



PROGETTO IMPIANTO EOLICO “CUSTOLITO”

Potenza complessiva 31,0 MW

A.11. – RELAZIONE PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

Comune di Montalbano Jonico (MT)

Proponente: **CUSTOLITO S.r.l.**

19/11/2021

REF.:

Revision: A



EDP Renewables Italia Holding S.r.l.

						DATE		
						11/21	DRAWN	D.CAVALLO
A	19/11/2021	CAVALLO	CAVALLO	TIZZONI	PROGETTO DEFINITIVO PER AUTORIZZAZIONE	11/21	CHECKED	D.CAVALLO
EDIC.	DATE	BY	CHECKED	REVISED-EDPR	MODIFICATION	11/21	REVISED-EDPR	S TIZZONI

INDICE GENERALE

INDICE GENERALE	2
A.11.A. PREMESSA	4
A.11.a.1. Geometria e tipologia della fondazione	5
A.11.B. NORME DI RIFERIMENTO	5
A.11.C. DATI DI PROGETTO DELL'OPERA	6
A.11.D. INQUADRAMENTO GEOLOGICO/IDROGEOLOGICO DEL SITO	6
A.11.d.1. Parametri geotecnici di progetto	6
A.11.d.2. Indagini e prove	7
A.11.d.3. Parametri sismici di progetto	8
A.11.E. MATERIALI ADOTTATI	9
A.11.e.1. Calcestruzzo per plinti/piastre di fondazione	9
A.11.e.2. Acciaio per armature	10
A.11.F. CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA	10
A.11.f.1. Modellazione	10
A.11.f.2. VERIFICHE ESEGUITE	12
A.11.f.3. Approcci di progetto e combinazioni di carico	13
A.11.f.4. ANALISI DEI CARICHI	15
A.11.f.4.1. Azioni derivanti dalla sovrastruttura.....	15
A.11.f.4.2. Peso proprio della fondazione.....	16
A.11.f.4.3. Peso proprio del riempimento	16
A.11.G. VERIFICHE GLOBALI / GEOTECNICHE	17
A.11.g.1. Combinazioni di carico e fattori di sicurezza	17
A.11.g.2. Gapping	18
A.11.g.3. Ribaltamento	19
A.11.g.4. Carico limite	19
A.11.g.5. Slittamento	23
A.11.g.6. Valutazione modulo di reazione (Winkler)	24
A.11.g.7. Valutazione dei cedimenti medi attesi	24
A.11.g.7.1. Aerogeneratore A1	25



A.11.g.7.2. Aerogeneratore A2	26
A.11.g.7.3. Aerogeneratore A5	26
A.11.g.7.4. Aerogeneratore A6	27
A.11.g.8. Cedimenti differenziali massimi attesi	27
A.11.H. VERIFICHE STRUTTURALI	28
A.11.h.1. Risultati dell'analisi.....	28
A.11.h.2. Verifiche di resistenza a flessione	32
A.11.h.2.1. Dimensionamento delle armature superiori	32
A.11.h.2.2. Dimensionamento delle armature inferiori.....	34
A.11.h.2.3. Dimensionamento delle armatura circonferenziali superiori.....	36
A.11.h.2.4. Dimensionamento delle armatura circonferenziali inferiori	37
A.11.h.3. Verifica a taglio	37
A.11.h.4. Verifiche tensionali /di fessurazione	38
A.11.h.4.1. Verifiche sul lembo inferiore	39
A.11.h.4.2. Verifiche sul lembo superiore.....	40

A.11.a. PREMESSA

Nella presente relazione vengono illustrati i criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni degli aerogeneratori che costituiscono la centrale di produzione di energia da fonte eolica, con potenza nominale di 31,0 MW, che la società Custolito S.r.l. (la "società") propone di realizzare in località Montalbano Jonico (MT).

Per il parco in oggetto, è prevista l'installazione di n.5 aerogeneratori; il modello tipologico di aerogeneratore utilizzato per il dimensionamento della fondazione è quello di fabbricazione SIEMENS/GAMESA, avente le caratteristiche geometriche illustrate nella figura successiva.

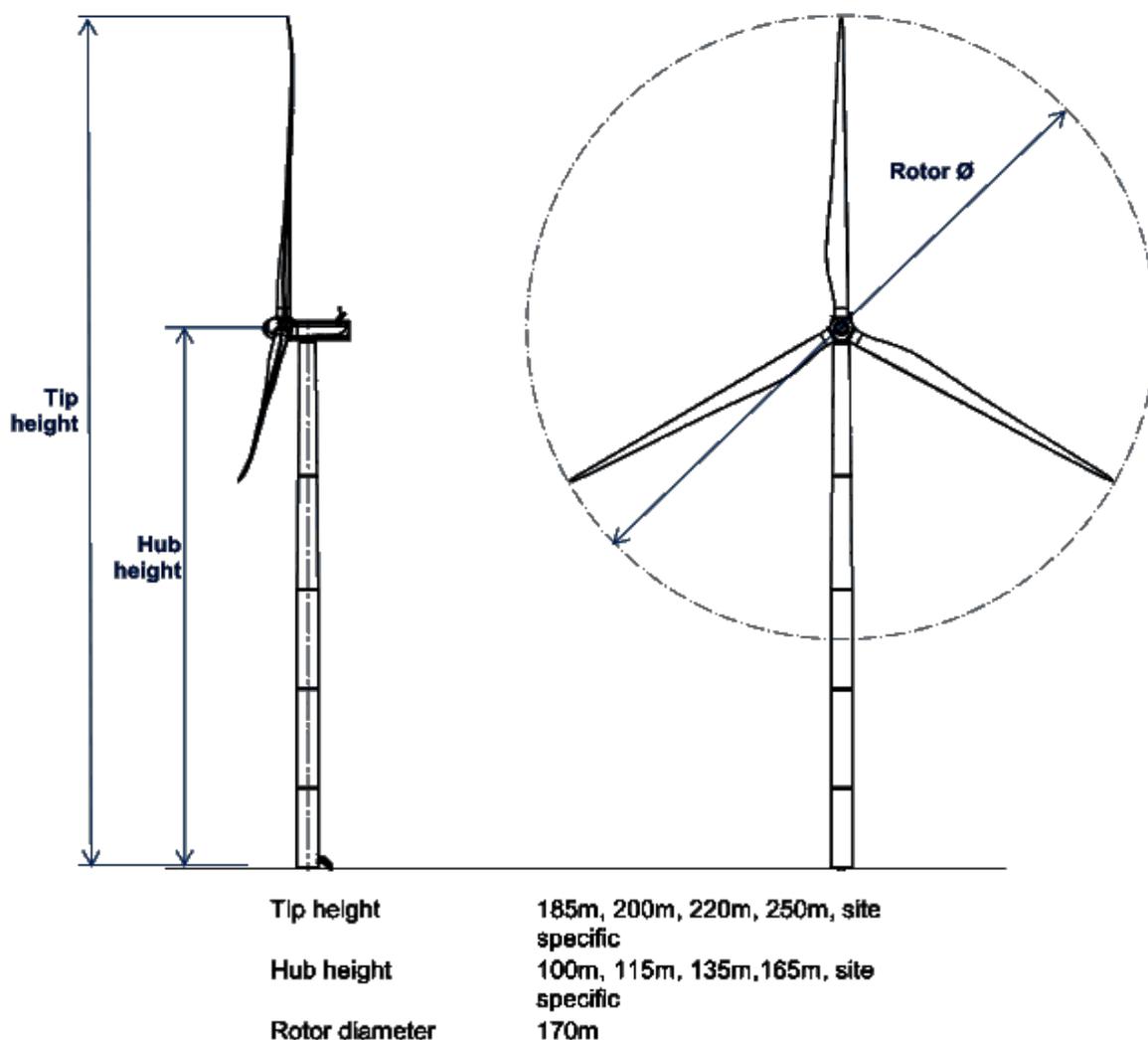


Figura 1: Geometria dell'aerogeneratore Siemens Gamesa SG6.0-170

A.11.a.1. GEOMETRIA E TIPOLOGIA DELLA FONDAZIONE

Il plinto di fondazione ha geometria tronco-conica, con diametro di base pari a $D_e = 24.50$ m, spessore variabile da un minimo di 1,0 mt (sul bordo esterno) ad un massimo di 3,0 mt in corrispondenza della zona centrale di attacco della parte in elevazione della torre (fig. successiva).

Il plinto è in c.a. gettato in opera.

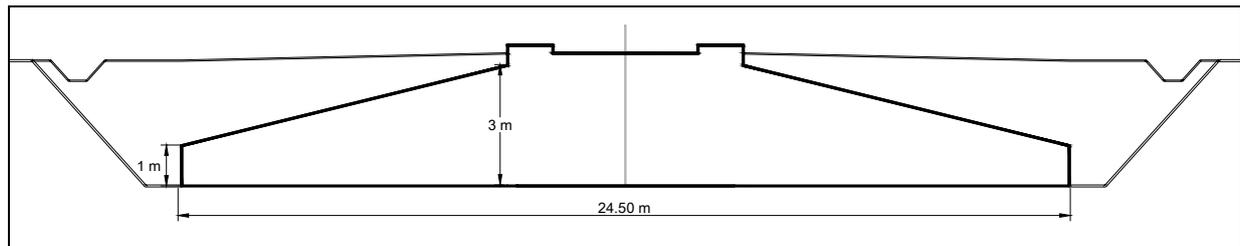


Figura 2: Geometria del plinto di fondazione

Al di sotto del plinto potranno essere previsti un certo numero di pali, al fine di raggiungere un piano di posa diverso da quello ipotizzato in questa fase. Questo tipo di valutazione, tuttavia, richiede approfondimenti tipici della fase di progettazione esecutiva. In via preliminare si dimensiona il plinto come fondazione diretta, riservando di prevedere la realizzazione dei pali nella fase costruttiva del parco.

A.11.b. NORME DI RIFERIMENTO

Per le verifiche strutturali sono state impiegate le seguenti norme:

- [1] DM 17/01/2018 – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- [2] Circ. 21 Gennaio 2019 n. 7/C.S.LL.PP., “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.
- [3] Eurocodice 2 - “Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”
- [4] Eurocodice 7 - “Progettazione geotecnica. Parte 1 - Regole generali”
- [5] CEI EN 61400-1



A.11.c. DATI DI PROGETTO DELL'OPERA

La seguente tabella riassume i dati di progetto:

Tipo di Costruzione (NTC 2018 cap.2, 3)	Descrizione	parametro
Proprietà della costruzione	ordinaria	VN = 50
Tipo di costruzione	2	CU = 2.0
Classe d'uso	IV	VR=CU*VN= 100
Periodo di riferimento sisma	-	VR=CU*VN= 100
Destinazione d'uso	industriale	categoria = E2

Tabella 1: Dati generali di progetto relativi alla struttura

A.11.d. INQUADRAMENTO GEOLOGICO/IDROGEOLOGICO DEL SITO

Il parco eolico oggetto della presente relazione è situato a ovest del Comune di Montalbano Jonico (MT). L'intera area di progetto ricade nel Foglio n. 507 dell'I.G.M. "Pisticci" in scala 1:50.000

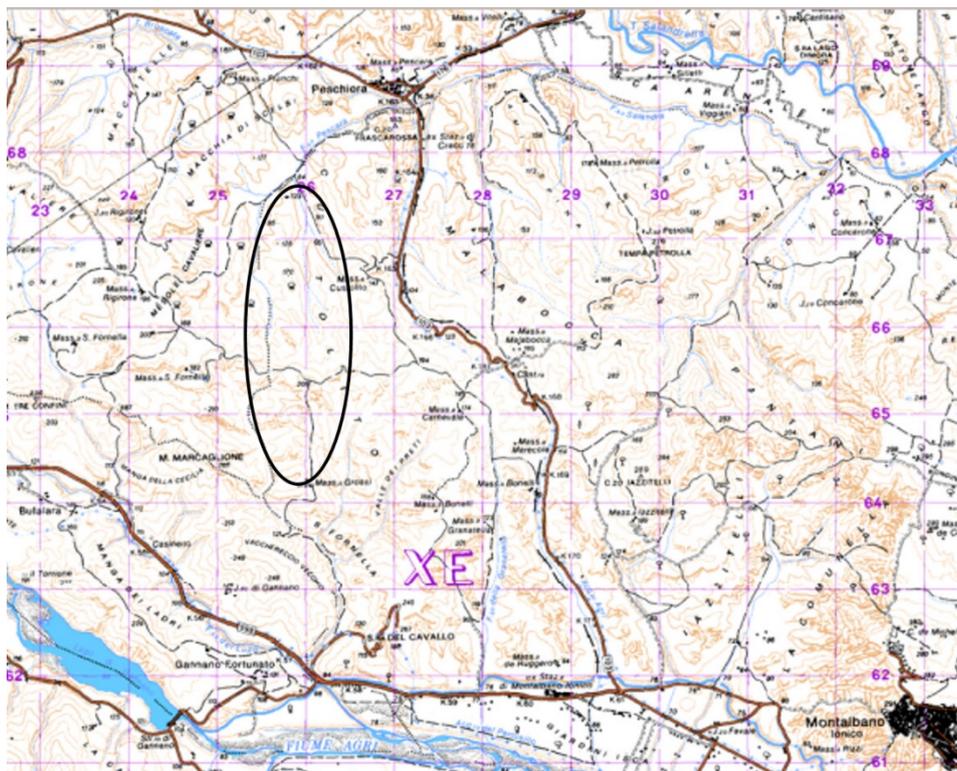


Figura 3: Ubicazione dell'impianto eolico

A.11.d.1. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Le unità geologiche affioranti nell'area di interesse sono:

Argille Subappennine

Nell'area in esame, in particolare per le colline ove sono previsti gli aereogeneratori, si possono osservare estesi affioramenti di Argille subappennine, quasi sempre mascherate dalla coltre agraria. Nella parte assiale della Fossa Bradanica le Argille risultano poggiate in profondità su depositi sabbioso-argillosi del Pliocene medio-superiore o direttamente sui calcari cretacei del basamento. Le Argille subappennine calabriane, di colore grigio-azzurro, sono di solito piuttosto marnose, pur con variabili componenti siltoso-sabbiose. La frazione sabbiosa aumenta nella parte più recente della formazione, dove può dar luogo a frequenti alternanze sabbioso-argillose o addirittura a cospicui letti di sabbie.

