

Provincia di Agrigento



Regione Sicilia



Provincia di Trapani



Comune di Menfi



Comune di Castelvetro



Comune di Sambuca di Sicilia



Comune di Montevago



**PROGETTO DI UN IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE EOLICA DENOMINATO “MAGAGGIARO”, AVENTE POTENZA NOMINALE PARI A 49,6 MW, DA REALIZZARSI NEI COMUNI DI MENFI (AG) E CASTELVETRANO (TP) E RELATIVE OPERE CONNESSE ED INFRASTRUTTURE INDISPENSABILI NEI COMUNI DI MENFI (AG), MONTEVAGO (AG), SAMBUCA DI SICILIA (AG) E CASTELVETRANO (TP).**

**DOC.03 – RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE DELLE STRUTTURE**

<b>Committente:</b> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <b>FRI-EL – SPA</b>          Piazza della Rotonda 2          00189 Roma - Italia       </div>		<b>Studio di progettazione:</b> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center; margin-top: 20px;">   </div>	
<b>Il Tecnico</b>			
			Rev.00
	Revisione	Data	
<b>Descrizione</b>	<b>Disciplinare descrittivo e prestazionale</b>		

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
<b>2. GEOMETRIA E TIPOLOGIA DELLA FONDAZIONE .....</b>	<b>5</b>
<b>3. NORME DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>4. DATI DI PROGETTO DELL’OPERA .....</b>	<b>5</b>
<b>5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DEL SITO .....</b>	<b>6</b>
<b>5.1. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....</b>	<b>6</b>
<b>5.2. PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO.....</b>	<b>8</b>
<b>6. MATERIALI ADOTTATI.....</b>	<b>10</b>
<b>6.1. CALCESTRUZZO PER PLINTI/PIASTRE DI FONDAZIONE .....</b>	<b>10</b>
<b>6.2. ACCIAIO PER ARMATURE .....</b>	<b>10</b>
<b>7. CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA .....</b>	<b>11</b>
<b>7.1. MODELLAZIONE.....</b>	<b>11</b>
<b>7.2. VERIFICHE ESEGUITE.....</b>	<b>12</b>
<b>7.3. APPROCCI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO.....</b>	<b>13</b>
<b>7.4. ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>15</b>
7.4.1. Azioni derivanti dalla sovrastruttura .....	15
7.4.2. Peso proprio della fondazione.....	16
7.4.3. Peso proprio del riempimento .....	16
<b>8. VERIFICHE GLOBALI / GEOTECNICHE .....</b>	<b>18</b>
<b>8.1. COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA .....</b>	<b>18</b>
<b>8.2. GAPPING .....</b>	<b>18</b>
<b>8.3. RIBALTAMENTO.....</b>	<b>19</b>
<b>8.4. CARICO LIMITE.....</b>	<b>19</b>
<b>8.5. SLITTAMENTO.....</b>	<b>24</b>
<b>8.6. VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER).....</b>	<b>25</b>
<b>8.7. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI MEDI ATTESI.....</b>	<b>25</b>
8.7.1. AEROGENERATORE A1 .....	26
8.7.2. AEROGENERATORE A2 .....	27
8.7.3. AEROGENERATORE A5 .....	27
8.7.4. AEROGENERATORE .....	28
<b>8.8. CEDIMENTI DIFFERENZIALI MASSIMI ATTESI.....</b>	<b>28</b>
<b>9. VERIFICHE STRUTTURALI.....</b>	<b>29</b>
<b>9.1. RISULTATI DELL’ANALISI.....</b>	<b>29</b>
<b>9.2. VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE .....</b>	<b>33</b>
9.2.1. DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE SUPERIORI .....	33
9.2.2. DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE INFERIORI.....	34
9.2.3. DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE CIRCONFERENZIALI SUPERIORI .....	36
9.2.4. DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE CIRCONFERENZIALI INFERIORI.....	37

<b>9.3. VERIFICA A TAGLIO .....</b>	<b>37</b>
<b>9.4. VERIFICHE TENSIONALI /DI FESSURAZIONE.....</b>	<b>38</b>
9.4.1. VERIFICHE SUL LEMBO INFERIORE.....	38
9.4.2. VERIFICHE SUL LEMBO SUPERIORE.....	40

## 1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo vengono illustrati i criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni degli aerogeneratori da mettersi in opera nel parco eolico denominato “Magaggiaro”, che il soggetto proponente FRI-EL S.p.a. ha intenzione di realizzare nei Comuni di Menfi (AG), Montevago (AG), Sambuca di Sicilia (AG) e Castelvetrano (TP).

La relazione ha carattere preliminare in quanto, in questa fase di progettazione, la scelta dell’aerogeneratore è stata effettuata in via del tutto provvisoria, tra i diversi modelli attualmente disponibili sul mercato. Per tal motivo, le sollecitazioni a base torre, che costituiscono i dati di input del problema, hanno ordini di grandezza che potrebbero essere modificati nella successiva fase di progetto (esecutivo), allorquando verrà definito con certezza il modello della macchina. Oltre a questo aspetto, anche gli approfondimenti geologici di dettaglio, da espletarsi nella fase esecutiva, potrebbero in qualche modo rendere necessarie alcune modifiche progettuali delle strutture fondali.

La macchina (aerogeneratore) presa in esame per il calcolo preliminare delle fondazioni è di fabbricazione SIEMENS/GAMESA, avente le caratteristiche geometriche illustrate nella figura successiva:

