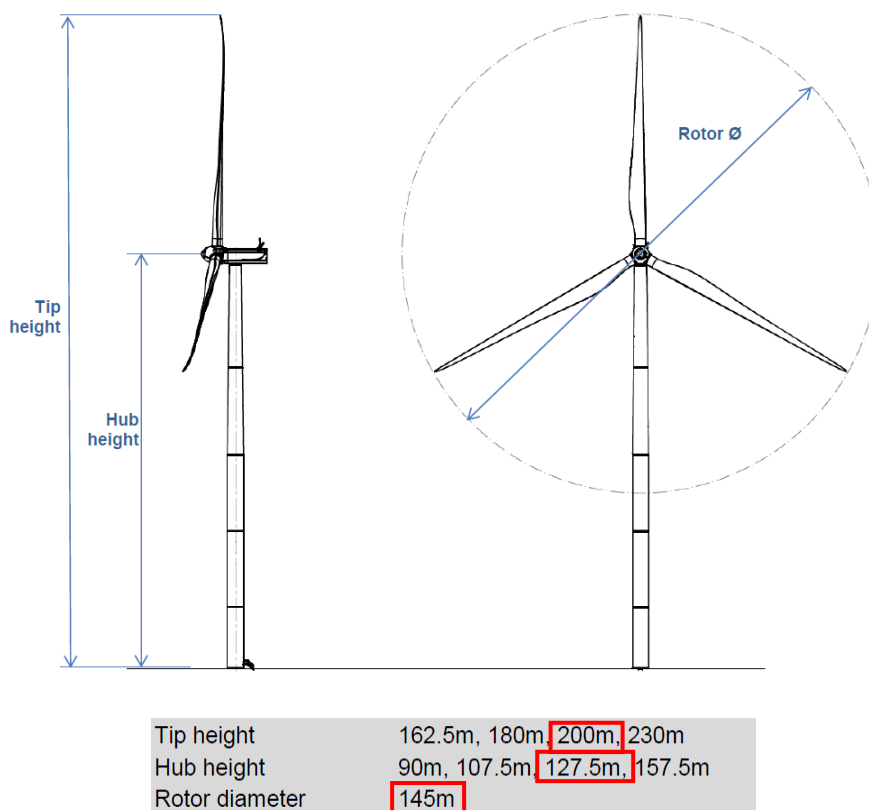


Figura 2: Struttura aerogeneratore



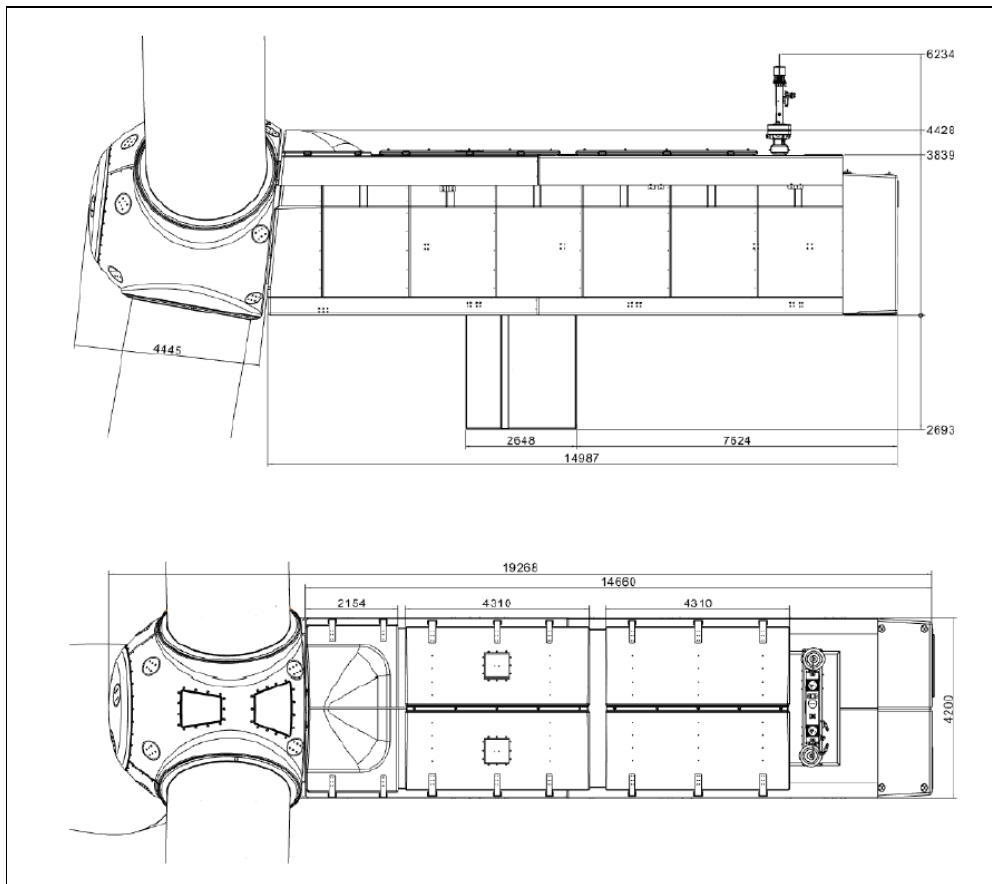


Figura 3: Tipico navicella WTG

Potenza nominale	4.5 MW
Numero di pale	3
Diametro rotore	145 m
Altezza del mozzo	127.5 m
Velocità del vento di cut-in	3 m/s
Velocità del vento di cut-out	27 m/s
Velocità del vento nominale	10.7 m/s
Generatore	Asincrono
Tensione	690 V

Le principali infrastrutture viarie esistenti in prossimità del sito sono:

- la Strada Statale SS655 "Bradantica"
- la SP74 Monteserico



- la SP79
- la strada Provinciale Pilella Santo Spirito.

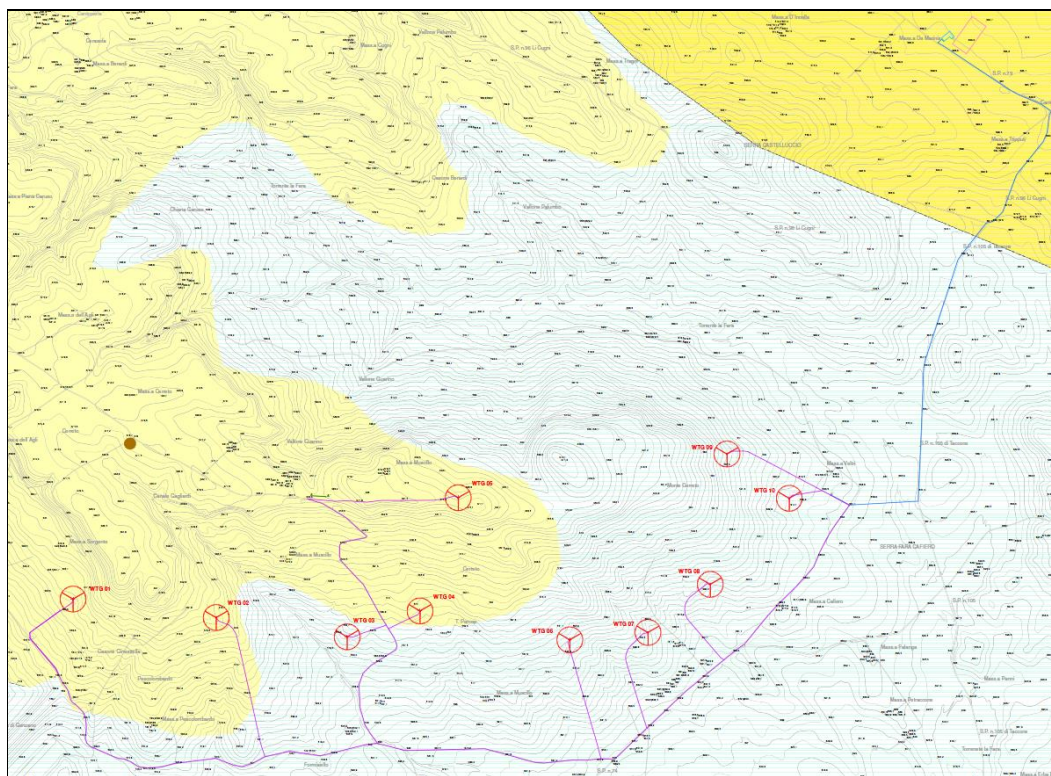
Il sito di impianto è attraversato altresì da:

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

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

Dal punto di vista geologico, l'area oggetto di studio ricade nel Foglio 188 "Gravina in Puglia" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000; più esattamente il sito è situato nei pressi del confine tra Puglia e Basilicata e si sviluppa a quote comprese tra circa 350 e 600 metri sul livello medio del mare.