Nei punti dove è maggiore la percentuale limoso-sabbiosa o dove le fessure di ritiro hanno maggiore densità per unità di volume, la quantità di acqua a circolazione ipogea è maggiore, con il risultato di avere uno spessore importante di argille gialle.

Terrazzi marini

I sedimenti dei terrazzi marini sono costituiti da sabbia (ocracea talvolta rossastra, con grana da fine a grossa, ricca di livelli arenaceo-ghiaiosi, talvolta presenta stratificazione incrociata) e da conglomerato e ghiaia. I terrazzi sono suborizzontali con lieve pendenza verso il mare; la potenza dei singoli terrazzi è variabile e, quando è ridotta, fra i terrazzi contigui affiorano le sottostanti argille calabriane, quando è più notevole, il contatto fra i due terrazzi è segnato dalla sola scarpata morfologica.

Deposti alluvionali attuali e recenti

Trattasi di depositi di natura ghiaiosa misti a sabbie grossolane, a luoghi con presenza di sabbie limose, situati nel fondo valle dei principali corsi d'acqua.

In relazione ai principali elementi idrogeologici dell'area in oggetto, con riferimento alla natura litologica dei terreni affioranti, si osserva che sono terreni praticamente impermeabili. Un lieve grado di permeabilità si presenta nella parte alta della formazione argillosa per porosità legata alla presenza di sottili livelli di limo sabbioso.

Nelle zone interessate dagli aereogeneratori, **non si segnala presenza di falda idrica.**

A.11.d.2. INDAGINI E PROVE

Il sondaggio a carotaggio S1 continuo effettuato sull'area oggetto studio e spinto fino alla profondità di 20 m dal piano campagna, ha evidenziato l'assenza di livelli idrici.

QUADRO RIASSUNTIVO E INTERPRETATIVO DELLE ANALISI GEOTECNICHE LAVORO: REALIZZAZIONE PARCO EOLICO NEL COMUNE DI MONTALBANO JONICO (MT)																			
S O N D	C I N D	Profondità m	W %	γ KN/m ³	γ_d KN/m ³	γ_s KN/m ³	e	n %	Sr %	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	LL %	LP %	IP %	TG CD < KN/m ² q ²	TRO-UU ou KN/m ²	Edometrica P (KPa) Cv (cm ² /sec) K (cm/sec)
1	1	4.00-4.40	17.62	21.21	18.03	27.50	0.525	34.43	92.29	0.00	3.38	51.44	45.18	43	28	15	A-7-6 ML 15.40 - 28.57 ^q	207.79	P=196.13 /k=1.37E-08/Cv=1.27E-03 P=392.27 /k=6.71E-09 /Cv=7.06E-04
1	2	10.70-11.20	13.59	21.30	18.75	27.40	0.461	31.55	80.77	0.00	6.53	51.41	42.06	32	21	11	A-6 CL 57.51 - 24.14 ^q	483.79	P=196.13 /k=1.14E-08/Cv=1.44E-03 P=392.27 /k=7.78E-09 /Cv=1.27E-03

Legenda:
 W= Umidità naturale - γ = Peso di volume naturale - γ_d = Peso di volume secco - γ_s = Peso specifico - e= Indice dei vuoti - n= Porosità - Sr= Grado di saturazione
 LL= Limite liquido - LP= Limite plastico - IP= Indice plastico - c= Coesione - φ = Angolo di attrito interno - P= Pressione sul provino - cv= coefficiente di consolidazione
 k= coefficiente di permeabilità.

Tabella 2: Risultati sondaggio

	<p style="text-align: center;">PROGETTO IMPIANTO EOLICO "CUSTOLITO" Comuni di Montalbano Jonico (MT)</p>	<p style="text-align: right;">REV. A Novembre 2021</p>
--	--	--

Lo stesso sondaggio, inoltre, ha messo in evidenza un primo strato alterato di spessore circa 3 metri, al di sotto del quale sono presenti limi-argilloso-sabbiosi di colore grigio.

A.11.d.3. PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO

Dal punto di vista sismico l'area in oggetto, ricade nel territorio del Comune di Montalbano ed è classificato come zona sismica 2 (O.P.C.M. 3274/03). Sulla base della relazione geologica 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	1
CU	0,7
Periodo di riferimento per l'azione sismica – $VR = VN * CU$	35 anni
Categoria suolo di fondazione	C
Categoria topografica	T2 ($i > 15^\circ$)

Tabella 3: Parametri sismici area in oggetto

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

Tabella 4: Stati limite

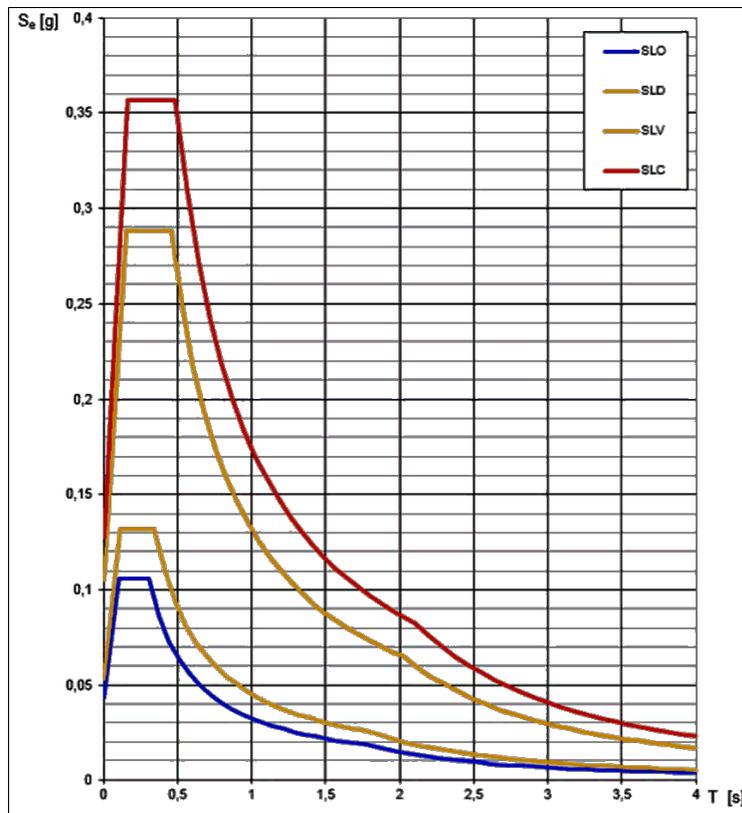


Figura 4: Spettri di progetto (da relazione geologica)

Ai fini della presente relazione si fa riferimento agli scenari di progetto non sismici, assumendo come carichi dimensionanti quelli calcolati con le simulazioni di cui ai capitoli successivi (gli scenari di progetto non sismici previsti dalla norma [5], condizioni di carico di tipo Normal/Abnormal).

A.11.e. MATERIALI ADOTTATI

A.11.e.1. CALCESTRUZZO PER PLINTI/PIASTRE DI FONDAZIONE

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 massimo di cloruri Cl 0,20%

Dimensione nominale max degli aggregati 25 mm

Consistenza S4

Copriferro 50 mm

Rck	35 N/mm^2
fck	29.05 N/mm^2
γ_c	1.50

	<p style="text-align: center;">PROGETTO IMPIANTO EOLICO "CUSTOLITO" Comuni di Montalbano Jonico (MT)</p>	<p style="text-align: center;">REV. A Novembre 2021</p>
--	--	---

acc	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	32'588.11 N/mm ²

A.11.e.2. ACCIAIO PER ARMATURE

Tipo	B 450 C
fy	450.00 N/mm ²
ft	540.00 N/mm ²
ys	1.15
fyd	391.30 N/mm ²
Es	210'000.00 N/mm ²
eyd	1.86 ‰
eud	67.50 ‰

A.11.f. CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA

Le analisi sono state condotte per mezzo di un software di calcolo agli elementi finiti (FEM).

Ai fini della presente relazione si fa riferimento agli scenari di progetto non sismici, assumendo come carichi dimensionanti quelli calcolati con le simulazioni di cui al § A.11.f.3 (gli scenari di progetto non sismici previsti dalla norma [5], condizioni di carico di tipo Normal/Abnormal).

A.11.f.1. MODELLAZIONE

La fondazione è stata analizzata attraverso un modello agli elementi finiti tipo "shell-thick" vincolati su suolo alla Winkler e bloccati in modo isostatico contro le labilità di piano. Nel modello i carichi considerati sono:

- 1) il peso proprio (calcolato in automatico dal software di calcolo)
- 2) il peso del terreno di rinterro (sovraccarico permanente)
- 3) carichi provenienti dalla struttura in elevazione (Fz, Fx, Fy, Mz, Mx, My) e applicati su un nodo in posizione centrale ma 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 7) cui corrisponde l'attacco della torre alla fondazione.

Il terreno è considerato col modello alla Winkler – molle non reagenti a trazione ⁽¹⁾. La valutazione della rigidità è riportata al § A.11.g.6.