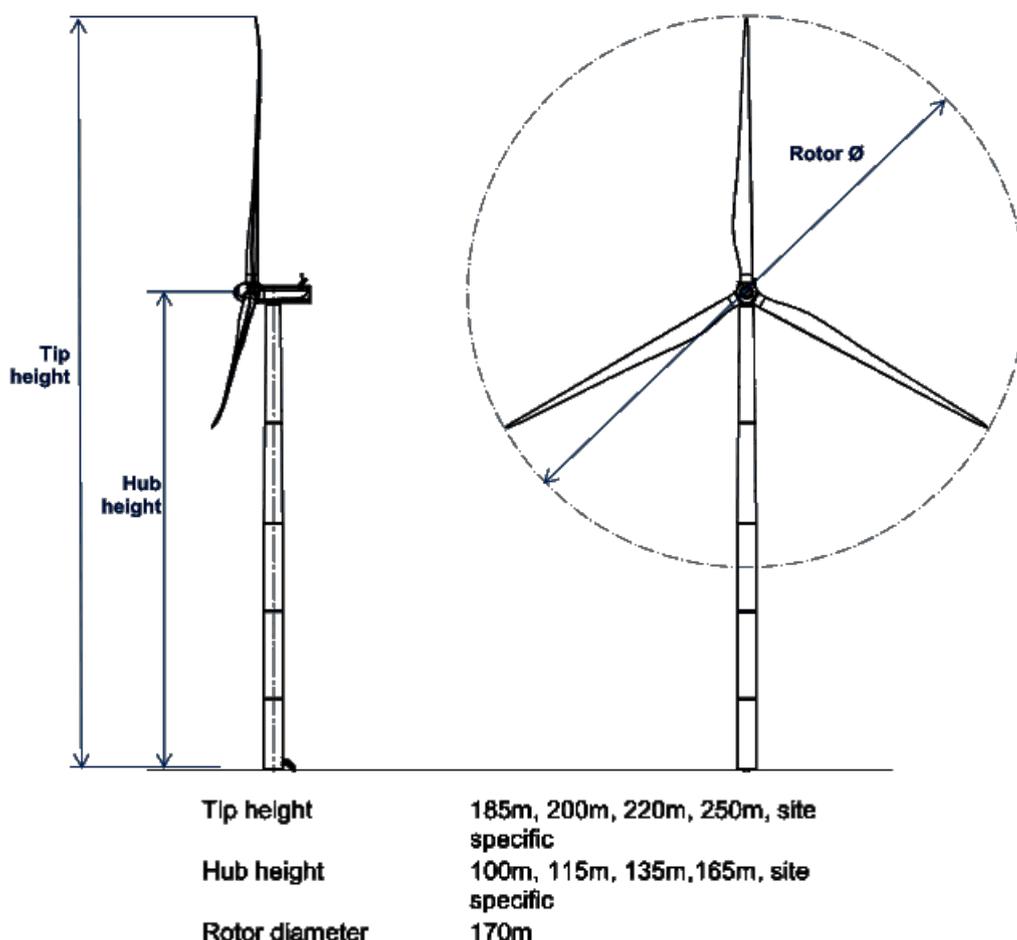


Figura 1: Geometria dell’aerogeneratore Siemens Gamesa SG6.0-170

## 2. GEOMETRIA E TIPOLOGIA DELLA FONDAZIONE

La fondazione dell’aerogeneratore è del tipo diretto, in c.a. gettato in opera, avente geometria tronco-conica, con diametro di base pari a  $D_e = 24.50$  m, spessore variabile da un minimo di 1mt, sul bordo esterno, ad un massimo di 3mt, in corrispondenza della zona centrale di attacco della parte in elevazione della torre (fig. successiva).

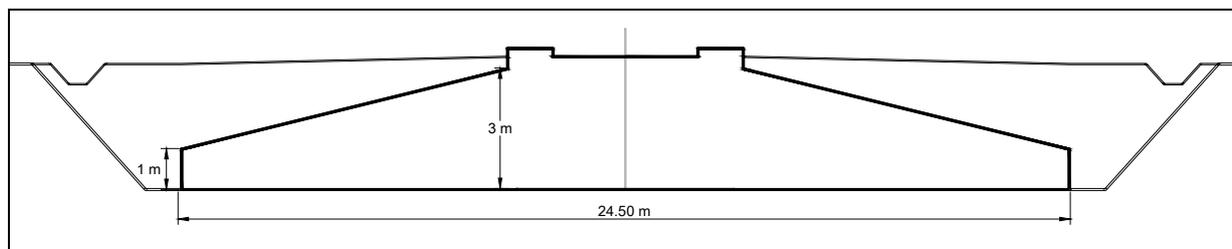


Figura 2: Geometria del plinto di fondazione

## 3. 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

## 4. 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

## 5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DEL SITO

Le considerazioni geologiche in fase di progettazione definitiva sono state recepite dalla relazione geologica redatta dal dott. geol. Michele Ognibene, appartenente all’Ordine Regionale dei Geologi di Sicilia al n. 3003 Sez. A.

I rilievi effettuati, integrati con le indagini in situ, hanno consentito di determinare con buona approssimazione i litotipi affioranti.

Il parco eolico ricadrà, per la maggior parte, nel complesso Calcarenitico di Marsala (Aerogeneratori A1, A2, A3, A4 e A8). Nello specifico le calcareniti si presentano di colore giallastro o rossastro, ben cementate, a cemento calcareo, in sottili livelli e in grossi banchi, con intercalazioni di sabbie e talora sottili livelli sabbioso-limosi. La stratificazione è in grosse bancate, talora invece in strati molto sottili con interposizione di straterelli limosi e sabbiosi. Nella porzione centro meridionale dell’area oggetto di studio si riconosce, altresì, la presenza della formazione arenacea della Valle del Belice che ammantava i terreni in cui saranno realizzate le torri A6 e A9. L’aerogeneratore A7, infine, risulta interessato dai terreni marnosi-sabbiosi ed argillosi di colore verde-scuro afferenti alla formazione di Cardelia.

Da punto di vista della stabilità dell’area, le verifiche dirette attraverso sopralluoghi, integrate con gli studi e le indagini specifiche, non hanno evidenziato situazioni di rischio specifico connesso a dissesti sui versanti, o pericolosità idrauliche o idrologiche in corrispondenza delle aree di installazione degli aerogeneratori.

I risultati delle indagini sismiche effettuate in corrispondenza dell’impianto eolico di futura realizzazione, hanno messo in evidenza la presenza, nei primi 10-12 metri, di un solo orizzonte rifrattore ben definito. I modelli sismo-stratigrafici rispecchiano abbastanza fedelmente le caratteristiche geologiche dell’area. Si riscontra una discontinuità simica intorno ai 3-7 metri dal p.c. che può essere ricondotta al contatto tra le porzioni di terreno agrario e/o del substrato alterato con i sottostanti depositi calcarenitici (in Rz1, Rz2, Rz3, Rz5 e Rz6), marnoso-sabbiosi (in Rz8) e arenacei (in Rz4-Rz7).

Le otto indagini di tipo MASW hanno consentito di ricostruire l’andamento delle velocità delle onde di taglio, e dunque valutare il valore del parametro  $V_{S,eq}$ , sulla scorta del quale si stabilisce la categoria di appartenenza del sottosuolo come da D.M. 17/01/2018.

Il sottosuolo in esame risulta classificabile come sottosuolo di **tipo B** ovvero “*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.*” (D.M. 17/01/2018).

### 5.1. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

La caratterizzazione stratigrafica e geomeccanica dei terreni è stata effettuata sulla scorta di una campagna di prove geognostiche eseguite in prossimità dei siti di installazione delle torri; nello specifico, sono state eseguite:

- n°8 stendimenti per indagine sismica a rifrazione, e
- n°8 stese sismiche per indagini di tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)

al fine di valutare la stratigrafia del sito e ricavare il parametro  $V_{Seq}$ , ai sensi del D.M. 17/01/2018.

Dette indagini sono state realizzate in data 13/08/2021.

Dal punto di vista geotecnico, alla luce delle indagini eseguite, sono state riconosciute quattro unità litotecniche (A-B-C-D) descritte di seguito.

#### **UNITA' A - Calcareniti di Marsala (MRs)**

Calcarenite trasgressiva, inferiormente tenera, giallastra, con lenti sabbioso-argillose, superiormente più compatta, scarsamente fossilifera. Questa unità litotecnica può essere classificata nella categoria di copertura G3 (sabbie cementate).

Per tale litotipo è possibile attribuire le seguenti caratteristiche geotecniche.

$$\begin{aligned}g &= 18 - 19 \text{ KN/m}^3 \text{ (peso di volume)} \\c' &= 0 \text{ kPa (coesione in condizioni drenate)} \\f &= 26-30^\circ \text{ (angolo di attrito interno)}\end{aligned}$$

#### **UNITA' B - Formazione Marnose-Arenacea della Valle del Belice (BLCa)**

È costituita prevalentemente da argille e argille marnose grigio azzurre con intercalazioni nelle porzioni inferiori di arenarie torbiditiche che affiorano estesamente nell'area oggetto di studio. L'unità litotecnica appartiene alla categoria C2.2 ovvero successioni conglomeratiche-sabbioso argillose a medio grado di cementazione.

Per tale litotipo è possibile attribuire le seguenti caratteristiche geotecniche medie indicative:

$$\begin{aligned}g &= 19 \text{ KN/m}^3 \text{ (peso di volume)} \\c' &= 0,2 \text{ kPa (coesione in condizioni drenate)} \\f &= 24-32^\circ \text{ (angolo di attrito interno)}\end{aligned}$$

#### **UNITA' C - Formazione Ragusa (RAG)**

È costituita da marne biancastre e calcari marnosi grigi, con presenza di intercalazioni biocalcarenitiche nummulitiche e biocalciruditi risedimentate. L'unità litotecnica appartiene alla categoria B1 ovvero successioni strutturalmente ordinate, distinzioni in base a rapporti % tra litotipi lapidei e litotipi "argillosi".