Legenda











-  Aerogeneratori
-  Area stazione elettrica Terna
-  Area stazione utente
-  Cavidotto esterno
-  Cavidotto MT
-  Sondaggio geognostico di riferimento
-  Indagine sismica di riferimento
-  Sedimenti lacustri e fluvio- lacustri composti da conglomerati poligenici, sabbie, argille piu' o meno sabbiose.
-  Sabbie di Monte Marano. Sabbie calcareo-quarzose, di colore giallastro a volte con livelli arenacei e lenti conglomeratiche.
-  Argille di Gravina. Argille più o meno siltose o sabbiose, grigio-azzurre

Figura 4: Stralcio Carta Geologica

Dal punto di vista litologico, il suddetto territorio è caratterizzato essenzialmente dalla presenza di sedimenti alluvionali, di origine lacustre e fluvio-lacustre, di litologie sabbiose ed argillose, come rappresentato nella carta geologica sopra riportata.



Geologicamente, l'area in oggetto ricade al bordo di un grosso bacino deposizionale, noto con il termine di "Fossa Bradanica", racchiuso ad occidente dai terreni in facies di flysch e ad oriente dalla Piattaforma Carbonatica Apula.

Il basamento della fossa è costituito dai calcari cretacei mentre le sabbie e le argille che si ritrovano in affioramento in quest'area, hanno come unità di base i depositi calcarenitici noti con il nome di "Tufi di Gravina".

I depositi che affiorano nel territorio esaminato sono depositi plio-pleistocenici appartenenti al ciclo noto in letteratura come "Ciclo Bradanico".

La deposizione di questo ciclo, legata alla cessazione della subsidenza, rappresenta il riempimento del settore di avanfossa costituito dalla Fossa Bradanica.

Nel quadro dell'evoluzione dell'Appennino meridionale tale evento è da mettere in relazione alla conclusione del movimento di arretramento flessurale dell'avampaese e della conseguente propagazione dei thrusts nella catena.

In affioramento sono state individuate e delimitate le seguenti Formazioni:

- a) Argille di Gravina (Calabriano - Pliocene);
- b) Sabbie di Monte Marano (Calabriano);
- c) Conglomerati, sabbie ed argille di origine lacustre e fluvio-lacustre;
- d) Alluvioni attuali e di golena.

- a) Argille di Gravina (Calabriano – Pliocene)

La formazione affiora in modo più o meno esteso in tutta l'area, con uno spessore variabile tra pochi decimetri in alcune zone del bordo murgiano ed oltre 1000 metri lungo il bordo appenninico ed è costituita prevalentemente da sedimenti di piattaforma.

Nella zona di Avampaese, le Argille di Gravina poggiano sulle Calcareniti di Gravina con un contatto che spesso è marcato da un livello carbonatico.



La successione è rappresentata da una parte trasgressiva costituita da argille siltose che passano superiormente ad argille senza stratificazione, a cui segue la parte regressiva composta da argille siltose bioturbate con laminazione piano parallela e, verso l'alto, con frequenti intercalazioni sabbiose.

b) Sabbie di Monte Marano (Calabriano)

I sedimenti appartenenti a questa formazione poggiano sulle Argille di Gravina con contatto stratigrafico transizionale e possiedono uno spessore variabile da una decina di metri a circa 50 metri.

La parte basale è composta da sabbie siltose bioturbate che talvolta mostrano una laminazione wavy.

La parte superiore è costituita da sabbie medio - fini a composizione prevalentemente litica (soprattutto frammenti di rocce carbonatiche e quarzo) con livelli più litificati a laminazione incrociata e, in talune sezioni, intercalazioni di sottili livelli di clay chips.

Dal punto di vista ambientale la parte inferiore può essere attribuita a facies di shoreface mentre la parte superiore a facies di foreshore.

c) Conglomerati, sabbie ed argille di origine lacustre e fluvio – lacustre (Pleistocene medio)

Tracce di un antico bacino fluvio-lacustre, il cui asse maggiore è diretto NO-SE, si rinvengono nelle tavolette Palazzo San Gervasio (IV NO), Spinazzola (IV NE), M. Serico (IV SE) e Taccone (III SE). L'origine del suo emissario era a SE, a metà del foglio «Gravina di Puglia» nella località Cardone, mentre il lago si sviluppava verso NO e cioè anche nel confinante foglio 187 «Melfi». Attualmente nella depressione del bacino scomparso scorre il Torrente Basentello.

Testimoni dell'esistenza di questo antico bacino sono oggi gli estesi depositi che raggiungono, nella tavoletta Monte Serico (IV NE), oltre settanta metri di potenza; in altri luoghi, al contrario, lo spessore si riduce a poco più di un paio di metri.

Tracce di più piccoli bacini fluvio - lacustri sono state rinvenute nella Tavoletta Spinazzola (IV NE) alla Masseria Santeramo, nella Regione Savuco ed in località Garagnone.

I sedimenti di origine fluvio - lacustre sono in genere prevalentemente sabbioso - argillosi con numerose lenti conglomeratiche intercalate, giacché si sono formati a spese delle formazioni pliocenico - calabriane che occupano la quasi totalità delle superfici dei bacini imbriferi di questi antichi laghi.



Spostandosi dalle zone marginali verso il centro dei depositi si nota dapprima una parte più grossolana, costituita da ciottoli cementati da una pasta sabbiosa e poi una parte più minuta formata da argille e sabbie, generalmente di colore nerastro, e, a volte, da depositi carboniosi; le intercalazioni di calcari concrezionari sono frequentissime. Caratteristica principale dei sedimenti fluvio - lacustri sono i materiali, in essi racchiusi, di chiara origine vulcanica (dovuti all'attività del Vulture?) quali: ceneri, lapilli, scorie, frammenti di lave, cristallini di augite e di hauyna.

L'esistenza di materiali piroclastici facilita al massimo il riconoscimento in campagna dei sedimenti fluvio - lacustri, specialmente laddove il colore, l'aspetto ed il tipo litologico dei depositi è del tutto simile a quello delle vicine e circostanti formazioni plioceniche - calabriane.

L'età è certamente postvillafranchiana (Pleistocene medio).

E' da escludere che tali bacini fluvio - lacustri possano essersi formati al tempo del ritiro del mare pliocenico - calabriano poiché risulta che essi si sono impostati in un tempo successivo a tale regresso; infatti, se fosse vero il primo caso, essi sarebbero sempre e solamente circondati o addirittura starebbero sopra i «Conglomerati di Irsina», ma ciò non è stato mai constatato durante il rilevamento. E' palese, invece, che si sono impostati in valli già esistenti e cioè in zone dove l'erosione degli agenti atmosferici e degli altri agenti continentali avevano già operato da lungo lasso di tempo.

d) Alluvioni attuali (Olocene)

A causa del suo carattere torrentizio il F. Bradano scorre, nei periodi di magra, fra le sue alluvioni deposte nei periodi di piena. La differenza di livello fra il corso di magra ed il corso di piena è inferiore ai due metri. Avviene però che durante le piene eccezionali siano inondate, anche con relativo deposito alluvionale, le zone che, con quota superiore ai due metri sul corso, di solito sono coltivate nei periodi di normali eventi metereologici.

Dal punto di vista geologico, i litotipi su cui insiste l'area oggetto di indagine sono caratterizzati, per gli aerogeneratori WTG1, WTG2, WTG4 e WTG5 da sedimenti sabbiosolimosi di natura calcareo-quarzosi con presenza di livelli arenitici e lenti conglomeratiche mentre per gli aerogeneratori WTG3, WTG6, WTG7, WTG8, WTG9, WTG10 dai depositi argilloso-sabbiosi di colore grigio azzurro, stratigraficamente basali ai sedimenti sabbiosolimosi.

L'area interessata dal percorso dal cavidotto esterno risulta essere caratterizzata da sedimenti argilloso-sabbiosi e, nel tratto terminale, da sedimenti lacustri e fluvio-lacustri pleistocenici composti



da sedimenti sabbiosi, conglomeratici e argilloso-sabbiosi. Questi ultimi caratterizzano i terreni dove verranno ubicate anche le cabine elettriche di progetto.