⁽¹⁾ Di conseguenza la analisi condotte sono di tipo non-lineare

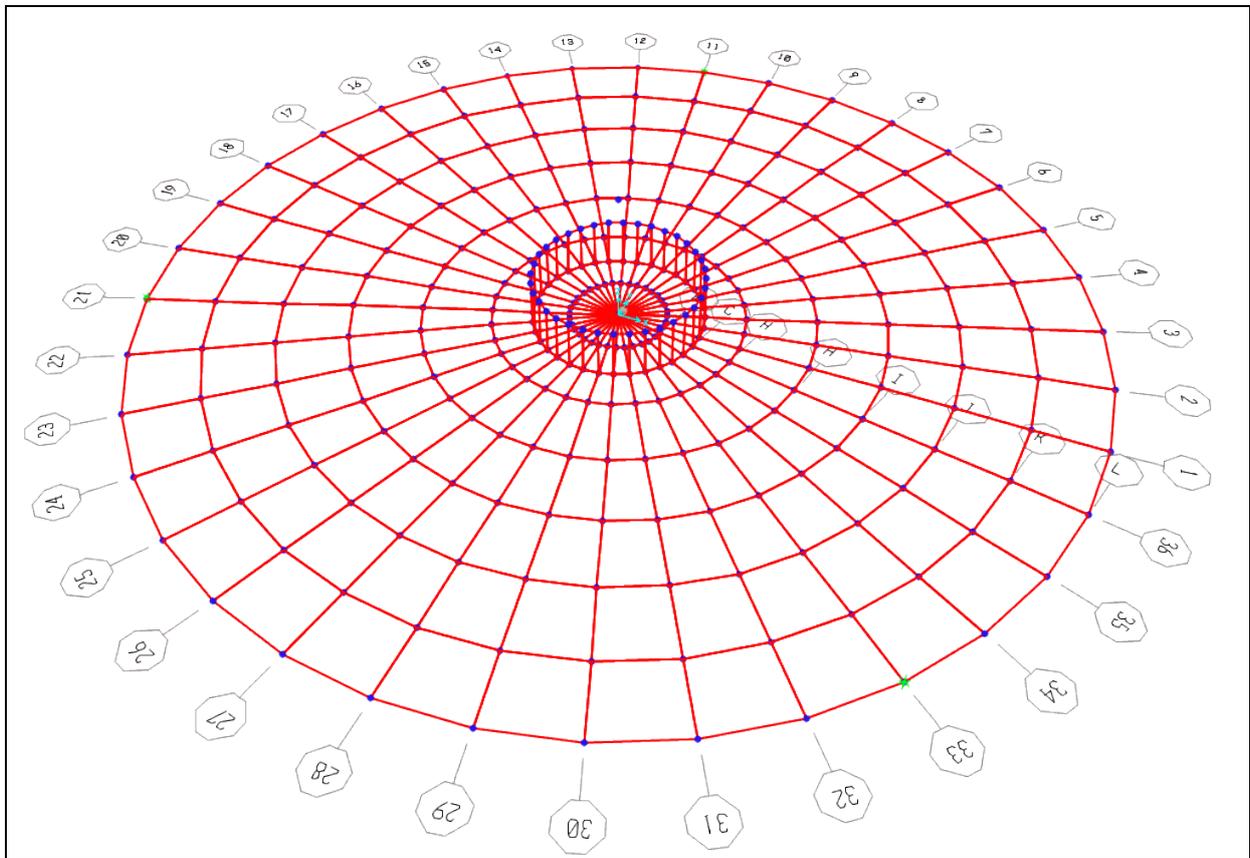


Figura 5: Modello di calcolo della fondazione

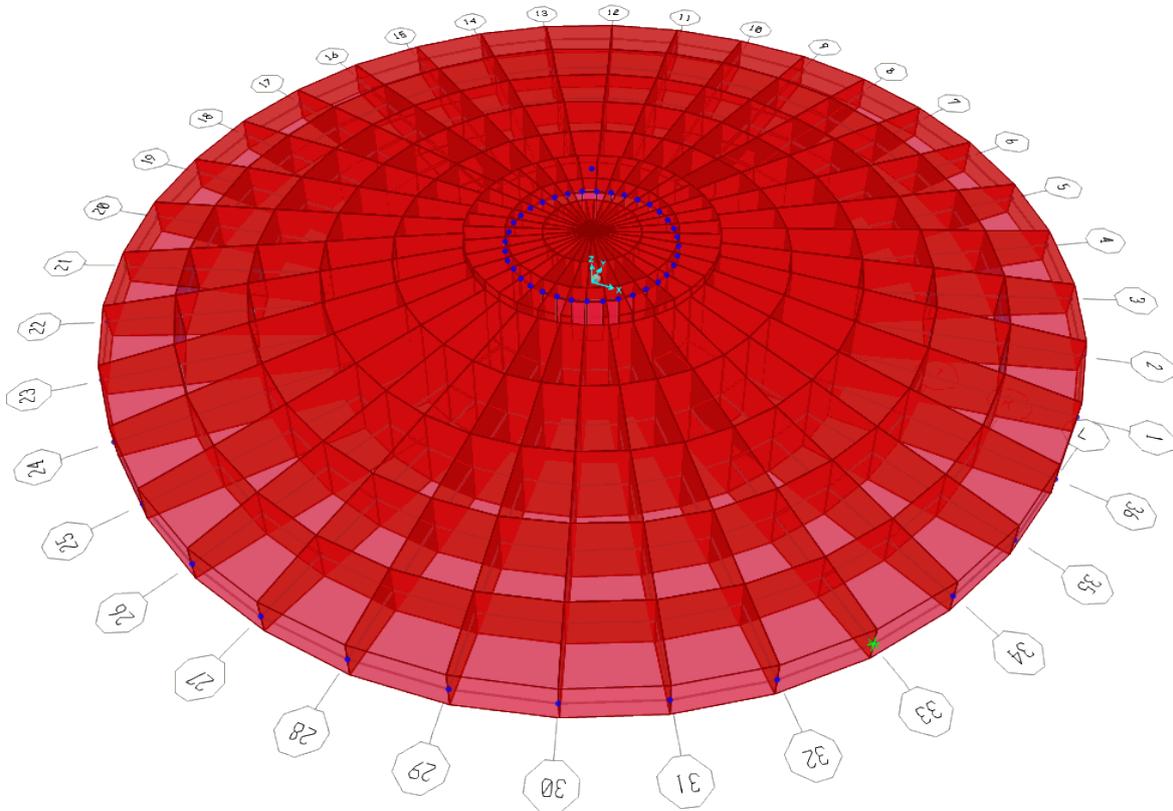


Figura 6: Modello FEM della fondazione – vista solida

Il modello non tiene conto della presenza dei pali di fondazione, i quali potranno esser previsti in fase di progettazione esecutiva dell'opera.

A.11.f.2. VERIFICHE ESEGUITE

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

- 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

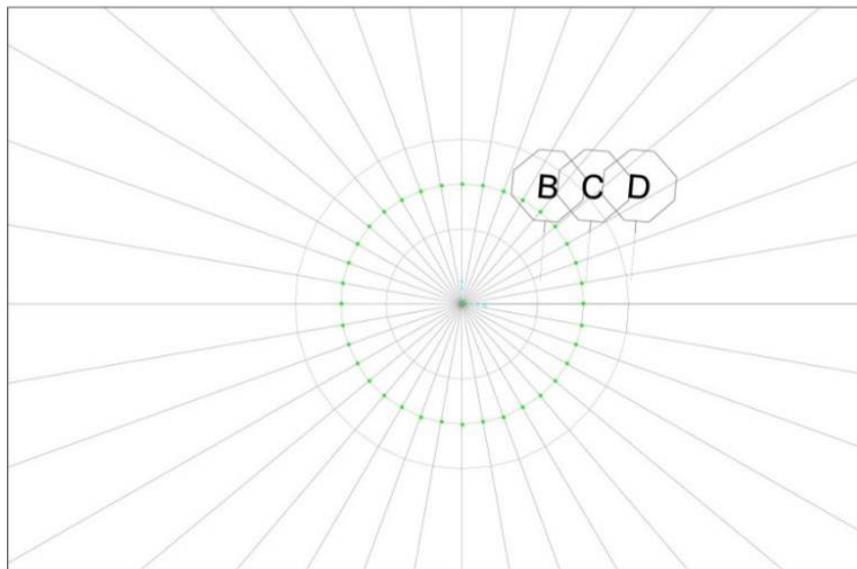


Figura 7: Nodo connesso rigidamente (centrale)

Le verifiche espone nel seguito si fondano sui dati di calcolo forniti dal progettista della parte in elevazione, e che sono riassunti nelle successive tabelle (§ A.11.f.3).

A.11.f.3. 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:

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 5

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

Tabella 6

	<p style="text-align: center;">PROGETTO IMPIANTO EOLICO "CUSTOLITO" Comuni di Montalbano Jonico (MT)</p>	<p style="text-align: right;">REV. A Novembre 2021</p>
--	--	--

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

Tabella 7: 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 9 colonne" indicano:

"N" – carichi permanenti dell'aerogeneratore (indicati con Fzi in tabella 7 e tabella 8)

"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]. Si fa presente che, come carichi di input provenienti dall'aerogeneratore, non sono presenti le azioni in condizione "Abnormal" secondo [5]: tali combinazioni non sono state analizzate anche se compaiono nella tabella delle combinazioni di carico.

Combinazione	Peso proprio fondazione	Peso del terreno di riempimento	Scarico aerogeneratore IEC 64100-1								
			Abnormal			Normal			Operational		
			NAbn	VAbn	MAbn	NNor	VNor	MNor	NQp	VQp	MQp
1 Normal SLU1	1,30	1,50				1,35	1,35	1,35			
2 Normal SLU2	1,00	0,80				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	0,80	0,90	1,10	1,10						
5 Normal EQU	0,90	0,80				0,90	1,35	1,35			
6 Abnormal EQU	0,90	0,80	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 Gap	1,00	1,00							1,00	1,00	1,00
10 Frequente	1,00	1,00									
11 Quasi permanente	1,00	1,00									

Tabella 8: 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 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. Le combinazioni 7 e 8 sono state assunte come Caratteristiche (SLE Rare) e, pertanto ad esse sono state riferite le valutazioni delle tensioni (SLE R) su calcestruzzo e armatura, oltre che dei cedimenti di fondazione.

A.11.f.4. ANALISI DEI CARICHI

A.11.f.4.1. Azioni derivanti dalla sovrastruttura

Il documento WFL EDPR BRAZIL BARRAS WF - «GENERAL CHARACTERISTICS MANUAL» riporta gli scarichi in fondazione derivanti dall'aerogeneratore, in accordo con le indicazioni delle norme adottate. I carichi, come specificato in didascalia alle tabelle, 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 [5] tabella 3 § 7.6.2.1 (sotto riprodotta come tabella 12).

	Load factor	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M_{xy} (kNm)	M _z (kNm)
UNFACTORED EXTREME LOADS	1	1270.75	25.59	-5587.23	7663.75	151281.35	151474.60	3048.74
FACTORED EXTREME LOADS	1.35	1715.51	34.56	-7542.76	10346.07	204229.81	204490.72	4115.79

Table 1. SG6.0-170 HH115 Factored/Unfactored Extreme loads at tower bottom

Tabella 9: Scarichi in fondazione – Condizioni di carico in situazioni estreme (stati limite ultimi)

Load factor	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M_{xy} (kNm)	M _z (kNm)
1	1270.75	25.59	-5587.23	7663.75	151281.35	151474.60	3048.74

Table 3. SG6.0-170 HH115 Characteristics Loads at the base of the tower

Tabella 10: Scarico in fondazione – Condizioni di carico Normal

Load factor	F _{xy} (kN)	F _z (kN)	M_{xy} (kNm)	M _z (kNm)
1	986.29	-6718.44	111512.14	3901.81

Table 2. SG6.0-170 HH115 Quasi Permanent Loads at tower bottom

Tabella 11: Scarico in fondazione – Condizioni di carico quasi permanente

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

Tabella 12: Coefficienti di combinazione previsti dalla specifica tecnica [5]

Oltre a queste azioni si sono considerate quelle derivanti dal peso proprio della struttura di fondazione e dal peso del terreno di riempimento.

A.11.f.4.2. Peso proprio della fondazione

La geometria della fondazione è di seguito definita:

Diametro del plinto di fondazione:	D_e	=	24.50 m
Diametro esterno del piedistallo:	D_i	=	6.50 m
Diametro interno del piedistallo:	D_{int}	=	2.50 m
Altezza minima plinto (al bordo):	H_{edge}	=	1.00 m
Altezza massima plinto (al centro):	H_{slab}	=	3.00 m
Altezza massima plinto + piedistallo:	H	=	3.50 m
Scalino esterno del piedistallo:	$H - H_{slab}$	=	0.50 m
Scalino interno del piedistallo:	H_{int}	=	0.20 m
Pendenza estradosso soletta:	α	=	22.22 %
Pendenza profilo terreno:	δ	=	2.00 %
Ricoprimento minimo:	$H_{backfill,min}$	=	0.30 m

Tabella 13: Geometria del plinto

Il volume del plinto è di 906.84 m³

Il peso del plinto è pari a 22'671.01 kN.

A.11.f.4.3. Peso proprio del riempimento

Al di sopra del plinto di fondazione è previsto un ricolmamento, da realizzarsi con materiale di buone caratteristiche meccaniche. Si assume, in sede di analisi, un peso di volume pari a 17 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 14.

Raggio interno [m]	Raggio esterno [m]	H = spessore riempim. [m]	q riempim. [kN/m ²]
3.250	5.050	0.66	8.42
5.050	6.850	1.03	14.54
6.850	8.650	1.39	20.69
8.650	10.450	1.76	26.86
10.450	12.250	2.12	33.03

Tabella 14

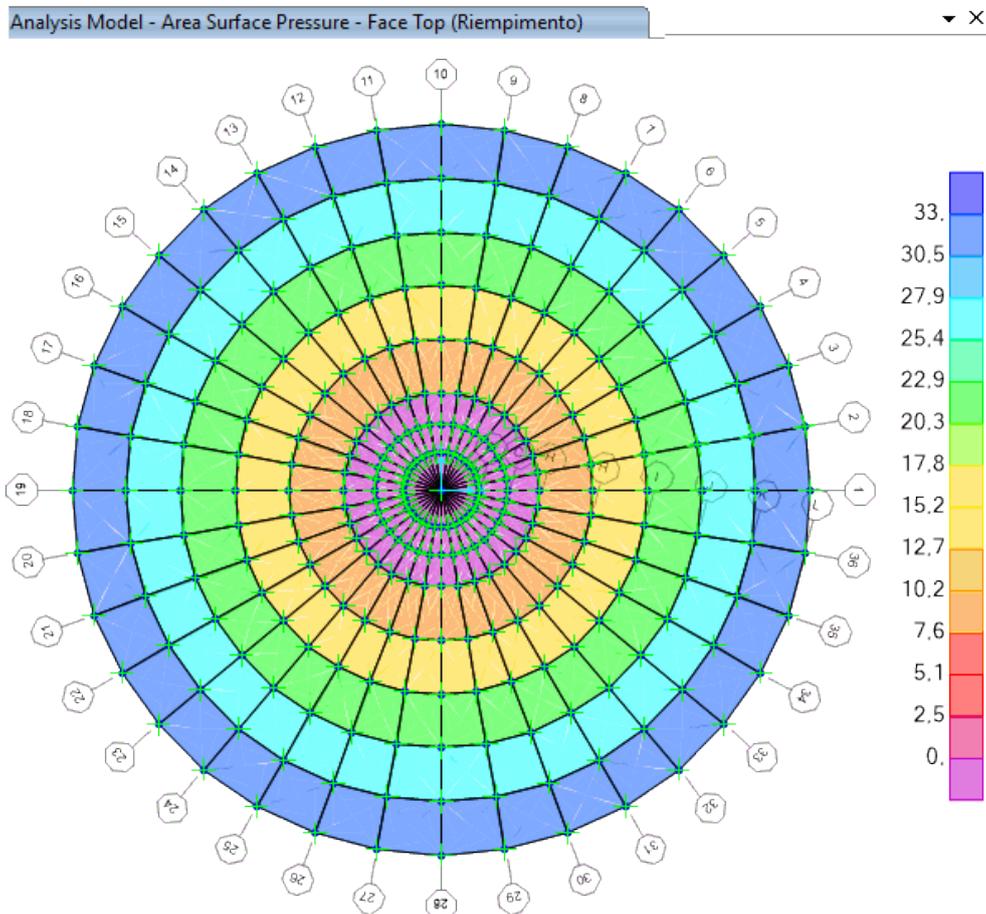


Figura 8: Carico distribuito sul plinto, che simula il peso del terreno di riempimento (a spessore variabile)

La risultante del peso del riempimento è 9'786.3 kN.