Di seguito si riportano una stima prudenziale dei valori geotecnici medi indicativi:

$$\begin{aligned}g &= 19-20 \text{ KN/m}^3 \text{ (peso di volume)} \\c' &= 0,5 - 0,7 \text{ kPa (coesione in condizioni drenate)} \\f &= 30-34^\circ \text{ (angolo di attrito interno)}\end{aligned}$$

#### **UNITA' D - Formazione Marnosa di Cardelia (RDE)**

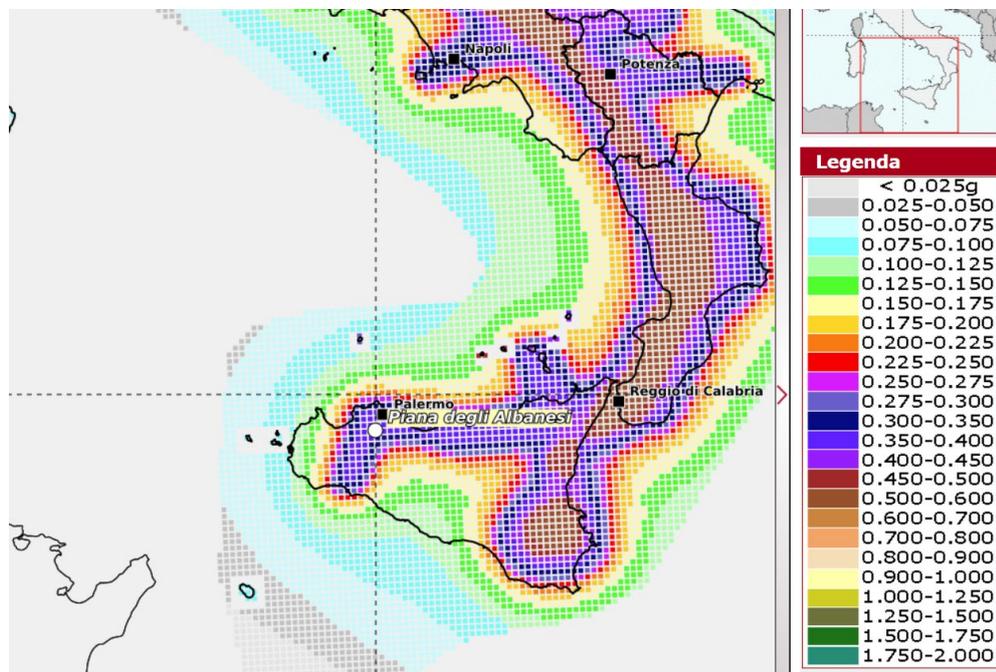
È costituita da marne sabbiose grigio verdastre, talora rossastre, in genere laminate, con foraminiferi planctonici e abbondanti ichnofossili passanti verso l'alto a marne sabbiose grigie. Anche per questa unità litotecnica è possibile attribuire alla categoria B1.

Di seguito i parametri geotecnici:

$$\begin{aligned}g &= 19 - 20 \text{ KN/m}^3 \text{ (peso di volume)} \\c_u &= 0,5 - 0,7 \text{ kPa (coesione in condizioni drenate)} \\f &= 30-34^\circ \text{ (angolo di attrito interno)}\end{aligned}$$

## 5.2. PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO

I parametri sismici di riferimento sono riportati nella figura successiva.



Parametri e fattori spettrali							
S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.040	1.500	2.500	0.676	0.149	0.447	1.760
SLD	0.049	1.500	2.490	0.745	0.160	0.479	1.796
SLV	0.100	1.500	2.620	1.116	0.199	0.597	1.998
SLC	0.120	1.500	2.690	1.259	0.208	0.624	2.081

Parametri per le forme spettrali				
	Pver	Tr	ag [g]	T*c
SLO	81	60	0.040	2.500
SLD	63	101	0.049	2.490
SLV	10	949	0.100	2.620
SLC	5	1950	0.120	2.690

Periodo di riferimento per l'azione sismica		
Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]
50	2	100

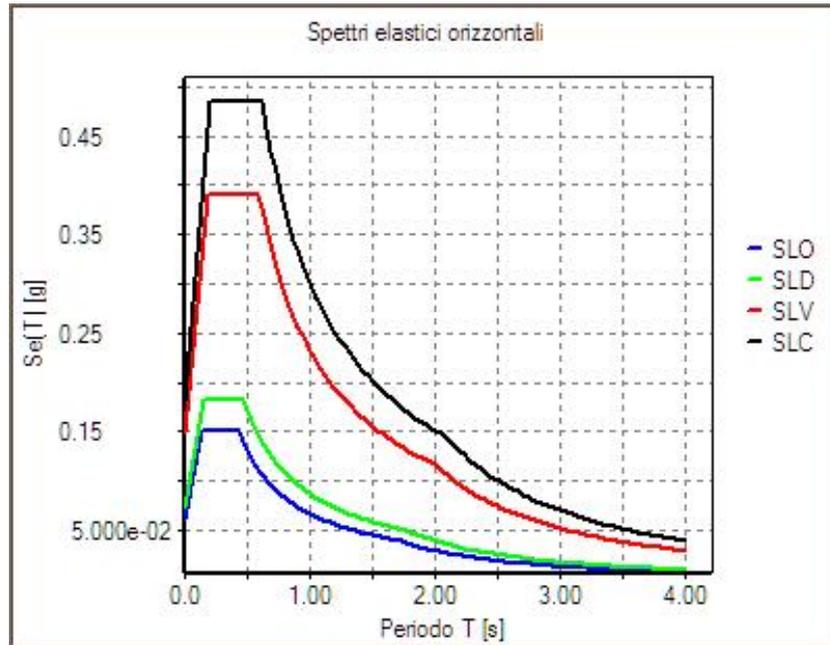


Figura 3: Parametri sismici relativi al sito e all'opera in costruzione

## 6. MATERIALI ADOTTATI

### 6.1. 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%
D max aggregati	25 mm
Consistenza (slump)	S4
Copriferro	50 mm

Rck .....	35	N/mm <sup>2</sup>
fck .....	29.05	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$ .....	1.50	
$\alpha_{cc}$ .....	0.85	
fcd .....	16.46	N/mm <sup>2</sup>
fctm .....	2.83	N/mm <sup>2</sup>
fctd .....	1.32	N/mm <sup>2</sup>
$\nu_1$ .....	0.50	
f'cd .....	8.23	N/mm <sup>2</sup>
Ecm .....	32'588.11	N/mm <sup>2</sup>

### 6.2. ACCIAIO PER ARMATURE

Tipo		B 450 C	
$f_y$ .....		450.00	N/mm <sup>2</sup>
$f_t$ .....		540.00	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s$ .....		1.15	
$f_{yd}$ .....		391.30	N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ .....		210'000.00	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_{yd}$ .....		1.86	‰
$\epsilon_{ud}$ .....		67.50	‰

## 7. CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA

Le analisi sono state condotte per mezzo di un software di calcolo strutturale agli elementi finiti.

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 § 7.3 (gli scenari di progetto non sismici previsti dalla norma [5], condizioni di carico di tipo Normal/Abnormal).

### 7.1. 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 ( $F_z$ ,  $F_x$ ,  $F_y$ ,  $M_z$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ) 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 6) cui corrisponde l’attacco della torre alla fondazione.

Il terreno è considerato col modello alla Winkler – molle non reagenti a trazione <sup>(1)</sup>. La valutazione della rigidezza è riportata al § 8.6.