Per quanto riguarda la morfologia dell'area, il territorio di Genzano di Lucania è posizionato sul complesso di sedimenti che costituisce la nota successione della Fossa Bradanica.

Si tratta di una depressione tettonica con asse allungato in direzione nord-ovest sud-est, compresa tra le Murge ad oriente e l'Appennino Lucano ad Occidente.

La Fossa è stata colmata durante il Plio-Pleistocene da una potente successione sedimentaria di origine clastica costituita essenzialmente da Argille marnose e siltose (Formazione delle Argille sub-appennine) passanti in alto a sabbie (Formazione delle Sabbie di Monte Marano) e ancora a conglomerati poligenici (Conglomerati di Irsina) che rappresentano i depositi di chiusura del ciclo sedimentario.

La configurazione strutturale delle formazioni dominanti del ciclo sedimentario Plio- Pleistocenico della Fossa Bradanica è a blanda monoclinale, con immersione generale a nordest di pochi gradi; a tratti è interrotta da faglie subverticali con deboli rigetti.

Le forme del rilievo della Fossa Bradanica sono condizionate in maniera determinante dalla natura clastica delle rocce che la costituiscono. Così come pure l'acclività dei versanti è più o meno accentuata, a seconda che essi siano costituiti da conglomerati, sabbie o argille, in relazione anche al loro stato di aggregazione o di assetto.

Considerato inoltre il fatto che questi materiali siano facilmente erodibili, risulta facile capire come la maggior parte delle forme del rilievo della Fossa Bradanica, siano in continua evoluzione. Difatti sono numerose le forme di dissesto gravitativo, dovute anche ad un eccessivo sfruttamento agricolo dei terreni, causato da spietramento e/o disboscamento.

I fenomeni di dissesto legati all'esonazione del Fiume Bradano in agro di Genzano sono rappresentati principalmente dall'erosione marcata delle anse del fiume in seguito all'aumento del proprio livello oltre il normale range di variazione stagionale.

Sulla base dei rilievi effettuati e della documentazione disponibile si è constatato che i dissesti dell'area sono stati accentuati con le eccezionali precipitazioni registrate nel marzo del 2006 con conseguente aumento della pressione erosiva sulle spalle del fiume stesso. In pratica il fenomeno si



autoalimenta e può comportare, con una serie di movimenti e piene successive, modifiche alla originaria configurazione dell'alveo allargando l'instabilità alle aree limitrofe.

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

Dal rilevamento geologico di superficie caratterizzati dalla visione di affioramenti naturali e dai dati provenienti dalle indagini geognostiche di riferimento, si è potuta ricostruire la successione lito-stratigrafica che è possibile estendere a tutta l'area di indagine la quale è rappresentata da sedimenti sabbioso-limosi di natura calcareo-quarzosi con presenza di livelli arenitici e lenti conglomeratiche, alternati a depositi argilloso-sabbiosi di colore beige, poggianti su depositi argilloso-sabbiosi di colore grigio azzurro.

In corrispondenza dell'area interessata dalle cabine elettriche si rinvencono sedimenti lacustri e fluvio-lacustri pleistocenici composti da sedimenti sabbiosi, conglomeratici e argilloso-sabbiosi poggianti sui depositi argilloso-sabbiosi.

Per la loro caratterizzazione sono stati presi in considerazione sia i dati provenienti dalle analisi geotecniche di laboratorio effettuate sui campioni prelevati in sito in corrispondenza del sondaggio geognostico, che i parametri ottenuti attraverso varie correlazioni sia delle prove SPT eseguite sempre nello stesso foro di sondaggio.

Di seguito si riportano nelle tabelle riassuntive i parametri fisici e meccanici, relativi alle varie tipologie di indagini, per ogni litotipo individuato:



Tabella 1 – Valori provenienti dalle prove SPT in foro

Litotipo	Densità di volume g/cm ³	Coesione non drenata KPa	Modulo di Young MPa	Modulo edometrico MPa	Angolo d'attrito °
Sabbia con livelli limosi ed arenitici	2.4	---	99-117	19-23	52-56
Ghiaia	2.4	---	117	23	56
Argilla sabbiosa	1.5	268	22	21	---

Tabella 2 – Valori provenienti dalle prove di laboratorio

Litotipo	densità di volume g/cm ³	coesione KN/m ²	coesione non drenata KN/m ²	Angolo d'attrito °
Argilla sabbiosa	1.9	23,95	164,8	24

Si precisa che tali dati derivano comunque da indagini di tipo puntuale e che di contro, le formazioni litologiche interessate, sono caratterizzate da una variabilità di comportamento fisico-meccanico da punto a punto.

Pertanto, in fase esecutiva, si dovranno effettuare opportune indagini in situ in corrispondenza di ogni aerogeneratore (carotaggi) in corrispondenza dei quali dovrà essere verificata la corrispondenza descrittiva e geotecnica di tutta la porzione di terreno coinvolta dall'opera di progetto, differendo, in caso contrario, la tipologia o la profondità delle fondazioni preventivate.



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.

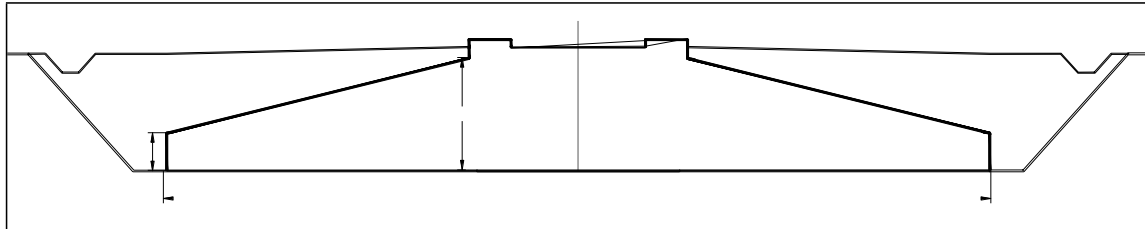


Figura 5: sezione qualitativa plinto fondazione

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.

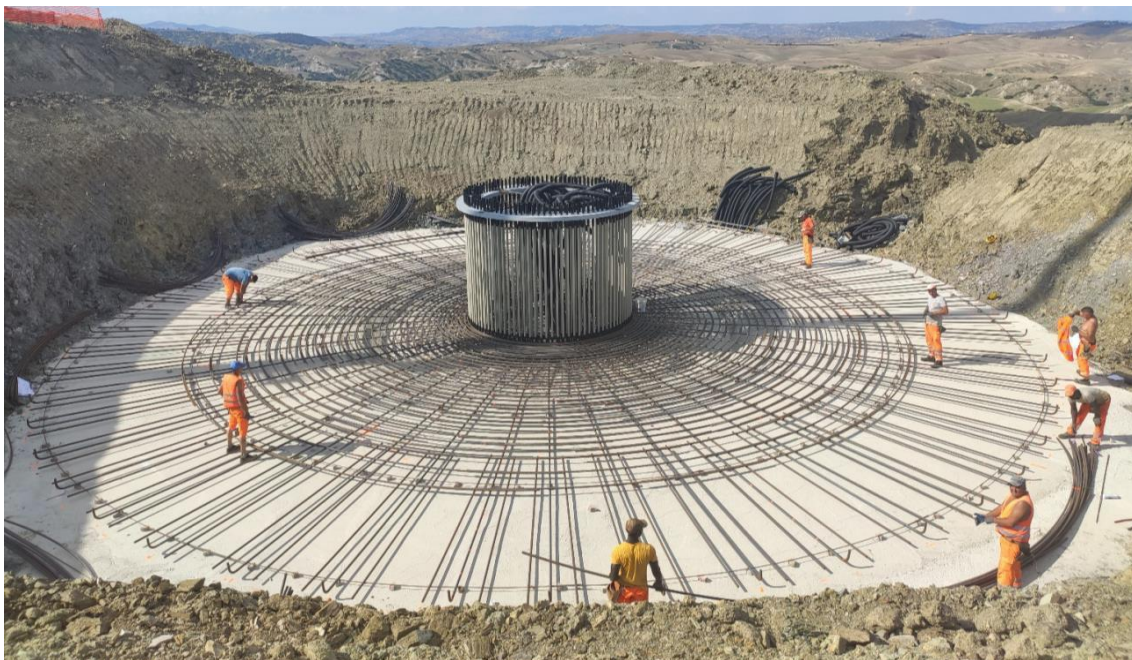


Figura 6: Posa anchor cages tipo





Figura 7: 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.