A.11.g. VERIFICHE GLOBALI / GEOTECNICHE

A.11.g.1. COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA

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

Verifica	Tipo di combinazione			Coefficienti parziali delle azioni γ_F					
				Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M	
GEO (abnormal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 2	1.00	0.80	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	0.80	0.90	1.10	1.10
GEO (normal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	1.00	0.80	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	0.80	0.90	1.35	1.35
GEO (Sismic)	Carico limite			Seismic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Scorrimento			Seismic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ribalamento	IEC	normal case		Normal EQU	0.90	0.80	0.90	1.35	1.35
		abnormal case		Abnorm.EQU	0.90	0.80	0.90	1.10	1.10

Verifica	Tipo di combinazione				Coefficiente materiale (terreno) γ_M			γ_R	F.S.
					tan(ϕ')	c'	Cu		
GEO (abnormal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 2	1.00	1.00	1.00	2.30	-
	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	-
GEO (normal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	1.00	1.00	1.00	2.30	1.03
	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	1.00	1.00	1.00	2.30	-
	Scorrimento	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	1.00	1.00	1.00	1.10	3.30
GEO (Sismic)	Carico limite			Seismic	1.00	1.00	1.00	2.30	-
	Scorrimento			Seismic	1.00	1.00	1.00	1.10	1.51
Ribaltamento	IEC	normal case		Normal EQU					1.93
	IEC	abnormal case		Abnorm.EQU					-

Tabella 15: Riepilogo delle verifiche geotecniche e globali

A.11.g.2. GAPPING

La verifica di GAPPING è condotta assumendo che in combinazione 9 si abbia un'impronta sul terreno pari al 100 % della sagoma del plinto. Per la combinazione 7 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 e Normal non fattorizzate.

SCARICHI AEROGENERATORE - NON FATTORIZZATI

	Operational	Normal
Fz	6'718.44	5'587.23
Fxy	986.29	1'271.01
Mxy	111'512.14	151'475.34

AZIONI RISULTANTI INTRADOSSO FONDAZIONE - NON FATTORIZZATE

	Operational	Normal
Fz	39'175.76	38'044.55
Fxy	986.29	1'271.01
Mxy	115'161.41	156'178.07

Tabella 16: Analisi scarichi in fondazione – estradosso e intradosso plinto

	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Operational	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Normal	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Eccentricity	Operational		Normal		
	e [m] =	2.94	4.11		
	(e / D) =	0.120	0.168		
	(e / D) max =	0.125	0.294		
Check	FS =	1.0418	1.755		

Tabella 17: Coefficienti parziali e verifica di Gapping

A.11.g.3. RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento è dettagliata nelle seguenti tabelle.

	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal EQU	0.90	0.80	0.90	1.35	1.35

Tabella 18: Coefficienti di combinazione per la verifica a ribaltamento

	Normal EQU
Mo (overturning) [kNm]	210'840.40
Ms (stabilizing) [kNm]	407'452.95
FS = Ms / Mo	1.933

Tabella 19: Verifica a ribaltamento

A.11.g.4. 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	0.80	0.90	1.35	1.35
Normal SLU1	1.30	1.50	1.35	1.35	1.35
Abnormal 2	1.00	0.80	0.90	1.10	1.10
Abnormal 1	1.30	1.50	1.10	1.10	1.10
Seismic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

FOUNDATION BOTTOM		
	Normal SLU2	Normal SLU1
Fz	35'528.57	51'694.54
Fxy	1'715.86	1'715.86
Mxy	210'840.40	210'840.40

Tabella 20: Analisi scarichi in fondazione

Le verifiche a carico limite sono condotte con riferimento alla stratigrafia n.2 e 5, che sono quelle che presentano angolo di attrito e coesione più bassi. In particolare, la stratigrafia n. 5 è stata verificata in condizioni drenate (sia lo strato superiore che inferiore) mentre la stratigrafia n. 2, solo il substrato inferiore, in condizioni non drenate ⁽²⁾.

⁽²⁾ La verifica a carico limite dovrebbe essere condotta, a rigore, considerando la Cu media che si sviluppa lungo le ipotetiche superfici di rottura che, secondo la nota teoria della formula trinomia di Brinch-Hansen (1970), ha una profondità dell'ordine della dimensione (in questo caso il diametro) della fondazione. Poiché lo spessore massimo dello strato di argille sabbiose è di 6,5 m a partire dal piano campagna, tenendo anche conto della profondità del piano di appoggio della fondazione, è da ritenere che il contributo maggiore alla resistenza sia sicuramente dato dallo strato inferiore, che è quello del quale si presenta la verifica. L'elevato coefficiente di sicurezza (n.b. normalizzato) dimostra che la verifica sarebbe soddisfatta anche adottando una Cu media con riferimento ad entrambi gli strati attraversati dal cuneo di rottura.



VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK		Condition	Soil parameters	Load comb.
		drained	WTG05 - Layer 1	Normal SLU2
Soil unit weight	γ			10.65 kPa
Backfilling unit weight	γ^*			17.00 kPa
Friction angle	ϕ'			21.0°
Effective cohesion	c'			7.00 kPa
Undrained cohesion	C_u			42 kPa
Water table depth	z_w			6.00 m
Design bending moment	M_{xy}			210'840 kNm
Design torque moment	M_z			5'556.33 kNm
Design vertical load	F_z			35'529 kN
Design tangential load	H			1'716 kN
Radius	R			12.25 m
Depth of foundation	D			1.00 m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z		5.93 m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$		12.63 m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$		21.43 m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$		192.46 m ²
Effective length	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$		18.07 m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$		10.65 m
Horizontal force	H'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$		2437.65 kN
Inclination of foundation	η			0.0°
N_c	N_c	$(7.07 - 1) / \tan (21.0^\circ) =$		15.815
N_q	N_q	$\tan (90 + 21.0^\circ / 2)^2 \exp (\pi * \tan (21.0^\circ)) =$		7.071
N_γ	N_γ	$2 * (7.07 - 1) * \tan (21.0^\circ) =$		4.661
Shape factor	s_c	$(1.21 * 7.07 - 1) / (7.07 - 1) =$		1.246
Shape factor	s_q	$1 + 10.65 / 18.07 * \tan (21.0^\circ) =$		1.211
Shape factor	s_γ	$1 - 0.3 * 10.65 / 18.07 =$		0.823
Load inclination factor	i_c	$0.9 - (1 - 0.9)/(15.81 - 1) =$		0.894
Load inclination factor	i_q	$(1 - 2'437.65 / (35'529 + 192.46 * 7.0 / \tan (21.0^\circ)))^{1.63} =$		0.900
Load inclination factor	i_γ	$(1-2'437.65 / (35'529 + 192.46 * 7.0 / \tan (21^\circ)))^{(1.63+1)} =$		0.844
Found. inclination fact.	b_c	$1.0 - (1 - 1.0)/(15.81 * \tan (21.0^\circ)) =$		1.000
Found. inclination fact.	b_q	$(1 - \tan(0.0^\circ) * \tan (21.0^\circ))^2 =$		1.000
Found. inclination fact.	b_γ	$1.0 =$		1.000
Backfill pressure	q'	$17.0 * 1.0 =$		17.00 kPa
Component c		$7.0 * 15.81 * 1.25 * 0.89 * 1.0 =$		123.253 kPa
Component q		$17.0 * 7.07 * 1.21 * 0.9 * 1.0 =$		131.072 kPa
Component γ		$10.65 * 10.65/2 * 4.66 * 0.82 * 0.84 * 1.0 =$		183.638 kPa
Resistance factor	γ_R			2.300
Design bearing capacity	q_{rd}	$(123.25 + 131.07 + 183.64)/2.3 =$		190 kPa
Design pressure	q_{sd}	$35'528.57 / 192.46 =$		185 kPa
Bearing check	FS	$190.42 / 184.6 =$		1.032 > 1 OK

Tabella 21: Verifica a carico limite in condizioni drenate – Combinazione Normal SLU2 – Strato 1

		Condition	Soil parameters	Load comb.
VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK		drained	WTG05 - Layer 2	Normal SLU2
Soil unit weight	γ			12.95 kPa
Backfilling unit weight	γ^*			17.00 kPa
Friction angle	φ'			24.0°
Effective cohesion	c'			23.00 kPa
Undrained cohesion	C_u			148 kPa
Water table depth	z_w			6.00 m
Design bending moment	M_{xy}			210'840 kNm
Design torque moment	M_z			5'556.33 kNm
Design vertical load	F_z			35'529 kN
Design tangential load	H			1'716 kN
Radius	R			12.25 m
Depth of doudnation	D			1.00 m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z		5.93 m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$		12.63 m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$		21.43 m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$		192.46 m ²
Effective lenght	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$		18.07 m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$		10.65 m
Horizontal force	H'	$2*M_z/I_{eff}+[H^2+(2*M_z/I_{eff})^2]^{1/2}$		2'437.65 kN
Inclination of foundation	η			0.0°
N_c	N_c	$(9.6 - 1) / \tan(24.0^\circ) =$		19.324
N_q	N_q	$\tan(90 + 24.0^\circ / 2)^2 \exp(\pi * \tan(24.0^\circ)) =$		9.603
N_γ	N_γ	$2 * (9.6 - 1) * \tan(24.0^\circ) =$		7.661
Shape factor	s_c	$(1.24 * 9.6 - 1) / (9.6 - 1) =$		1.268
Shape factor	s_q	$1 + 10.65 / 18.07 * \text{sen}(24.0^\circ) =$		1.240
Shape factor	s_γ	$1 - 0.3 * 10.65 / 18.07 =$		0.823
Load inclination factor	i_c	$0.91 - (1 - 0.91)/(19.32 - 1) =$		0.909
Load inclination factor	i_q	$(1 - 2'437.65 / (35'529 + 192.46 * 23.0 / \tan(24.0^\circ)))^{1.63} =$		0.914
Load inclination factor	i_γ	$(1 - 2'437.65 / (35'529 + 192.46 * 23.0 / \tan(24^\circ)))^{1.63+1} =$		0.865
Found. inclination fact.	b_c	$1.0 - (1 - 1.0)/(19.32 * \tan(24.0^\circ)) =$		1.000
Found. inclination fact.	b_q	$(1 - \text{rad}(0.0^\circ) * \tan(24.0^\circ))^2 =$		1.000
Found. inclination fact.	b_γ	$1.0 =$		1.000
Backfill pressure	q'	$17.0 * 1.0 =$		17.00 kPa
Component c		$23.0 * 19.32 * 1.27 * 0.91 * 1.0 =$		512.350 kPa
Component q		$17.0 * 9.6 * 1.24 * 0.91 * 1.0 =$		185.014 kPa
Component γ		$12.95 * 10.65/2 * 7.66 * 0.82 * 0.87 * 1.0 =$		376.211 kPa
Resistance factor	γ_R			2.300
Design bearing capacity	q_{rd}	$(512.35 + 185.01 + 376.21)/2.3 =$		467 kPa
Design pressure	q_{sd}	$35'528.57 / 192.46 =$		185 kPa
Bearing check	FS	$466.77 / 184.6 =$		2.529 > 1 OK

Tabella 22: Verifica a carico limite in condizioni drenate – Combinazione Normal SLU 2 – Strato 2

		Condition	Soil parameters	Load comb.
VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK		undrained	WTG05 - Layer 2	Normal SLU2
Soil unit weight	γ			12.95 kPa
Backfilling unit weight	γ^*			17.00 kPa
Friction angle	φ'			24.0°
Effective cohesion	c'			23.00 kPa
Undrained cohesion	C_u			148 kPa
Water table depth	z_w			6.00 m
Design bending moment	M_{xy}			210'840 kNm
Design torque moment	M_z			5'556.33 kNm
Design vertical load	F_z			35'529 kN
Design tangential load	H			1'716 kN
Radius	R			12.25 m
Depth of doudnation	D			1.00 m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z		5.93 m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$		12.63 m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$		21.43 m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$		192.46 m ²
Effective lenght	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$		18.07 m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$		10.65 m
Horizontal force	H'	$2*M_z/I_{eff}+[H^2+(2*M_z/I_{eff})^2]^{1/2}$		2'437.65 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		$1 + 0.2 * (10.65 / 18.07) =$	1.118
Shape factor	s_q		$1 =$	1.000
Shape factor	s_γ		$1 =$	1.000
Load inclination factor	i_c		$1/2 * [1 + \sqrt{(1 - 2'437.65 / 192.46 / 148.0)}] =$	0.978
Load inclination factor	i_q		$1 =$	1.000
Load inclination factor	i_γ		$1 =$	1.000
Found. inclination fact.	b_c		$1 - 2 * \text{rad}(0,0°) / (2 + \pi) =$	1.000
Found. inclination fact.	b_q		$1 =$	1.000
Found. inclination fact.	b_γ		$1 =$	1.000
Backfill pressure	q'		$17.0 * 1.0 =$	17.00 kPa
Component c			$23.0 * 5.14 * 1.12 * 0.98 * 1.0 =$	832.040 kPa
Component q			$17.0 * 1.0 * 1.0 * 1.0 * 1.0 =$	17.000 kPa
Component γ			$12.95 * 10.65/2 * 0.0 * 1.0 * 1.0 * 1.0 =$	0.000 kPa
Resistance factor	γ_R			2.300
Design bearing capacity	q_{rd}		$(832.04 + 17.0 + 0.0)/2.3 =$	369 kPa
Design pressure	q_{sd}		$35'528.57 / 192.46 =$	185 kPa
Bearing check	FS		$369.15 / 184.6 =$	2.000 > 1 OK

Tabella 23: Verifica a carico limite in condizioni non drenate – Combinazione Normal SLU 2 – Strato 2



A.11.g.5. SLITTAMENTO

Di seguito di dettaglia la verifica a slittamento.