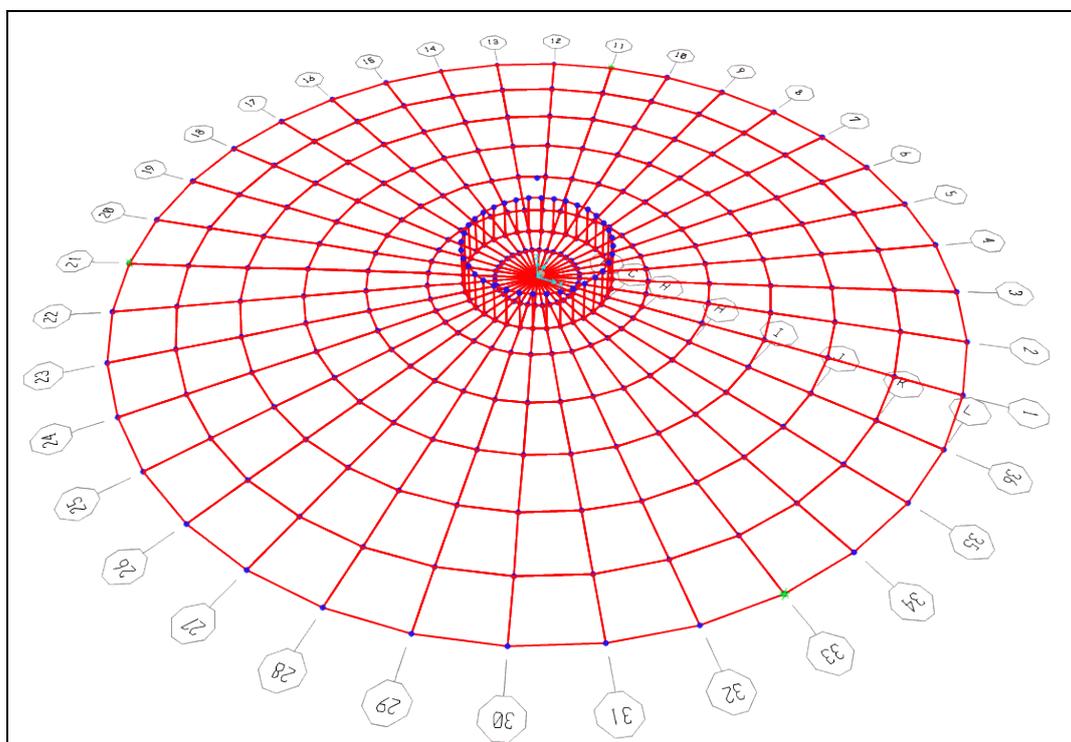


Figura 4: Modello di calcolo della fondazione

<sup>(1)</sup> Di conseguenza la analisi condotte sono di tipo non-lineare

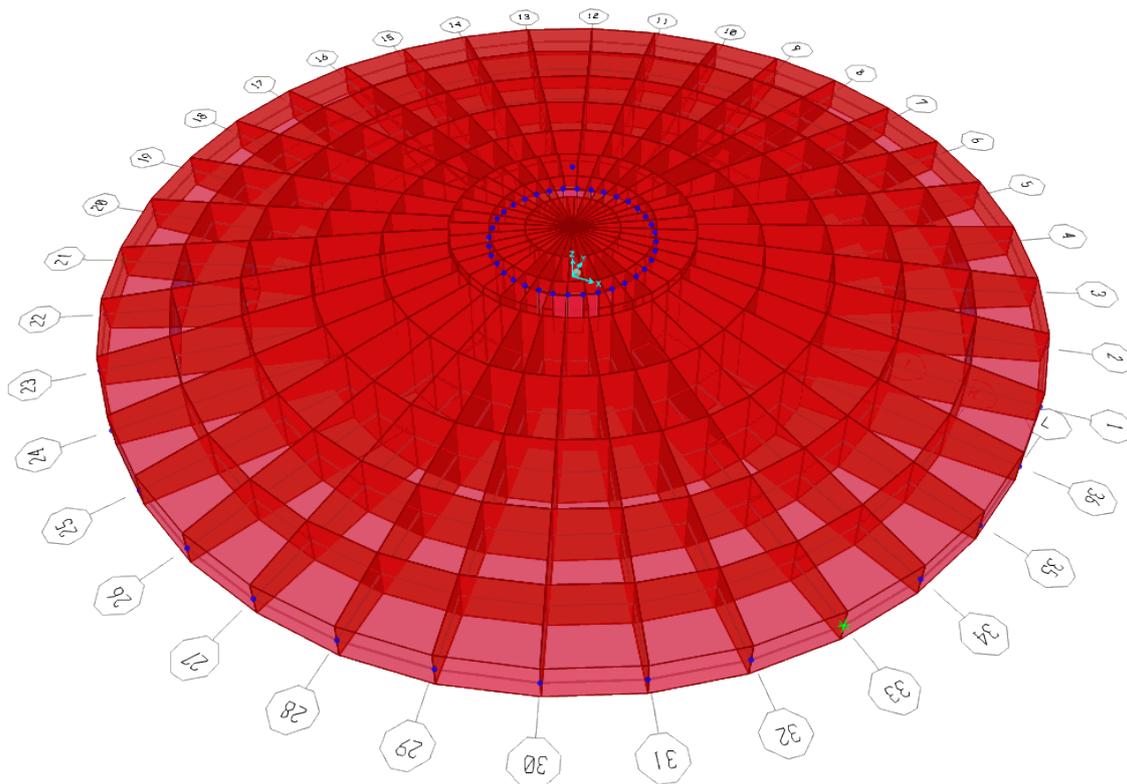


Figura 5: Modello FEM della fondazione – vista solida

## 7.2. 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

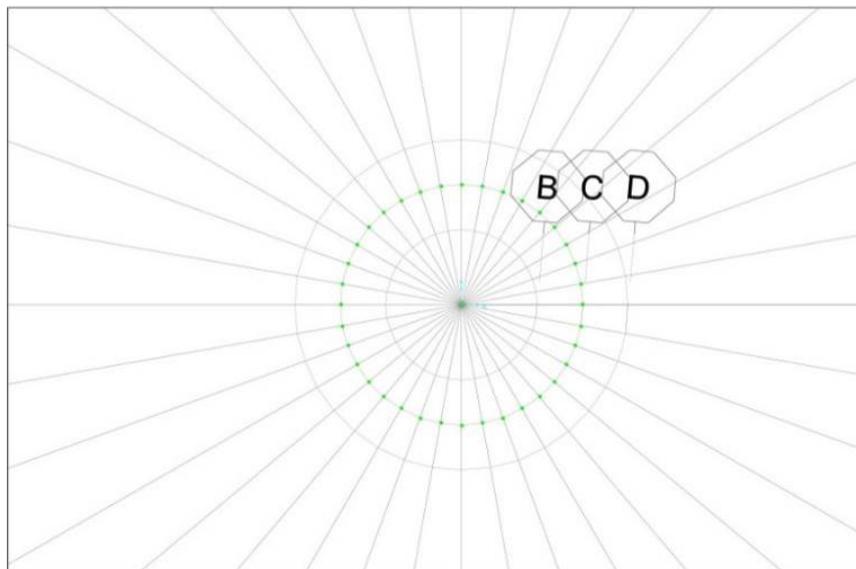


Figura 6: Nodo connesso rigidamente (centrale)

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 (§ 7.3).

### 7.3. 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
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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 2

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

Tabella 3

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 RIFERIM.	COEFF. PARZIALI $\gamma_F$	
			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 4: 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 6 e tabella 7)

“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 5: Coefficienti parziali delle azioni utilizzati ai fini del presente progetto

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.

## 7.4. ANALISI DEI CARICHI

### 7.4.1. Azioni derivanti dalla sovrastruttura

Il documento WFL EDPR BRAZIL BARRAS WF - «GENERAL CHARACTERISTICS MANUAL» riporta gli scarichi in fondazione derivanti dall'aereogeneratore, 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 9).