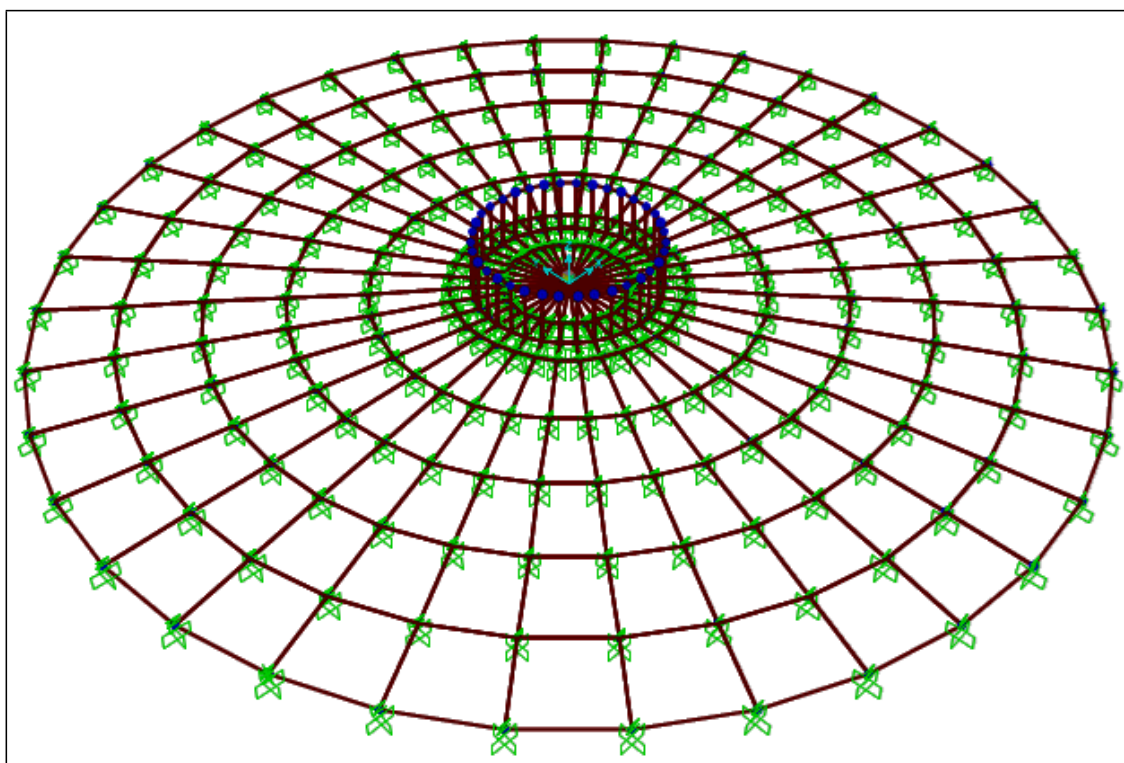


Figura 8: modello di calcolo a elementi finiti

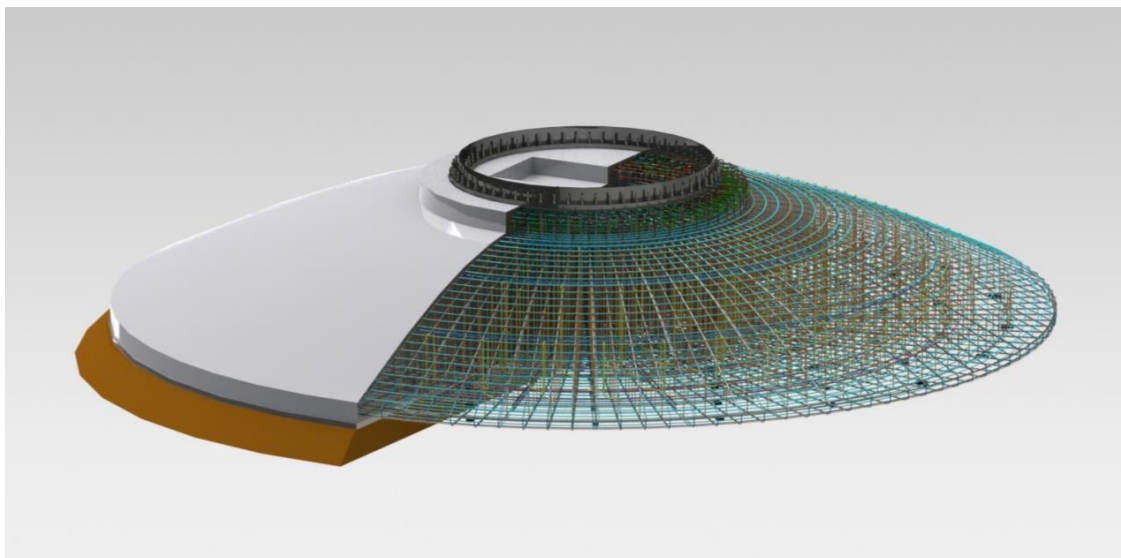


Figura 9: Modello 3d fondazione



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
v_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
 eyd 1.86
 eud 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 10: 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	12lceUHWO100(fam27)	1.35	Abs	37170	2040	379.6	-5094	[2]

Figura 11: 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 12: Scarico in fondazione – Riepilogo delle massimi caratteristici delle componenti

Table 3 – Partial safety factors for loads γ

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 13: 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 14: carichi dovuti al riempimento



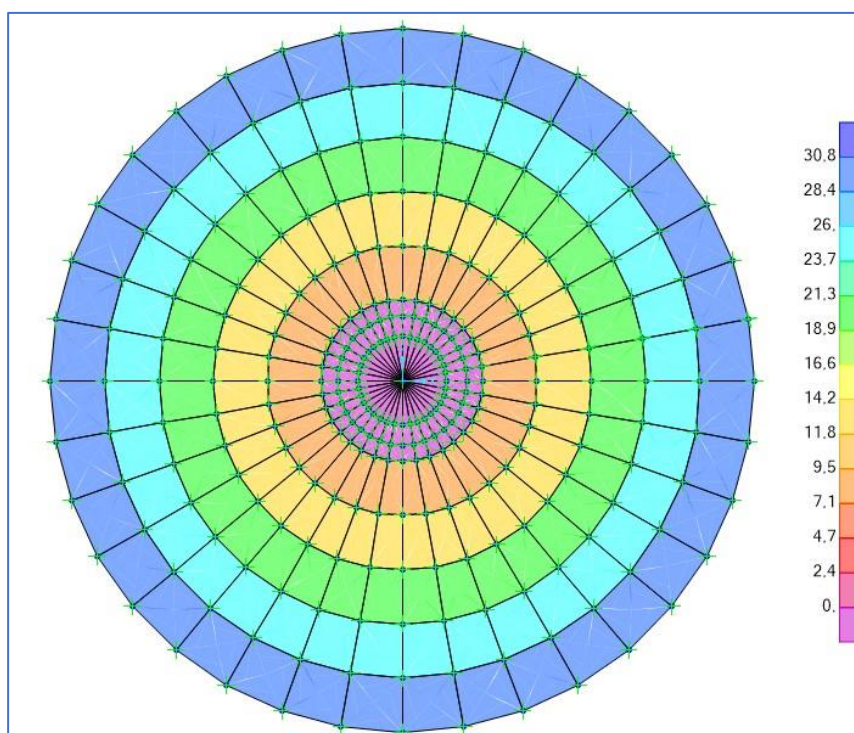


Figura 15: Distribuzione delle pressioni dovute al riempimento sul plinto

Il peso totale del riempimento è pari a 9.574 kN.