SCARICHI DI PROGETTO PER VERIFICHE A SLITTAMENTO

	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal SLU2	1.00	0.80	0.90	1.35	1.35
Abnormal 2	1.00	0.80	0.90	1.10	1.10
Seismic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

FOUNDATION BOTTOM			
	Normal SLU2	Abnormal 2	Seismic
Fz	35'528.57	30'500.06	32'457.32
Fxy	1'715.86	0.00	4'868.60
Mxy	210'840.40	0.00	9'006.91

Tabella 24: Analisi scarichi in fondazione

SLIDING CHECK		Condition	Soil parameters	Load comb.
		drained	WTG02 - Layer 1	Normal SLU2
Soil unit weight	γ			17.00 kPa
Backfilling unit weight	γ^*			17.00 kPa
Undrained cohesion	C_u			48 kPa
Design bending moment	M_{xy}			210'840 kNm
Design torque moment	M_z			5'556.33 kNm
Design vertical load	F_z			35'529 kN
Design tangential load	H			1'716 kN
Radius	R			12.25 m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z		5.93 m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$		12.63 m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$		21.43 m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$		192.46 m ²
Effective length	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$		18.07 m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$		10.65 m
Horizontal force	H'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$		2'437.65 kN
Friction angle	ϕ'			21.0°
Struct.-ground friction	δ'		$2/3 * 21^\circ =$	14.0°
Undrained adhesion	C_a			48 kPa
Resistance factor	γ_R			1.100
Design sliding resist.	R_d		$F_z \tan(\delta) / \gamma_R =$	8'053 kN
Sliding check	FS		$8'052.97 / 2'437.65 =$	3.304 > 1 OK

Tabella 25: Verifica a slittamento – Combinazione Normal SLU 2

A.11.g.6. VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)

VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE SOTTOFONDO (WINKLER)

n. stratigraphy 1

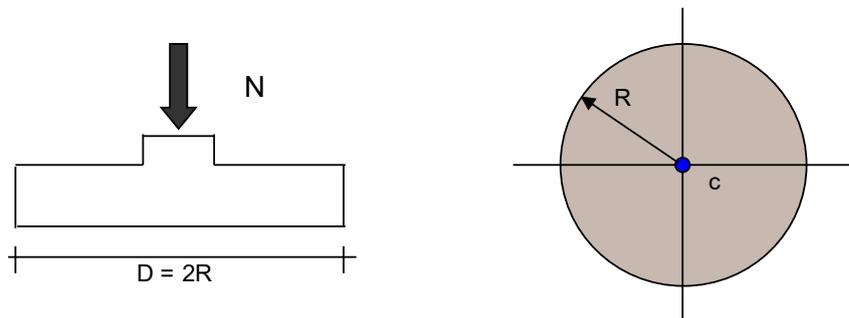
-  on stratum over bedrock
-  on stratum over half-space
-  embedded in stratum over bedrock

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Static shear modulus	G ₁		2.46 N/mm ²
Static shear modulus	G ₂		5.78 N/mm ²
Static Young modulus	E		6.16 N/mm ²
Poisson ratio	ν		0.25 -
Foundation radius	R		12.25 m
Thickness of layer	H		2.20 m
	α _r	(for circular rigid foundation)	-
Winkler modulus	K _w	$\frac{4G_1 R}{1-\nu_1} \left[1 + 1.28 \frac{R}{H} \right] / \left[1 + 1.28 \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2} \right] \frac{1}{\pi R^2}$	687.22 kN/m ³

Tabella 26: Valutazione della costante di Winkler

A.11.g.7. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI MEDI ATTESI

Il cedimento medio in combinazione SLE Rara (Normal) è valutato ipotizzando una distribuzione delle pressioni di contatto (cioè di interfaccia terreno-fondazione) di tipo lineare uniforme. Questa ipotesi risulta cautelativa, in quanto porta ad un picco centrale e a cedimenti bassi sul mordo, nella realtà la congruenza degli spostamenti fa sì che le pressioni si concentrino prevalentemente sui bordi e appiattiscano il diagramma degli abbassamenti. I cedimenti sono di seguito riportati sulla base della formulazione di Poulos e Davis (1974) assumendo per il terreno il comportamento di mezzo elastico isotropo e valutando il carico netto come differenza tra quello trasferito ad intradosso fondazione e peso del terreno di scavo ⁽³⁾.



⁽³⁾ Come detto in precedenza, assumeremo in questa fase di progetto che la quota intradosso fondazione sia 1 mal di sotto del piano campagna. Pertanto il carico netto adottato per la valutazione dei cedimenti è dato dalla differenza tra il peso della fondazione, sovrastruttura e delle azioni agenti su di esse diminuito del peso di 1 m di terreno.

Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = q(1 - (1/(1 + ((R/z)^2)^{3/2}))$$

$$\Delta\sigma_{ri} = (q/2)((1+2\nu) - ((1+2\nu)z)/(R^2+z^2)^{0.5} + z^3/(R^2+z^2)^{3/2})$$

$$\Delta\sigma_{\theta i} = (q/2)((1+2\nu) - ((1+2\nu)z)/(R^2+z^2)^{0.5} + z^3/(R^2+z^2)^{3/2})$$

$$\delta_{tot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{ri} + \Delta\sigma_{\theta i}))\Delta z_i/E_i)$$

A.11.g.7.1. Aerogeneratore A1

R = 12.25 (m) (Raggio della Fondazione)

N = 29419.30 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 62.40 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(π*R²)))

ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _i
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	gille sabbio-re-gessose sovracon	5.00	0.0	5.0	0.2	18000	0.25	1.26
2	argille sabbiose	30.00	5.0	35.0	0.8	7400	0.25	14.61
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{ctot} = 15.88 \text{ (cm)}$$

A.11.g.7.2. Aerogeneratore A2

R = 12.25 (m) (Raggio della Fondazione)

N = 30833.60 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 65.40 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/(\pi \cdot R^2)$))

ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_i
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Argille sabbise poco consistenti	2.20	0.0	2.2	0.2	6160	0.32	1.28
2	Argille limose	50.00	2.2	52.2	0.7	14450	0.25	7.97
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

$\delta_{ctot} = 9.25$ (cm)

A.11.g.7.3. Aerogeneratore A5

R = 12.25 (m) (Raggio della Fondazione)

N = 30362.17 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 64.40 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/(\pi \cdot R^2)$))

ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_i
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Argille sabbise	5.50	0.0	5.5	0.2	7820	0.25	3.27
2	Argille limose	50.00	5.5	55.5	0.7	23220	0.25	4.01
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

$\delta_{ctot} = 7.27$ (cm)

 edp renewables	PROGETTO IMPIANTO EOLICO "CUSTOLITO" Comuni di Montalbano Jonico (MT)	REV. A Novembre 2021
--	--	-------------------------

A.11.g.7.4. Aerogeneratore A6

R = 12.25 (m) (Raggio della Fondazione)

N = 29419.30 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 62.40 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/(\pi \cdot R^2)$))

ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_i
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Argille sabbise	7.00	0.0	7.0	0.2	15000	0.25	2.18
2	Argille gessose	30.00	7.0	37.0	0.7	3800	0.25	22.17
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{\text{tot}} = 24.35 \text{ (cm)}$$

Si rimanda alle raccomandazioni finali di cui al § 4.1 in merito all'opportunità di valutare, per la Z 06, la scelta di una fondazione profonda o, in alternativa, ad un intervento di bonifica del sottosuolo.

A.11.g.8. CEDIMENTI DIFFERENZIALI MASSIMI ATTESI

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

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Poisson ratio	ν		0.30
Static Young modulus	E	(Layer 1) (Layer 2) (mean value)	6.16 N/mm ² 14.45 N/mm ² 14.45 N/mm ²
Thickness of Layer 1	t_1	(Layer 1)	2.20 m
Bending moment (Qp)	M	(normal quasi permanent)	115'161.41 kNm
Influence factor	I_θ	(rigid circular spread foundation)	5.53
Static rotation	$\tan(\theta)$	$\tan(\theta) = \frac{(1-\nu^2)}{E} \frac{M}{B^2 L} I_\theta$	2.73 mm/m

Tabella 27: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara (Normal)

A.11.h. VERIFICHE STRUTTURALI

A.11.h.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 M_{11} o anche come M_2
- i momenti circonferenziali di piastra con M_{22} o anche come M_1

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	14'605.23	-10'830.24	8'107.28	-4'871.02
Normal SLU 2	15'304.96	-9'904.33	7'347.93	-5'671.41

Tabella 28: Valori massimi dei momenti di piastra

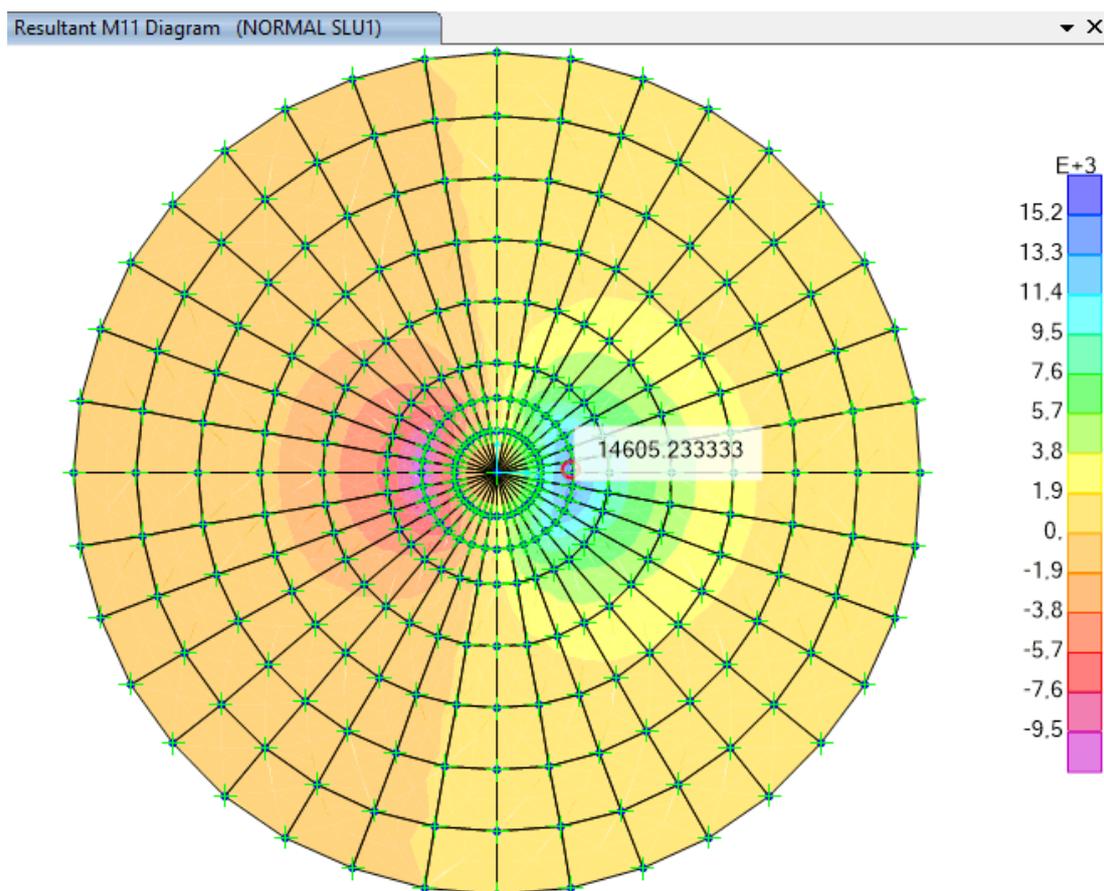


Figura 9: Momento Massimo M_{11} Normal SLU 1 [kNm/m]