	Load factor	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	<b>M<sub>xy</sub> (kNm)</b>	M <sub>z</sub> (kNm)
<b>UNFACTORED EXTREME LOADS</b>	<b>1</b>	1270.75	25.59	-5587.23	7663.75	151281.35	<b>151474.60</b>	3048.74
<b>FACTORED EXTREME LOADS</b>	<b>1.35</b>	1715.51	34.56	-7542.76	10346.07	204229.81	<b>204490.72</b>	4115.79

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

Tabella 6: Scarichi in fondazione – Condizioni di carico in situazioni estreme (stati limite ultimi)

Load factor	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	<b>M<sub>xy</sub> (kNm)</b>	M <sub>z</sub> (kNm)
<b>1</b>	1270.75	25.59	-5587.23	7663.75	151281.35	<b>151474.60</b>	3048.74

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

Tabella 7: Scarico in fondazione – Condizioni di carico Normal

Load factor	F <sub>xy</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	<b>M<sub>xy</sub> (kNm)</b>	M <sub>z</sub> (kNm)
<b>1</b>	986.29	-6718.44	<b>111512.14</b>	3901.81

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

Tabella 8: Scarico in fondazione – Condizioni di carico quasi permanente

**Table 3 – Partial safety factors for loads  $\gamma$**

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 9: 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.

### 7.4.2. 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:	$\alpha$	=	22.22 %
Pendenza profilo terreno:	$\delta$	=	2.00 %
Ricoprimento minimo:	$H_{backfill,min}$	=	0.30 m

Tabella 10: Geometria del plinto

Il volume del plinto è pari a  $906.84 \text{ m}^3$

Il peso del plinto è pari a  $22'671.01 \text{ kN}$ .

### 7.4.3. 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  $17 \text{ kN/m}^3$ , e si assegna questo peso come pressione verticale variabile applicata sigli elementi shell che modellano il plinto, secondo quanto riportato nella successiva tabella 11.

Raggio interno [m]	Raggio esterno [m]	H = spessore riempim. [m]	q riempim. [kN/m <sup>2</sup> ]
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 11

Analysis Model - Area Surface Pressure - Face Top (Riempimento)

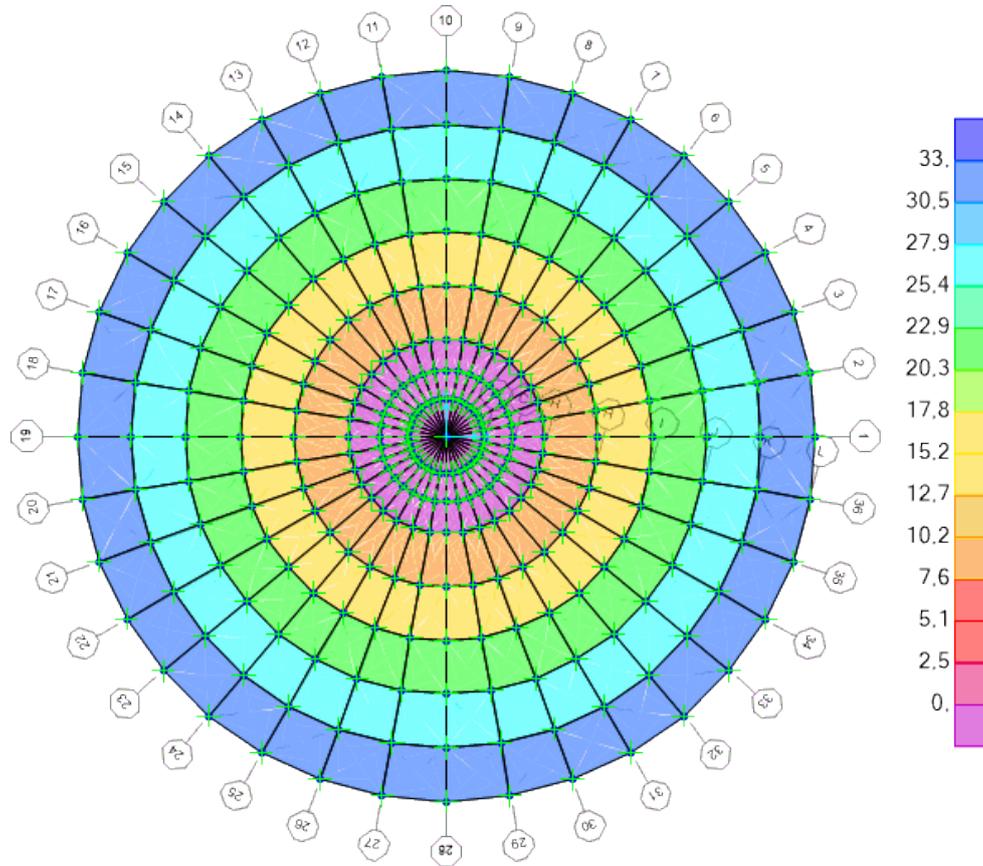


Figura 7: Carico distribuito sul plinto, che simula il peso del terreno di riempimento (a spessore variabile)

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

## 8. VERIFICHE GLOBALI / GEOTECNICHE

### 8.1. 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 $\gamma_f$							
		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
Ribaltamento	IEC	normal case		Normal EQU	0.90	0.80	0.90	1.35	1.35
	IEC	abnormal case		Abnorm.EQU	0.90	0.80	0.90	1.10	1.10

Verifica	Tipo di combinazione	Coefficiente materiale (terreno) $\gamma_M$			$\gamma_R$	F.S.			
		$\tan(\phi')$	$c'$	$C_u$					
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 12: Riepilogo delle verifiche geotecniche e globali

### 8.2. 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  $Q_p$  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 13: 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
		Operational	Normal		
Eccentricity	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 14: Coefficienti parziali e verifica di Gapping

### 8.3. 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 15: 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 16: Verifica a ribaltamento

### 8.4. 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 17: 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 <sup>(2)</sup>.

<sup>(2)</sup> La verifica a carico limite dovrebbe essere condotta, a rigore, considerando la  $C_u$  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  $C_u$  media con riferimento ad entrambi gli strati attraversati dal cuneo di rottura.

		Condition	Soil parameters	Load comb.
VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK		drained	WTG05 - Layer 1	Normal SLU2
Soil unit weight	$\gamma$			10.65 kPa
Backfilling unit weight	$\gamma^*$			17.00 kPa
Friction angle	$\varphi'$			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 <sup>2</sup>
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	$H'$	$2*M_z/I_{eff}+[H^2+(2*M_z/I_{eff})^2]^{1/2}$		2'437.65 kN
Inclination of foundation	$\eta$			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
$N_\gamma$	$N_\gamma$	$2 * (7.07 - 1) * \tan (21.0^\circ) =$		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	$s_\gamma$	$1 - 0.3 * 10.65 / 18.07 =$		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	$i_\gamma$	$(1 - 2'437.65 / (35'529 + 192.46 * 7.0 / \tan (21.0^\circ)))^{1.63+1} =$		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.	$b_\gamma$	$1.0 =$		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 $\gamma$		$10.65 * 10.65/2 * 4.66 * 0.82 * 0.84 * 1.0 =$		183.638 kPa
Resistance factor	$\gamma_R$			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 18: 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	$\gamma$			12.95 kPa
Backfilling unit weight	$\gamma^*$			17.00 kPa
Friction angle	$\varphi'$			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 <sup>2</sup>
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	$\eta$			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
$N_\gamma$	$N_\gamma$	$2 * (9.6 - 1) * \tan(24.0^\circ) =$		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	$s_\gamma$	$1 - 0.3 * 10.65 / 18.07 =$		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	$i_\gamma$	$(1 - 2'437.65 / (35'529 + 192.46 * 23.0 / \tan(24^\circ)))^{(1.63+1)} =$		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.	$b_\gamma$	$1.0 =$		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 $\gamma$		$12.95 * 10.65/2 * 7.66 * 0.82 * 0.87 * 1.0 =$		376.211 kPa
Resistance factor	$\gamma_R$			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 19: 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	$\gamma$			12.95 kPa
Backfilling unit weight	$\gamma^*$			17.00 kPa
Friction angle	$\varphi'$			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 doudation	$D$			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 <sup>2</sup>
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	$H'$	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$		2'437.65 kN
Inclination of foundation	$\eta$			0.0°
$N_c$	$N_c$		$2 + \pi =$	5.142
$N_q$	$N_q$		$1 =$	1.000
$N_\gamma$	$N_\gamma$		$0 =$	0.000
Shape factor	$s_c$		$1 + 0.2 * (10.65 / 18.07) =$	1.118
Shape factor	$s_q$		$1 =$	1.000
Shape factor	$s_\gamma$		$1 =$	1.000
Load inclination factor	$i_c$		$1/2 * [1 + \sqrt{(1 - 2437.65 / 192.46 / 148.0)}] =$	0.978
Load inclination factor	$i_q$		$1 =$	1.000
Load inclination factor	$i_\gamma$		$1 =$	1.000
Found. inclination fact.	$b_c$		$1 - 2 * \text{rad}(0,0^\circ) / (2 + \pi) =$	1.000
Found. inclination fact.	$b_q$		$1 =$	1.000
Found. inclination fact.	$b_\gamma$		$1 =$	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 $\gamma$			$12.95 * 10.65/2 * 0.0 * 1.0 * 1.0 * 1.0 =$	0.000 kPa
Resistance factor	$\gamma_R$			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 20: Verifica a carico limite in condizioni non drenate – Combinazione Normal SLU 2 – Strato 2