A.11.g.4. Azione sismica

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

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

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

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



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

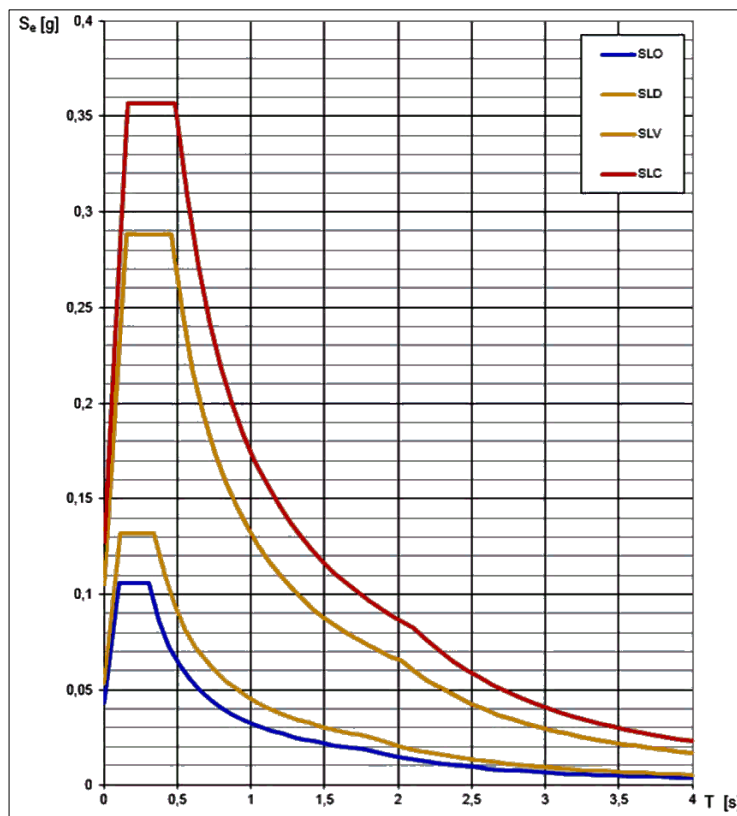


Figura 16: Spettri elastici di progetto

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 17: 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 18: Coefficienti parziali delle azioni utilizzati ai fini del presente progetto

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

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

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



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

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

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

Verifica		Tipo di combinazione			Coefficiente materiale (terreno) γ ?			γ ?	F.S.
					$\tan(\phi')$	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 Qp, 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 19: 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 20: 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 21: 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 22: 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 23: Analisi scarichi in fondazione**VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK**

Soil unit weight

 γ

18.70 kPa



Backfilling unit weight	γ^*		17.50	kPa
Friction angle	φ'		22.0°	
Effective cohesion	c'		25.00	kPa
Undrained cohesion	C_u		200	kPa
Design bending moment	M_{xy}		143'242	kNm
Design torque moment	M_z		12'172.60	kNm
Design vertical load	F_z		39'914	kN
Design tangential load	H		1'321	kN
Radius	R		12.00	m
Depth of foundation	D			m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z	3.59	m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$	16.82	m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$		
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$	282.73	m ²
Effective length	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$	19.62	m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$	14.41	m
Horizontal force	H'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$	3'053.40	kN
Inclination of foundation	η		0.0°	
N_c	N_c	$(7.82 - 1) / \tan(22.0^\circ) =$	16.883	
N_q	N_q	$\gamma \cdot D \cdot \tan^2(\eta) =$	1	
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	$\tan^2(\eta) =$	1	
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	$(1 - \tan(0.0^\circ) * \tan(22.0^\circ))^2 =$	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 24: 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		$(7.82 - 1) / \tan(22.0°) =$	16.883	
N_q N_q		$\gamma * (1 + \tan^2 \phi) * \tan \phi$		
N_γ N_γ		$2 * (7.82 - 1) * \tan(22.0°) =$	5.512	
Shape factor s_c		$(1.27 * 7.82 - 1) / (7.82 - 1) =$		1.312
Shape factor s_q		$1 + \frac{1.44 * \tan^2 \phi}{\tan \phi}$		
Shape factor s_γ		$1 - 0.3 * 14.19 / 19.53 =$	0.782	
Load inclination factor	i_c		$0.89 - (1 - 0.89)/(16.88 - 1) =$	0.884
Load inclination factor	i_q		$(1 - 4'020.07 / (39'963 + 277.19 * 25.0) * \tan(22.0°))^{1.58} =$	0.891
Load inclination factor	i_γ		$(1 - 4'020.07 / (39'963 + 277.19 * 25.0) * \tan(22.0°))^{1.58} =$	0.828
Found. inclination fact.	i_b		$1.0 - (1 - 1.0)/(16.88 * \tan(22.0°)) =$	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'	$17.5 \cdot 0.0 =$	0.00	kPa
Component c	$25.0 \cdot 16.88 \cdot 1.31 \cdot 0.88 \cdot 1.0 =$	489.683	kPa
Component q	$0.0 \cdot 7.82 \cdot 1.27 \cdot 0.89 \cdot 1.0 =$	0.000	kPa
Component γ	$18.7 \cdot 14.19/2 \cdot 5.51 \cdot 0.78 \cdot 0.83 \cdot 1.0 =$	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 25: 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	$2 \cdot (R - e)$	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}	$2 \cdot [R^2 \arccos(e/R) - e \cdot (R^2 - e^2)^{1/2}]$	323.60	m ²
Effective lenght	L_{eff}	$(A_{eff} \cdot L_e / B_e)^{1/2}$	20.18	m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff} \cdot B_e / L_e$	16.04	m
Horizontal force	H'	$2 \cdot M_z / L_{eff} + [H^2 + (2 \cdot M_z / L_{eff})^2]^{1/2}$	3'917.14	kN
Inclination of foundation	η		0.0°	
N_c	N_c	$2 + \pi =$	5.142	
N_q	N_q	1 =	1.000	
N_γ	N_γ	0 =	0.000	



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

Figura 26: 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 27: 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 28: Verifica a slittamento – Combinazione Abnormal SLU 2



SLIDING CHECK

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

Figura 29: Verifica a slittamento – Combinazione Normal SLU 2



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

VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE SOTTOFONDO (WINKLER)

n. stratigraphy 1

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

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Static shear modulus	G		7.69 N/mm ²
Static Young modulus	E		20.00 N/mm ²
Poisson ratio	ν		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 30: Valutazione della costante di Winkler

A.11.h.6. Valutazione dei cedimenti

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

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

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

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

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



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

Figura 31: 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 32: Valori massimi dei momenti di piastra



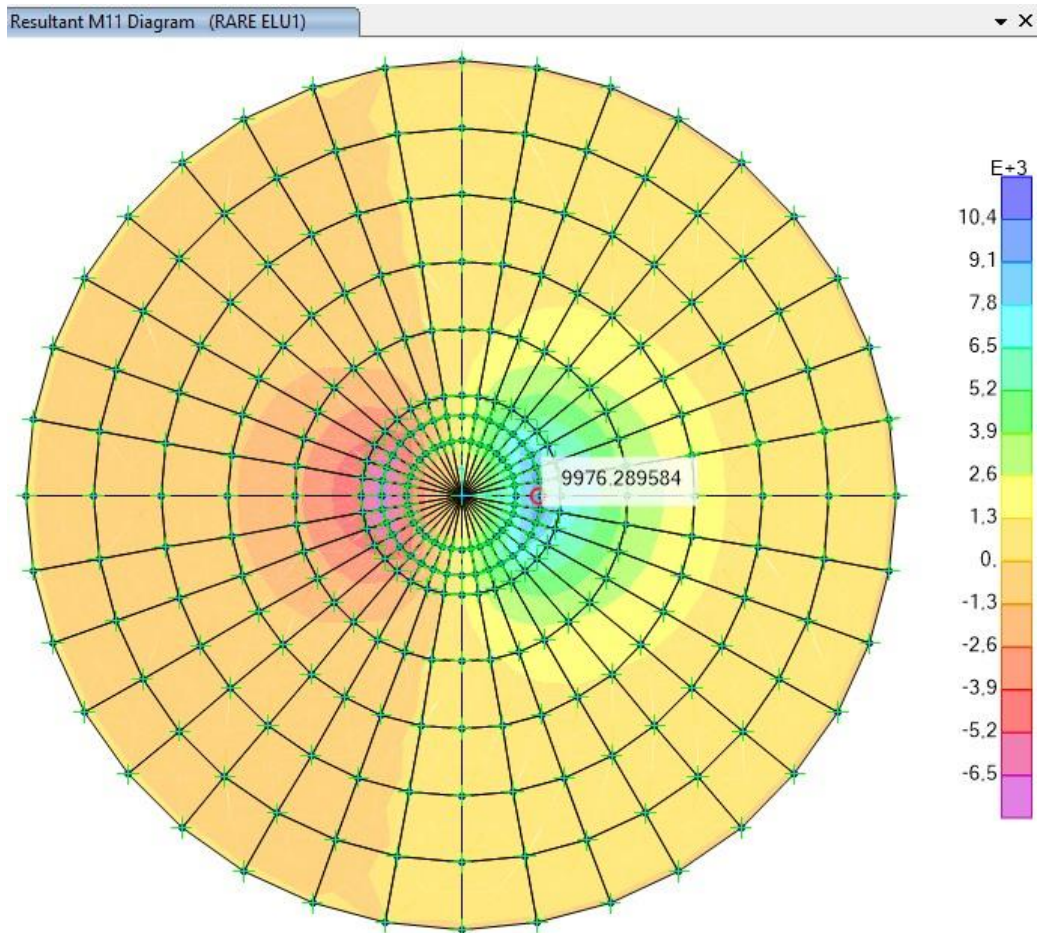


Figura 33: Momento Massimo M₁₁ Normal SLU 1 [kNm/m]