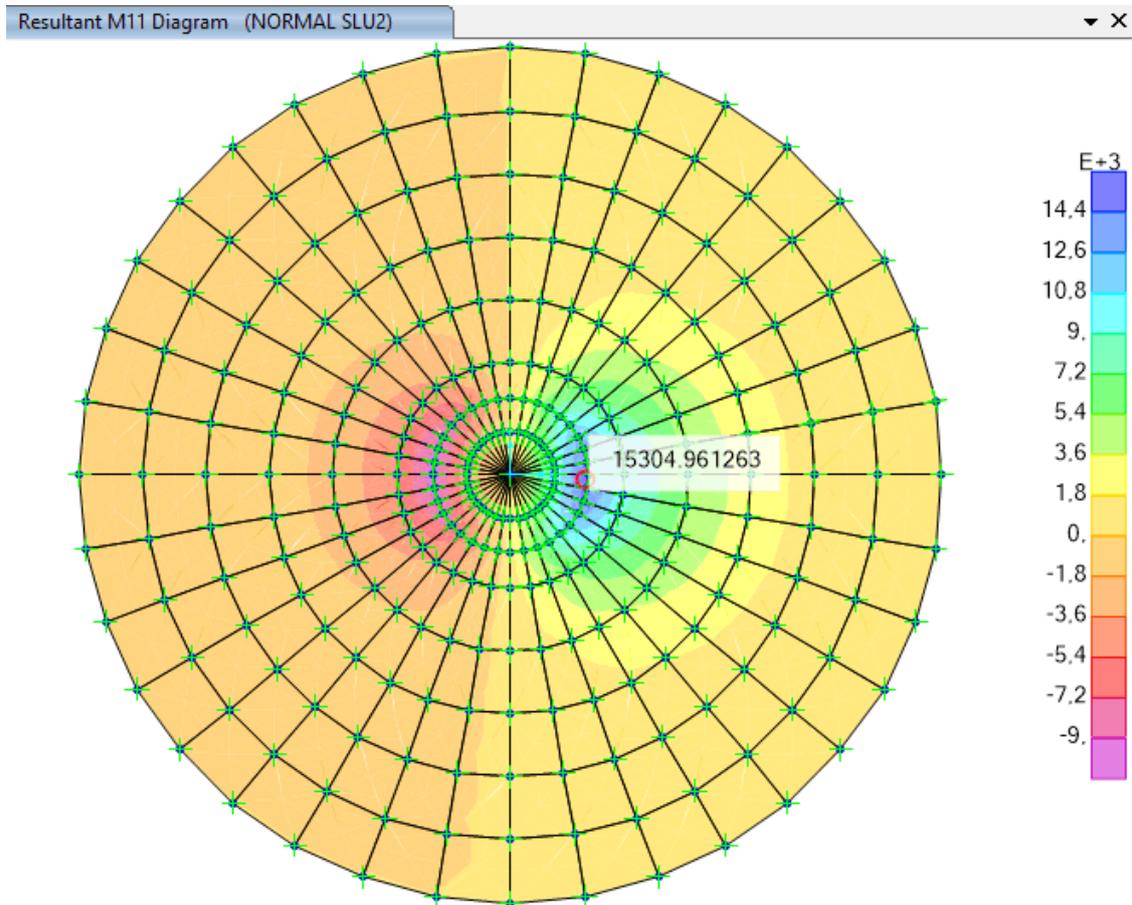


Figura 10: Momento Massimo M11 Normal SLU 2 [kNm/m]

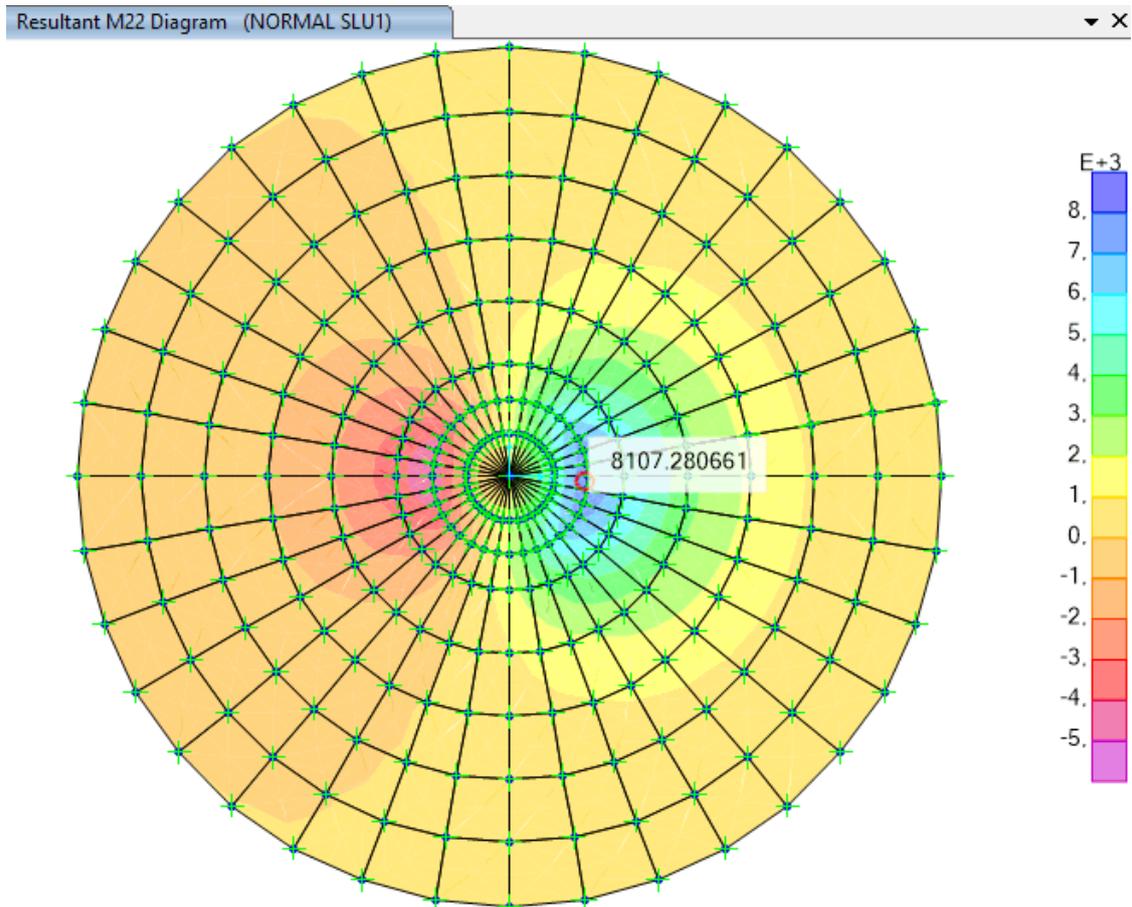


Figura 11: Momento Massimo M22 Normal SLU 1 [kNm/m]

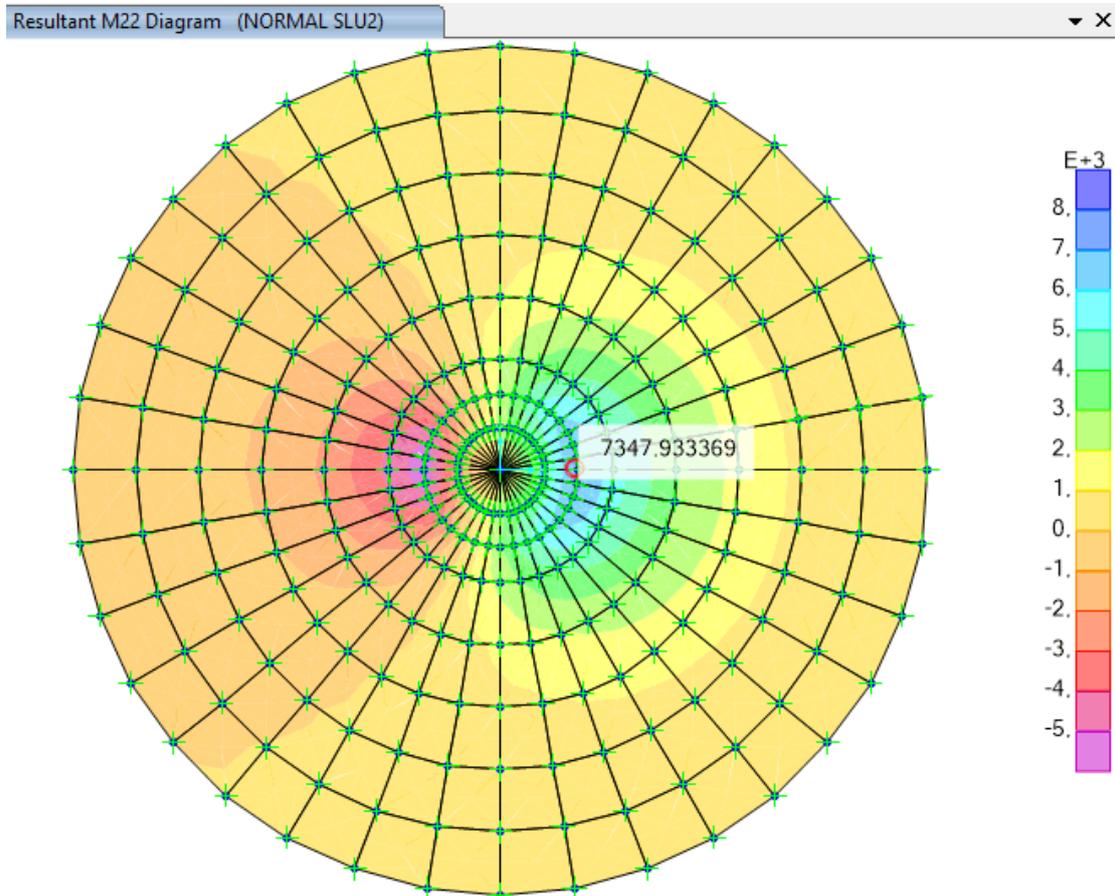


Figura 12: Momento Massimo M22 Normal ELU 2 [kNm/m]

SOLLECITAZIONI DI PIASTRA								
	Raggio [m]	2.200	3.250	5.050	6.850	8.650	10.450	12.250
MOMENTI RADIALI	M2(+) [kNm/m]	14'605.2	8'973.9	4'725.9	2'423.9	1'035.8	255.0	-1.4
NORMAL SLU1	M2(-) [kNm/m]	-10'830.2	-6'170.9	-3'051.5	-1'486.9	-589.3	-129.7	1.3
MOMENTI RADIALI	M2(+) [kNm/m]	15'305.0	9'626.3	5'202.2	2'714.8	1'177.3	294.3	-0.3
NORMAL SLU2	M2(-) [kNm/m]	-9'904.3	-5'239.2	-2'326.3	-1'041.1	-390.2	-81.5	2.8
TAGLIO RADIALE	V (+) [kN/m]	5'941.1	3'773.7	1'870.7	1'072.7	642.5	311.0	156.0
NORMAL SLU1	V (-) [kN/m]	5'480.5	3'016.0	1'368.9	730.1	407.0	178.7	80.5
TAGLIO RADIALE	V (+) [kN/m]	5'921.7	3'778.5	1'913.5	1'134.5	700.7	347.2	177.0
NORMAL SLU2	V (-) [kN/m]	5'488.7	3'022.5	1'300.3	622.8	312.6	128.6	55.8
	Raggio [m]	2.200	3.250	5.050	6.850	8.650	10.450	12.250
MOMENTI CIRCONF.	M1(+) [kNm/m]	8'107.3	6'047.0	3'279.7	1'797.2	853.7	309.5	71.6
NORMAL SLU1	M1(-) [kNm/m]	-4'871.0	-3'604.0	-1'938.8	-1'034.7	-482.4	-175.4	-43.4
MOMENTI CIRCONF.	M1(+) [kNm/m]	7'347.9	5'473.0	3'077.3	1'687.3	793.3	274.6	55.4
NORMAL SLU2	M1(-) [kNm/m]	-5'671.4	-4'233.6	-2'164.4	-1'168.4	-562.8	-222.9	-64.5

Tabella 29: Valori massimi/minimi delle sollecitazioni di piastra in funzione della distanza R dal centro del plinto



A.11.h.2. VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE

L'armatura tesa è stata dimensionata secondo la nota formula

$$A_s = M_{ed} / (0.9 * d * f_{yd})$$

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].

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

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 = 1).