### 8.5. SLITTAMENTO

Di seguito di dettaglio 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 21: Analisi scarichi in fondazione

SLIDING CHECK		Condition	Soil parameters	Load comb.
		drained	WTG02 - Layer 1	Normal SLU2
Soil unit weight	$\gamma$			17.00 kPa
Backfilling unit weight	$\gamma^*$			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 <sup>2</sup>
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	$\phi'$			21.0°
Struct.-ground friction	$\delta'$		$2/3 * 21° =$	14.0°
Undrained adhesion	$C_a$			48 kPa
Resistance factor	$\gamma_R$			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 22: Verifica a slittamento – Combinazione Normal SLU 2

### 8.6. VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)

#### VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE SOTTOFONDO (WINKLER)

n. stratigraphy 1

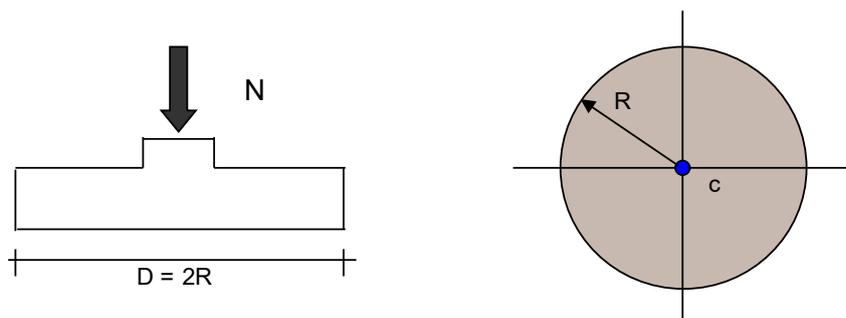
-  on stratum over bedrock
-  on stratum over half-space
-  embdedded in stratum over bedrock

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Static shear modulus	G1		2.46 N/mm <sup>2</sup>
Static shear modulus	G2		5.78 N/mm <sup>2</sup>
Static Young modulus	E		6.16 N/mm <sup>2</sup>
Poisson ratio	v		0.25 -
Foundation radius	R		12.25 m
Thickness of layer	H		2.20 m
	$\alpha_r$	(for circular rigid foundation)	-
Winkler modulus	K <sub>w</sub>	$\frac{4G_1 R}{1-\nu_1} \left[ 1 + 1.28 \frac{R}{H} \right] / \left[ 1 + 1.28 \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2} \right] \frac{1}{\pi R^2}$	687.22 kN/m <sup>3</sup>

Tabella 23: Valutazione della costante di Winkler

### 8.7. 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 <sup>(3)</sup>.



<sup>(3)</sup> 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)**

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

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

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

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

**8.7.1. 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\*R<sup>2</sup>)))

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

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	ν	δ <sub>i</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	gille sabbie-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				-

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

### 8.7.2. 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 $z_{i+1}$	$\Delta z_i$	E	v	$\delta_i$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(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)

### 8.7.3. 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 $z_{i+1}$	$\Delta z_i$	E	v	$\delta_i$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(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)

#### 8.7.4. AEROGENERATORE

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 $z_{i+1}$	$\Delta z_i$	E	$\nu$	$\delta_i$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(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				-

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

Si rimanda alle raccomandazioni finali di cui al § 5.1 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.

#### 8.8. 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	$\nu$		0.30
Static Young modulus	E	(Layer 1) (Layer 2) (mean value)	6.16 N/mm <sup>2</sup> 14.45 N/mm <sup>2</sup> 14.45 N/mm <sup>2</sup>
Thickness of Layer 1	$t_1$	(Layer 1)	2.20 m
Bending moment (Qp)	M	(normal quasi permanent)	115'161.41 kNm
Influence factor	$I_\theta$	(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 24: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara (Normal)

## 9. VERIFICHE STRUTTURALI

### 9.1. 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 25: Valori massimi dei momenti di piastra

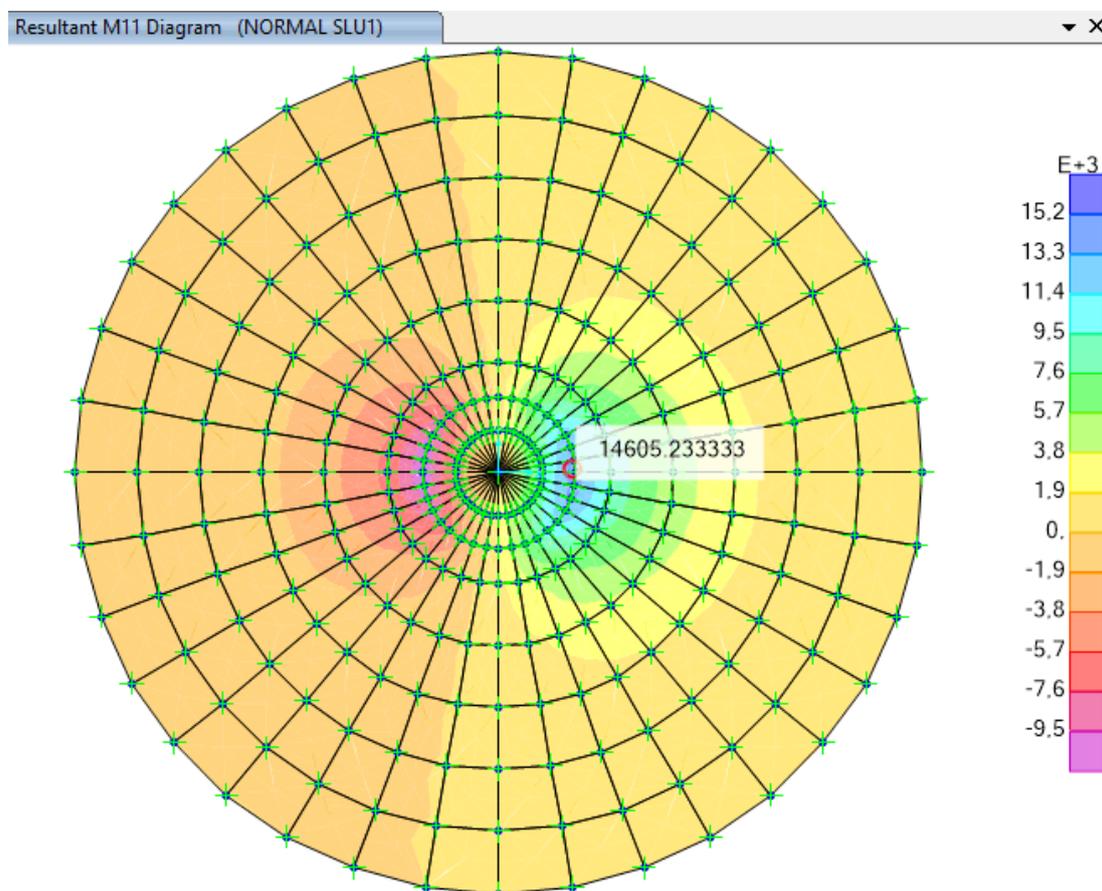


Figura 8: Momento Massimo  $M_{11}$  Normal SLU 1 [kNm/m]