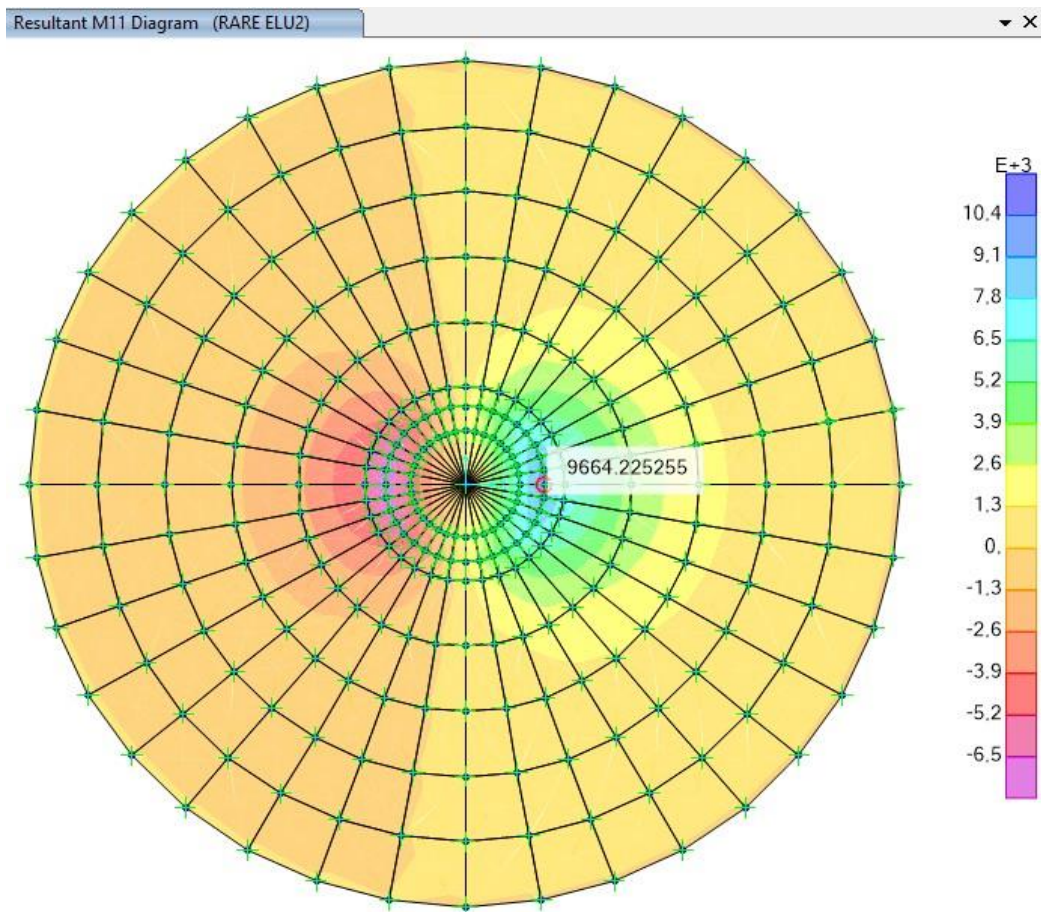


Figura 34: Momento Massimo M_{11} Normal SLU 2 [kNm/m]



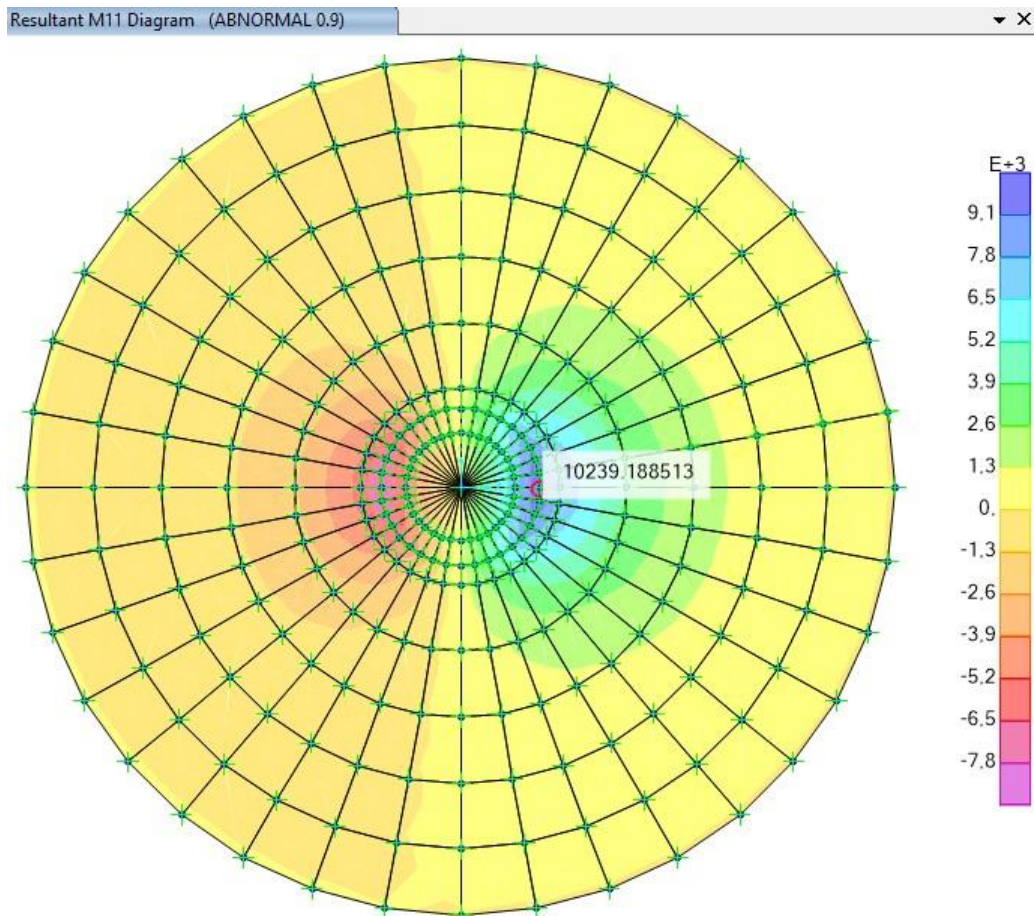


Figura 35: Momento Massimo M_{11} ABNORMAL 0.9 [kNm/m]