A.11.h.2.1. Dimensionamento delle armature superiori

ARMATURA RADIALE SUPERIORE	r _i [m]	h = altezza [m]	d = altezza utile [m]	M ₂ [kNm/m]	2π r ₁ M ₂ [kNm]	f _{yd} [N/mm ²]
	2.200	3.500	2.930	10'830.24	149'630.53	391.30
	3.250	3.000	2.930	6'170.90	125'948.09	391.30
	5.050	2.600	2.530	3'051.51	96'775.71	391.30
	6.850	2.200	2.130	1'486.89	63'963.20	391.30
	8.650	1.800	1.730	589.30	32'011.79	391.30
	10.450	1.400	1.330	129.65	8'508.60	391.30
	12.250	1.000	0.930	-0.26	-19.69	391.30

As da calcolo [mm ²]	A cls [mm ²]	As',min [mm ²] (0,26 f _{ctm} / f _{yk} Acls)	n.Ø 26 calcolo	n.Ø 32 disposta	n.Ø 28 disposta	n.Ø 32 disposta
145'009.15	48'356'000	77'170	274	122	122	
122'058.15	61'230'000	97'286	230	122	122	
108'614.71	82'456'400	130'388	205	122	122	
85'269.43	94'639'600	148'678	161	122	122	61
52'542.00	97'779'600	152'154	99	122	122	61
18'165.58	91'876'400	140'819	35	122	122	61
-60.11	76'930'000	114'670	-1	122	122	61

CHECK	interferro min/max netto orizz. [cm]	$A_{s,calcolo}$ [mm ² /m]	$A_{s,min}$ [mm ² /m] (0,26 f_{ctm} / $f_{yk} A_{cls}$)	$A_{s,disposta}$ [mm ² /m]	$A_{s,min}$ fessuraz [mm ² /m]
OK	8.1 / 8.5	10'495.74	5'585.57	12'532.73	3'919.99
OK	13.5 / 13.9	5'980.31	4'766.57	8'483.69	3'359.99
OK	7.3 / 17.7	3'424.82	4'111.37	5'459.80	2'911.99
OK	11.0	1'982.18	3'456.17	5'164.96	2'463.99
OK	14.8	967.23	2'800.97	4'090.17	2'016.00
OK	18.5	276.80	2'145.77	3'385.65	1'568.00
OK	22.2	-0.78	1'490.58	2'888.16	1'120.00

Tabella 30: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali superiori

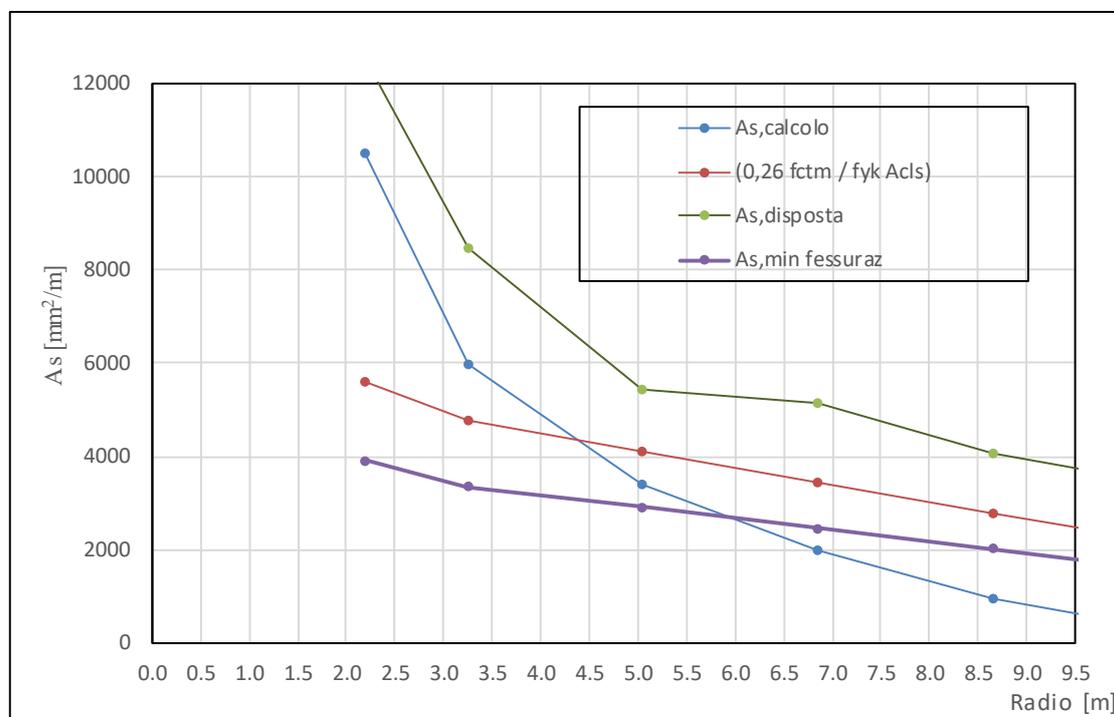


Figura 13: Area armatura radiale superiore: da calcolo, minima (da norma), effettivamente disposta e da fessurazione

Si dispongono 61Ø32 radiali sui primi 2 strati (2x61=122 barre), altre 122Ø28 sul terzo strato, per tutta la lunghezza radiale, in sovrapposizione con 61Ø32 efficaci a partire dalla sezione di raggio R=6,85 m.

A.11.h.2.2. Dimensionamento delle armature inferiori

ARMATURA RADIALE INF.	r_i	$h =$ altezza	$d =$ altezza utile	M_2	$2\pi r_i M_2$	f_{yd}
	[m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm]	[N/mm ²]
	2.200	3.500	3.410	15'304.96	211'453.34	391.30
	3.250	3.000	2.910	9'626.34	196'473.57	391.30
	5.050	2.600	2.510	5'202.17	164'981.76	391.30
	6.850	2.200	2.110	2'714.83	116'786.56	391.30
	8.650	1.800	1.710	1'177.32	63'954.57	391.30
	10.450	1.400	1.310	294.33	19'315.83	391.30
12.250	1.000	0.910	0.28	21.42	391.30	

As da calcolo [mm ²]	A cls [mm ²]	As,min [mm ²] (0,26 f _{ctm} / f _{yk} A _{cls})
176'077.15	48'356'000	77'170
191'714.06	61'230'000	97'286
186'640.13	82'456'400	130'388
157'164.05	94'639'600	148'678
106'198.47	97'779'600	152'154
41'868.25	91'876'400	140'819
66.83	76'930'000	114'670

n.Ø 26 calcolo	n.Ø 28 disposta	n.Ø 32 disposta	n.Ø 32 disposta
332	92	170	
362	92	170	
352	92	170	
297	92		176
201	92		176
79	92		176
1	92		176

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	4,9 / 12,2	12'744.44	5'585.57	13'989.09	3'919.99
OK	8,8 / 19,4	9'393.14	4'766.57	9'469.54	3'359.99
OK	15,5 / 31,7	5'885.10	4'111.37	6'094.26	2'911.99
OK	13.0	3'653.45	3'456.17	4'604.96	2'463.99
OK	17.2	1'954.98	2'800.97	3'646.71	2'016.00
OK	21.4	637.98	2'145.77	3'018.56	1'568.00
OK	25.7	0.87	1'490.58	2'575.02	1'120.00

Tabella 31: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali inferiori (3 strati)

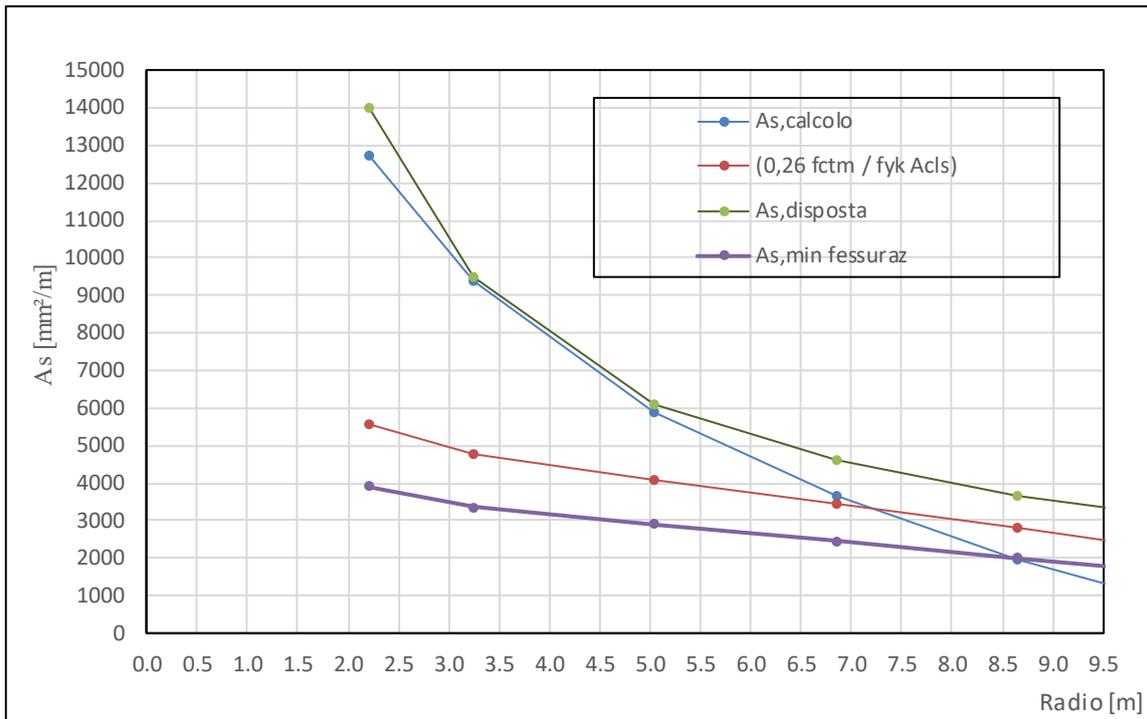


Figura 14: Area armatura radiale inferiore: da calcolo, minima (da norma), effettivamente disposta e da fessurazione



A.11.h.2.3. Dimensionamento delle armatura circonferenziali superiori

ARMATURA CIRCONFENZ. SUP	r_i [m]	h_i = altezza sez. [m]	d^* = altezza utile [m]
	2.200	3.500	3.410
	4.150	2.800	2.710
	5.950	2.400	2.310
	7.750	2.000	1.910
	10.450	1.400	1.310

M_i [kNm/m]	f_{yd} [N/mm ²]	$A_{s',calcolo}$ [mm ² /m]	n.Ø 26 / m (strett. necessaria)
5'671.41	391.30	4722.58	9
3'199.01	391.30	3351.88	7
1'666.43	391.30	2048.41	4
865.60	391.30	1286.84	3
283.39	391.30	614.27	2

A_{cls} [mm ²]	$A_{s',min}$ [mm ² /m] 20% $A_{s,long,inf}$	$A_{s',min}$ fessuraz. [mm ² /m]
3'500'000	2095	3919.99
2'800'000	1165	3135.99
2'400'000	905	2687.99
2'000'000	804	2239.99
1'400'000	649	1568.00

n.Ø 26 / m (min)	n.Ø 26 / sect. disposta	n.Ø 26 / m disposta	$A_{s',disposta}$ [mm ² /m]	CHECK
8.90	20	10.00	5309.29	OK
6.32	13	7.22	3834.49	OK
3.86	8	4.44	2359.69	OK
2.43	7	3.89	2064.72	OK
1.23	14	3.89	2064.72	OK

Tabella 32: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circonferenziali superiori

A.11.h.2.4. Dimensionamento delle armatura circonferenziali inferiori

ARMATURA CIRCONF. INF.	r_i	h_i = altezza sez. [m]	d^* = altezza utile [m]	M_i	f_{yd}	$A_{s,calcolo}$	$n. \emptyset 28 / m$
	[m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[N/mm ²]	[mm ² /m]	(strett. necessaria)
	2.200	3.500	3.410	8'107.28	391.30	6750.93	11
	4.150	2.800	2.710	4'663.36	391.30	4886.21	8
	5.950	2.400	2.310	2'538.43	391.30	3120.30	6
	7.750	2.000	1.910	1'325.45	391.30	1970.48	4
	10.450	1.400	1.310	411.62	391.30	892.21	2

A cls	$A_{s,min}$ [mm ² /m]	$A_{s,min}$ fessuraz.	n.Ø 28 / m	n.Ø 28 / sect.	n.Ø 28 / m	$A_{s,disposta}$	CHECK
[mm ²]	20% $A_{s,long,inf}$	[mm ² /m]	(min)	disposta	disposta	[mm ² /m]	
3'500'000	2798	3919.99	10.97	22	11.00	6773.27	OK
2'800'000	1556	3135.99	7.94	15	8.33	5131.27	OK
2'400'000	1070	2687.99	5.07	9	5.38	3315.59	OK
2'000'000	825	2239.99	3.21	6	4.62	2841.93	OK
1'400'000	667	1568.00	1.45	11	3.85	2368.28	OK

Tabella 33: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circonferenziali inferiori

A.11.h.3. 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 $\emptyset 20$.