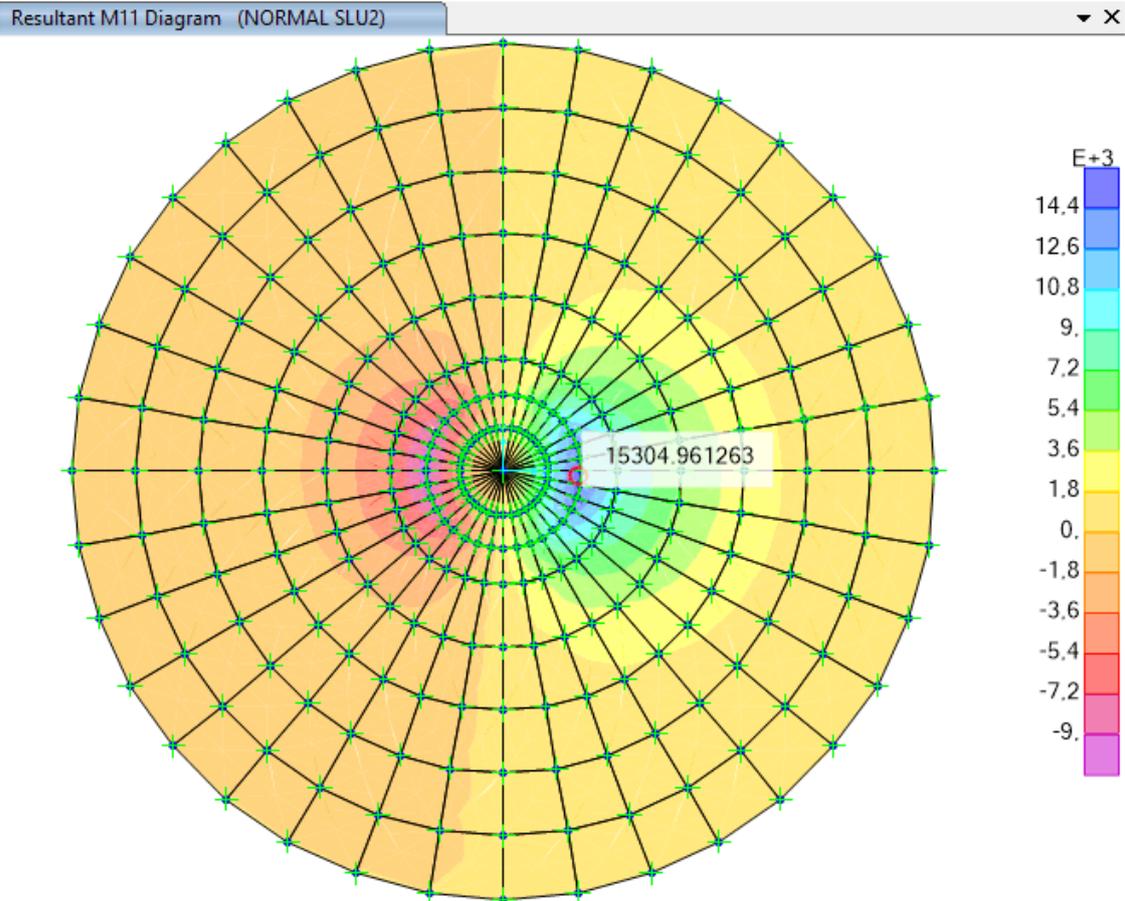


Figura 9: Momento Massimo  $M_{11}$  Normal SLU 2 [kNm/m]

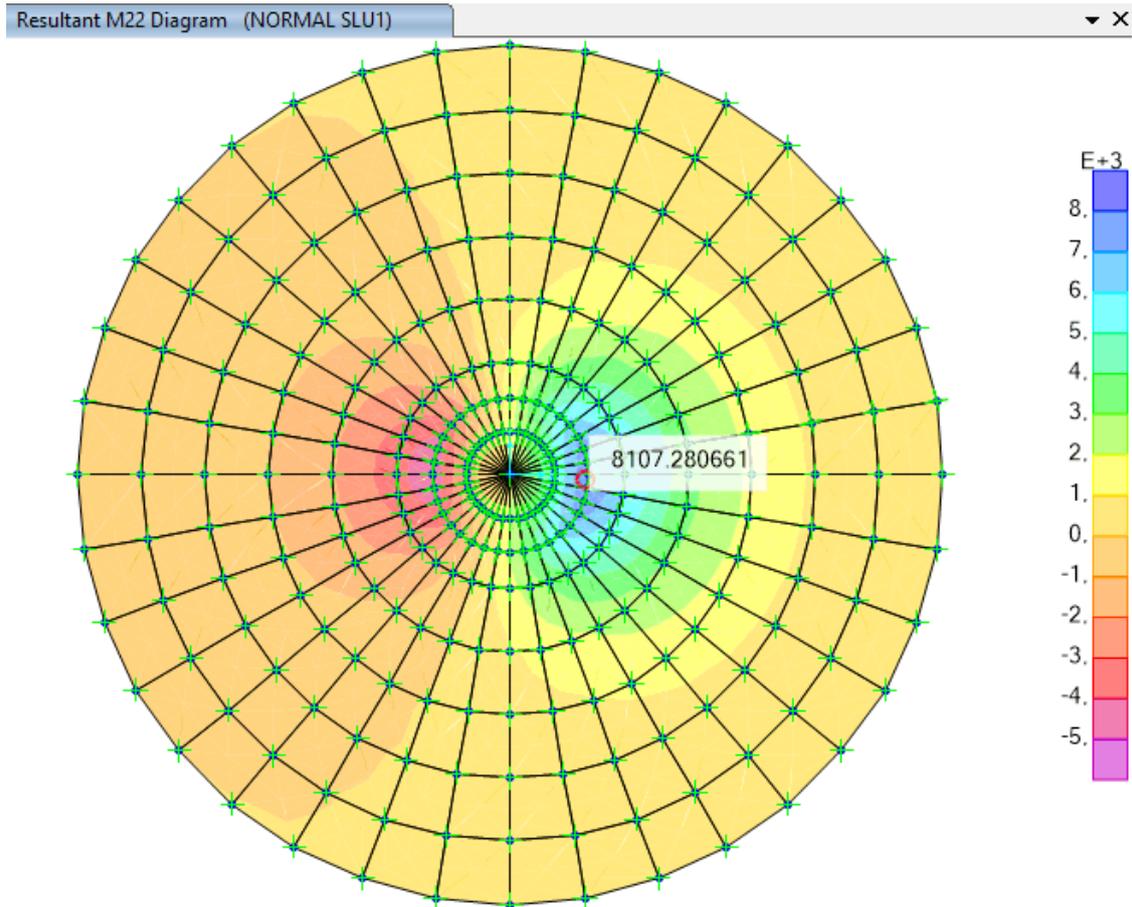


Figura 10: Momento Massimo  $M_{22}$  Normal SLU 1 [kNm/m]