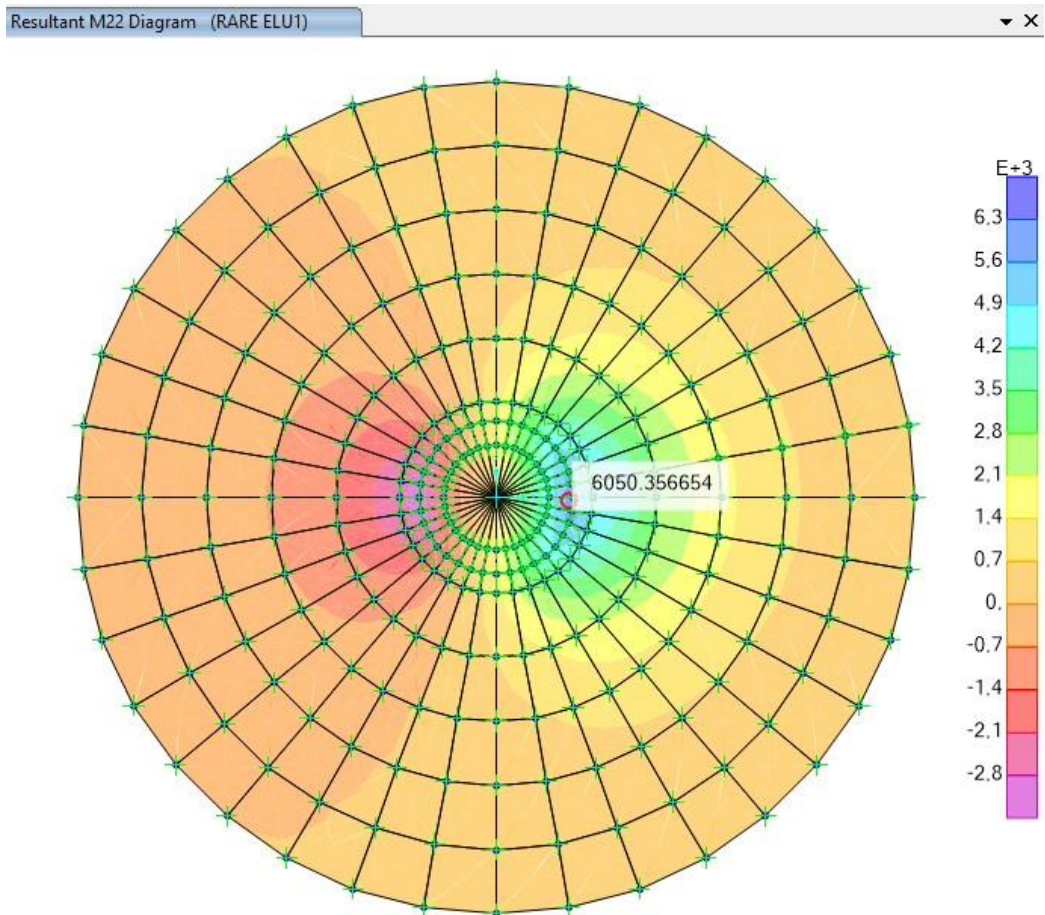


Figura 36: Momento Massimo M_{22} Normal SLU 1 [kNm/m]



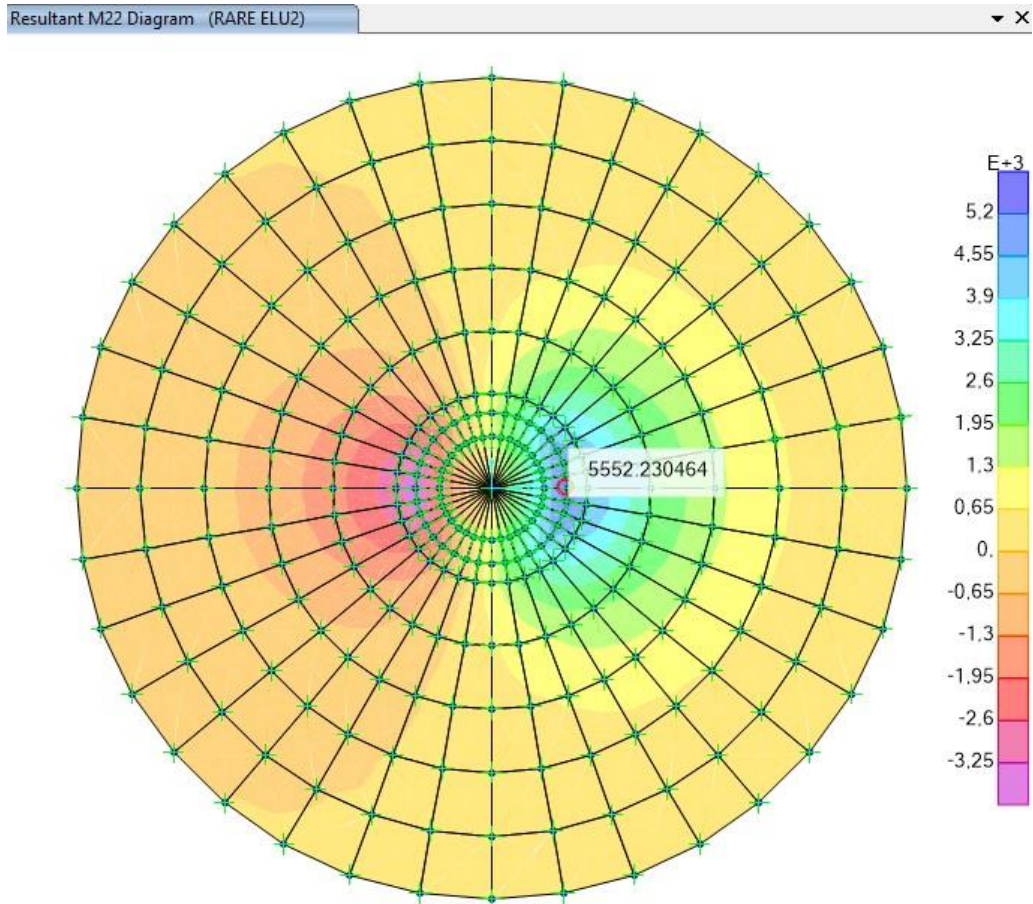


Figura 37: Momento Massimo M₂₂ Normal ELU 2 [kNm/m]



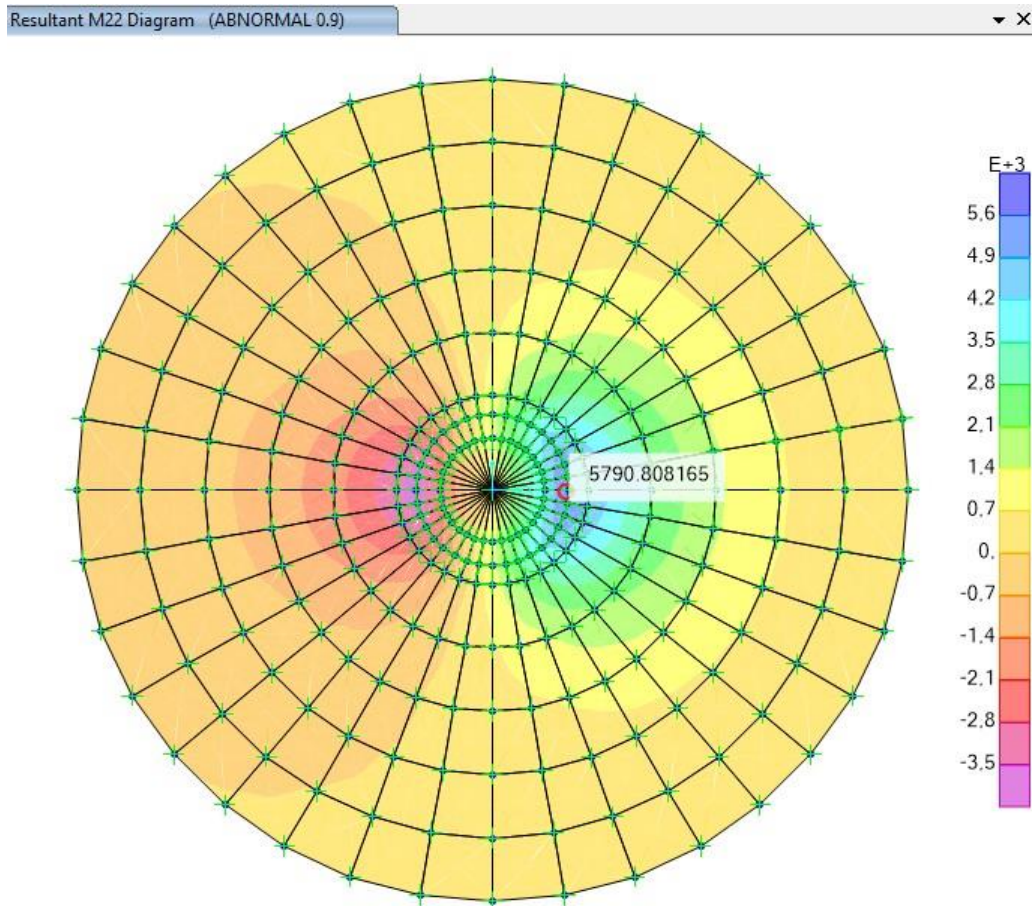


Figura 38: Momento Massimo M₂₂ ABNORMAL 0.9 [kNm/m]