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	V_{Ed}	d altezza utile	$A_{s,rad}$	$K < 2$	$\rho_l < 2\%$	$VR_{d,c}$	$VR_{d,c} > V_{Ed}$
[m]	[kN/m]	[m]	[cm ² /m]			[kN/m]	Armatura a taglio
3.25	3'778	2.91	94.70	1.262	0.325 %	932	Richiesta
5.05	1'914	2.51	60.94	1.282	0.243 %	741	Richiesta
6.85	1'134	2.11	46.05	1.308	0.218 %	613	Richiesta
8.65	701	1.71	36.47	1.342	0.213 %	506	Richiesta
10.45	347	1.31	30.19	1.391	0.230 %	412	Non richiesta
12.25	177	0.91	25.75	1.469	0.283 %	324	Non richiesta

Tabella 34: Verifica a taglio in assenza di armatura trasversale

Resistenza con armatura trasversale				
(Asw/s)min [cm ² /m ²]	Passo circonfer.	Passo radiale	Asw/s [cm ² /m ²]	Check
14.75	0.68 m	0.60 m	15.38	OK
8.66	1.06 m	0.65 m	9.14	OK
6.11	1.43 m	0.65 m	6.74	OK
4.65	1.81 m	0.65 m	5.34	OK
3.01				
2.21				

Tabella 35: Dimensionamento dell'armatura trasversale (a taglio) di piastra

A.11.h.4. VERIFICHE TENSIONALI /DI FESSURAZIONE

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

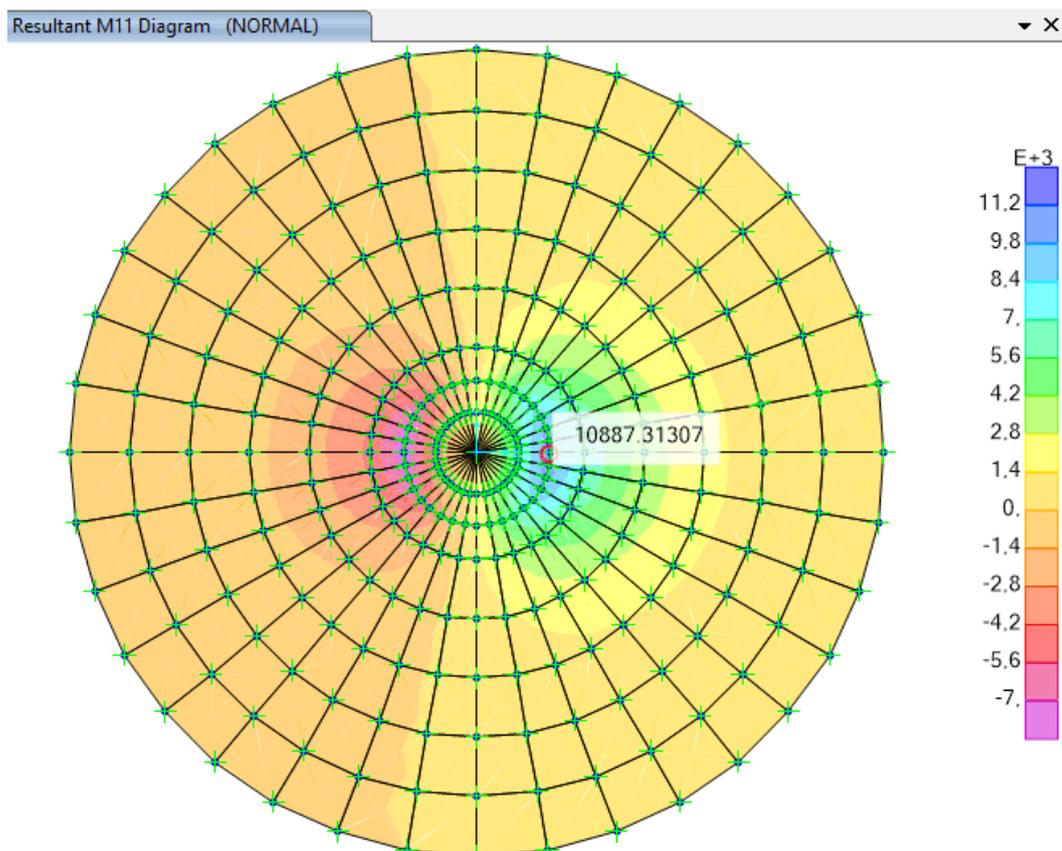


Figura 15: Momento radiale in combinazione SLE Rara [kNm/m]

A.11.h.4.1. Verifiche sul lembo inferiore

Raggio [m]	base b [mm]	h = altezza [mm]	c' [mm]	c [mm]	As [mm ²]	d = altezza utile [m]	As' [mm ²]	n
2.200	1'000	3'500	90	90	13'989	3'410	10'473	15
3.250	1'000	3'000	90	90	9'470	2'910	7'089	15
5.050	1'000	2'600	90	90	6'094	2'510	4'562	15
6.850	1'000	2'200	90	90	4'605	2'110	4'485	15
8.650	1'000	1'800	90	90	3'647	1'710	3'551	15
10.450	1'000	1'400	90	90	3'019	1'310	2'940	15
12.250	1'000	1'000	90	90	2'575	910	2'508	15

n'	yc [mm]	Sc [mm ³]	Sct [mm ³]	Ss' [mm ³]	Ss [mm ³]	Stot [mm ³]	Ic [mm ⁴]
1.00	1'773	1.57E+09	-1.49E+09	2.64E+08	-3.44E+08	0.000	1.86E+12
1.00	1'515	1.15E+09	-1.10E+09	1.52E+08	-1.98E+08	0.000	1.16E+12
1.00	1'310	8.58E+08	-8.32E+08	8.35E+07	-1.10E+08	0.000	7.49E+11
1.00	1'101	6.06E+08	-6.04E+08	6.80E+07	-6.97E+07	0.000	4.45E+11
1.00	901	4.06E+08	-4.04E+08	4.32E+07	-4.43E+07	0.000	2.43E+11
1.00	700	2.45E+08	-2.45E+08	2.69E+07	-2.76E+07	0.000	1.15E+11
1.00	500	1.25E+08	-1.25E+08	1.54E+07	-1.58E+07	0.000	4.18E+10

Ict [mm ⁴]	Is' [mm ⁴]	Is [mm ⁴]	Itot [mm ⁴]	Wi [cm ³]	Mo [kNm]	n	yc [mm]
1.72E+12	4.45E+11	5.63E+11	4.58E+12	2'652'629	6'267	15	896
1.09E+12	2.16E+11	2.76E+11	2.74E+12	1'847'776	4'365	15	704
7.15E+11	1.02E+11	1.32E+11	1.70E+12	1'316'682	3'111	15	545
4.43E+11	6.87E+10	7.04E+10	1.03E+12	933'768	2'206	15	431
2.43E+11	3.50E+10	3.58E+10	5.57E+11	619'128	1'463	15	348
1.14E+11	1.64E+10	1.68E+10	2.62E+11	374'434	885	15	277
4.16E+10	6.34E+09	6.48E+09	9.61E+10	192'447	455	15	-364

La sezione risulta fessurata. Si provvede alla valutazione delle tensioni e dell'ampiezza delle fessure.

Sc [mm ³]	Ss' [mm ³]	Ss [mm ³]	Stot [mm ³]
4.01E+08	1.27E+08	-5.28E+08	0.000
2.48E+08	6.53E+07	-3.13E+08	0.000
1.48E+08	3.11E+07	-1.80E+08	0.000
9.30E+07	2.30E+07	-1.16E+08	0.000
6.07E+07	1.38E+07	-7.45E+07	0.000
3.85E+07	8.27E+06	-4.68E+07	0.000
6.63E+07	-1.71E+07	-4.92E+07	0.000

Ic [mm ⁴]	Is' [mm ⁴]	Is [mm ⁴]	Itot [mm ⁴]	Wi [cm ³]	σ_{sr} [N/mm ²]	MED [kNm]	σ_s [N/mm ²]	σ_s / f_{yk} ($\leq 0,80$)
2.39E+11	1.02E+11	1.33E+12	1.67E+12	640'469	172.74	10'887	250.09	0,69 - OK
1.16E+11	4.01E+10	6.91E+11	8.48E+11	369'222	208.18	6'708	266.58	0,74 - OK
5.40E+10	1.42E+10	3.53E+11	4.21E+11	204'910	266.60	3'544	253.11	0,7 - OK
2.67E+10	7.83E+09	1.95E+11	2.29E+11	129'604	297.72	1'822	204.91	0,57 - OK
1.41E+10	3.56E+09	1.01E+11	1.19E+11	82'027	309.92	780	137.73	0,38 - OK
7.12E+09	1.55E+09	4.83E+10	5.69E+10	50'726	299.92	192	54.33	0,15 - OK
-1.61E+10	7.76E+09	6.27E+10	5.44E+10	39'856	197.81	0	0.08	0.0 - OK

Tabella 36: Verifica tensioni in combinazione SLE rara

σ_c [N/mm ²]	σ_c / f_{ck} ($\leq 0,60$)	MED [kNm]	σ_s [N/mm ²]	Mo > MEd	\emptyset [mm]	horiz.spacing s [mm]	heff [mm]	ϵ_{sm}
5.85	0.45 - OK	2'919	67.06	Verifica OK	32	150	225	-
5.57	0.43 - OK	1'940	77.09	Verifica OK	32	222	225	-
4.59	0.35 - OK	1'064	76.01	Verifica OK	32	345	225	-
3.43	0.26 - OK	551	62.00	Verifica OK	28	161	225	-
2.28	0.17 - OK	236	41.62	Verifica OK	28	203	225	-
0.94	0.07 - OK	58	16.37	Verifica OK	28	245	225	-
0.00	0.0 - OK	0	0.10	Verifica OK	28	287	225	-

Tabella 37: Verifiche di fessurazione in combinazione quasi permanente

A.11.h.4.2. Verifiche sul lembo superiore

Raggio [m]	base b [mm]	h = altezza [mm]	c' [mm]	c [mm]	As [mm ²]	d = altezza utile [m]	As' [mm ²]	n
2.200	1'000	3'500	90	70	12'533	2'930	13'989	15
3.250	1'000	3'000	90	70	8'484	2'930	9'470	15
5.050	1'000	2'600	90	70	5'460	2'530	6'094	15
6.850	1'000	2'200	90	70	5'165	2'130	4'605	15
8.650	1'000	1'800	90	70	4'090	1'730	3'647	15
10.450	1'000	1'400	90	70	3'386	1'330	3'019	15
12.250	1'000	1'000	90	70	2'888	930	2'575	15

n'	yc [mm]	Sc [mm ³]	Sct [mm ³]	Ss' [mm ³]	Ss [mm ³]	Stot [mm ³]	Ic [mm ⁴]
1.00	1'718	1.47E+09	-1.59E+09	3.42E+08	-2.28E+08	0.000	1.69E+12
1.00	1'494	1.12E+09	-1.13E+09	1.99E+08	-1.83E+08	0.000	1.11E+12
1.00	1'296	8.40E+08	-8.50E+08	1.10E+08	-1.01E+08	0.000	7.26E+11
1.00	1'104	6.10E+08	-6.00E+08	7.01E+07	-7.95E+07	0.000	4.49E+11
1.00	903	4.08E+08	-4.02E+08	4.45E+07	-5.07E+07	0.000	2.46E+11
1.00	703	2.47E+08	-2.43E+08	2.78E+07	-3.18E+07	0.000	1.16E+11
1.00	503	1.26E+08	-1.24E+08	1.59E+07	-1.85E+07	0.000	4.23E+10

Ict [mm ⁴]	Is' [mm ⁴]	Is [mm ⁴]	Itot [mm ⁴]	Wi [cm ³]	Mo [kNm]	n	yc [mm]
1.89E+12	5.56E+11	2.76E+11	4.41E+12	2'473'441	5'843	15	741
1.14E+12	2.80E+11	2.62E+11	2.79E+12	1'854'755	4'382	15	649
7.38E+11	1.33E+11	1.25E+11	1.72E+12	1'321'282	3'122	15	506
4.39E+11	7.11E+10	8.15E+10	1.04E+12	949'095	2'242	15	457
2.40E+11	3.62E+10	4.19E+10	5.64E+11	629'227	1'487	15	369
1.13E+11	1.70E+10	2.00E+10	2.66E+11	381'104	900	15	294
4.10E+10	6.57E+09	7.91E+09	9.78E+10	196'674	465	15	-389

Sc [mm ²]	Ss' [mm ²]	Ss [mm ²]	Stot [mm ³]	VERIFICHE TENSIONI SLE RARA				
				MED [kNm]	σ_s [N/mm ²]	σ_s / f_{yk} ($\leq 0,80$)	σ_c [N/mm ²]	σ_c / f_{ck} ($\leq 0,60$)
2.75E+08	1.37E+08	-4.11E+08	0.000	7951	287.05	0.8 - OK	5.24	0.4 - OK
2.11E+08	7.94E+07	-2.90E+08	0.000	4'506	194.98	0.54 - OK	3.67	0.28 - OK
1.28E+08	3.80E+07	-1.66E+08	0.000	2'212	171.98	0.48 - OK	2.84	0.22 - OK
1.04E+08	2.53E+07	-1.30E+08	0.000	1'070	105.40	0.29 - OK	1.90	0.14 - OK
6.82E+07	1.53E+07	-8.35E+07	0.000	421	64.69	0.18 - OK	1.15	0.09 - OK
4.33E+07	9.26E+06	-5.26E+07	0.000	92	22.44	0.06 - OK	0.42	0.03 - OK
7.56E+07	-1.85E+07	-5.71E+07	0.000	0	0.07	0.0 - OK	0.00	0.0 - OK

Tabella 38: Verifica tensioni in combinazione SLE rara