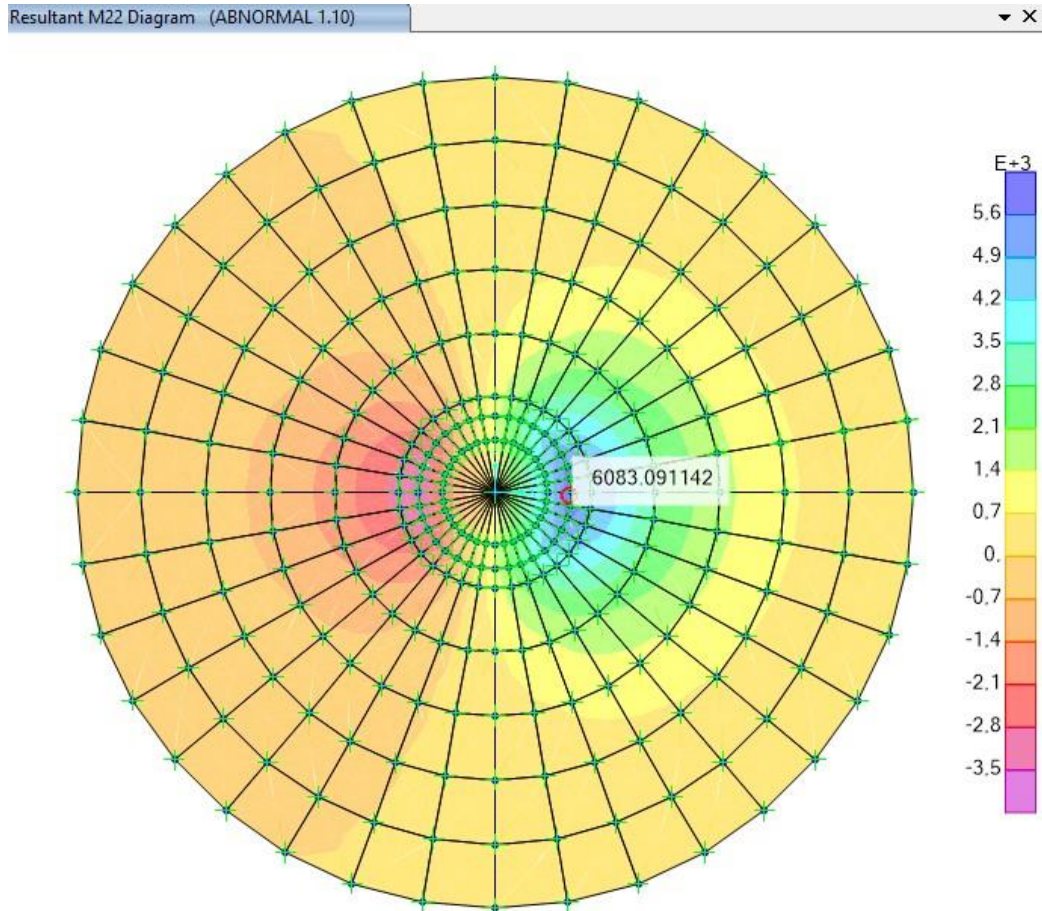


Figura 39: Momento Massimo M₂₂ ABNORMAL 1.10 [kNm/m]

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



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

Figura 40: Valori massimi/minimi delle sollecitazioni di piastra in funzione della distanza R dal centro del plinto

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

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

d = altezza utile

M_{ed} = momento di progetto di piastra

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

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

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

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

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



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

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

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

Figura 41: 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 f _{ctm} / f _{yk} A _{cls})	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 f _{ctm} / f _{yk} A _{cls})	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 42: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali inferiori (3 strati Ø32)



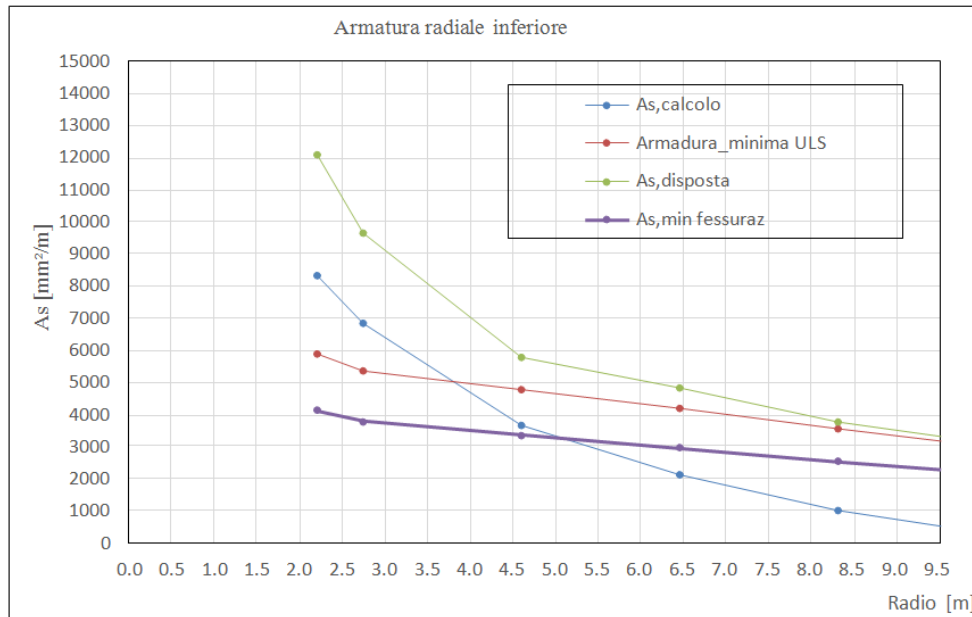


Figura 43: Area armatura radiale inferiore: da calcolo, minima (da norma), effettivamente disposta e da fessurazione

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

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

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



546.04	391.30	671.20	2
167.33	391.30	268.44	1

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

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

Figura 44: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circolari superiori

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

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

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



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

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

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

Figura 45: 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 46: 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 47: 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.



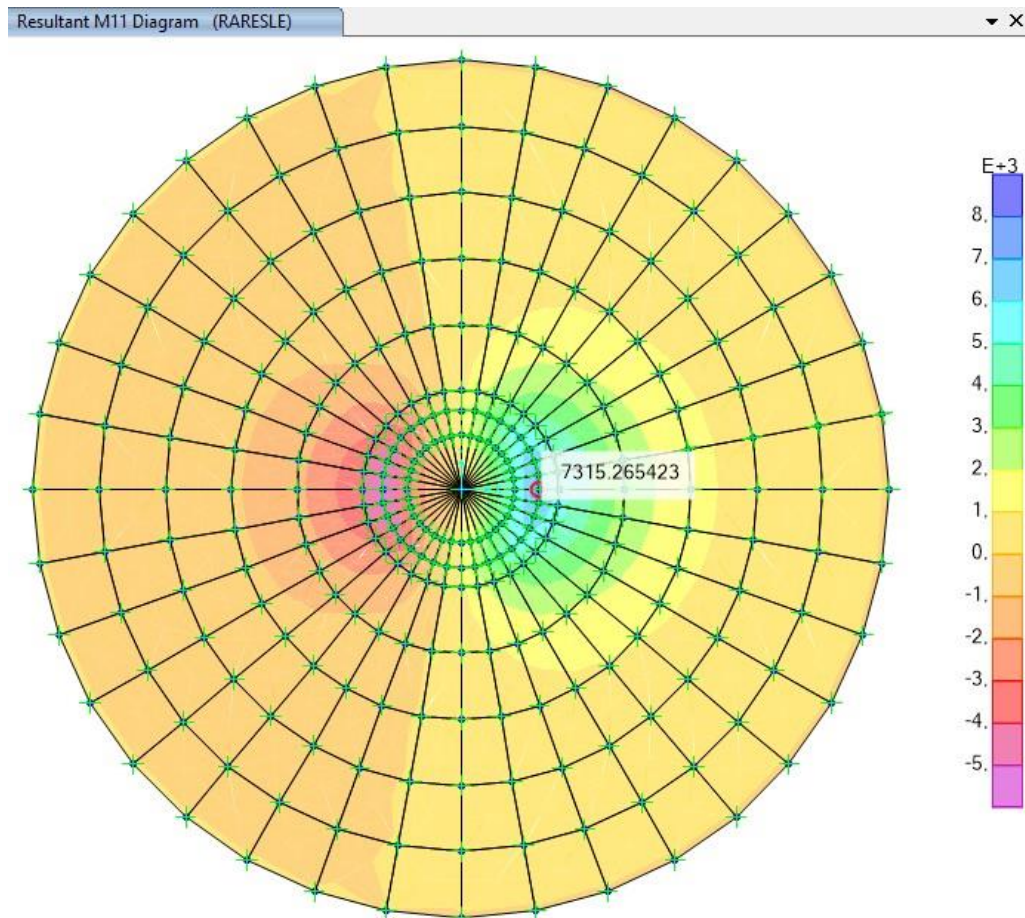


Figura 48: Momento radiale in combinazione SLE Rara [kNm/m]