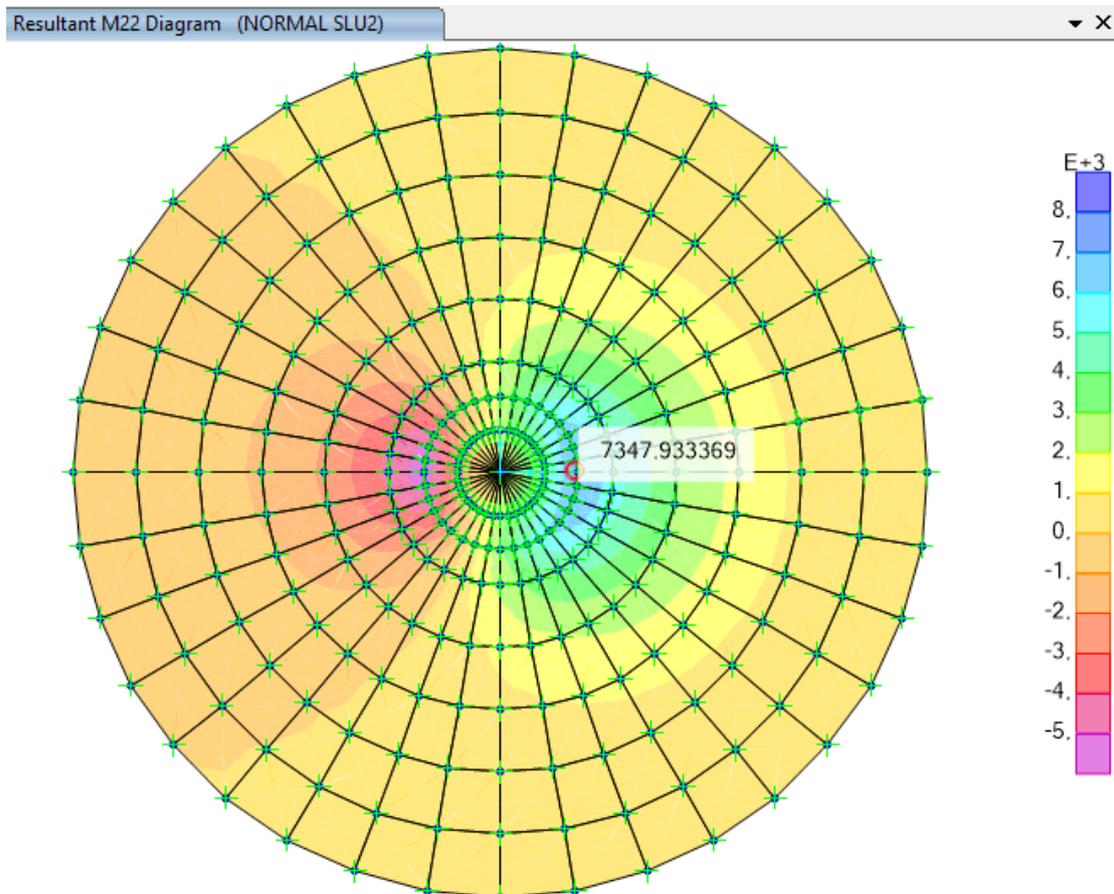


Figura 11: Momento Massimo  $M_{22}$  Normal ELU 2 [kNm/m]

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

## 9.2. VERIFICHE DI 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].

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

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).

### 9.2.1. DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE SUPERIORI

ARMATURA RADIALE SUPERIORE	$r_i$	$h =$ altezza	$d =$ altezza	$M_2$	$2\pi r_i M_2$	$f_{yd}$
	[m]	[m]	utile [m]	[kNm/m]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]
	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 <sup>2</sup> ]	A cls [mm <sup>2</sup> ]	As',min [mm <sup>2</sup> ] (0,26 f <sub>ctm</sub> / f <sub>yk</sub> A <sub>cls</sub> )	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	interfero min/max netto orizz. [cm]	As,calcolo [mm <sup>2</sup> /m]	As,min [mm <sup>2</sup> /m] (0,26 f <sub>ctm</sub> / f <sub>yk</sub> A <sub>cls</sub> )	As,disposta [mm <sup>2</sup> /m]	As,min fessuraz [mm <sup>2</sup> /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 27: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali superiori

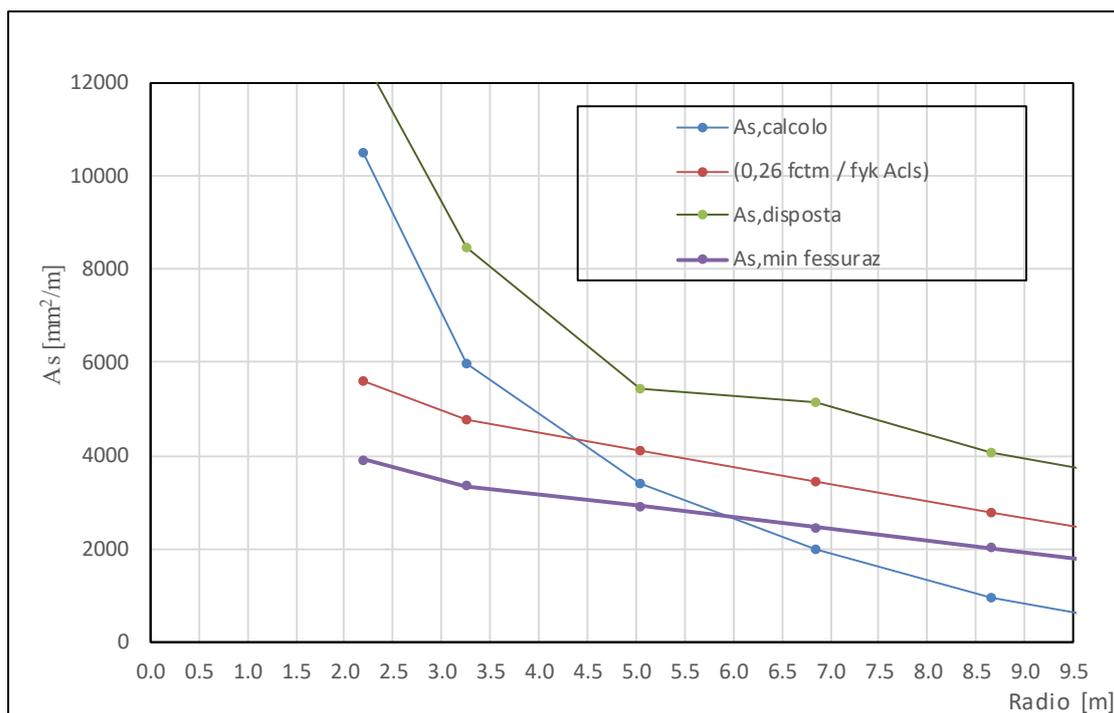


Figura 12: Area armatura radiale superiore: da calcolo, minima (da norma), effettivamente disposta e da fessurazione

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.

### 9.2.2. DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE INFERIORI

ARMATURA RADIALE INF.	$r_i$	$h =$ altezza	$d =$ altezza	$M_2$	$2\pi r_i M_2$	$f_{yd}$
	[m]	[m]	utile [m]	[kNm/m]	[kNm]	[N/mm²]
	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 [mm²]	A cls [mm²]	As,min [mm²] (0,26 fctm / fyk Acls)
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 <sup>2</sup> /m]	As,min [mm <sup>2</sup> /m] (0,26 f <sub>ctm</sub> / f <sub>yk</sub> A <sub>cls</sub> )	As,disposta [mm <sup>2</sup> /m]	As,min fessuraz [mm <sup>2</sup> /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 28: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali inferiori (3 strati)

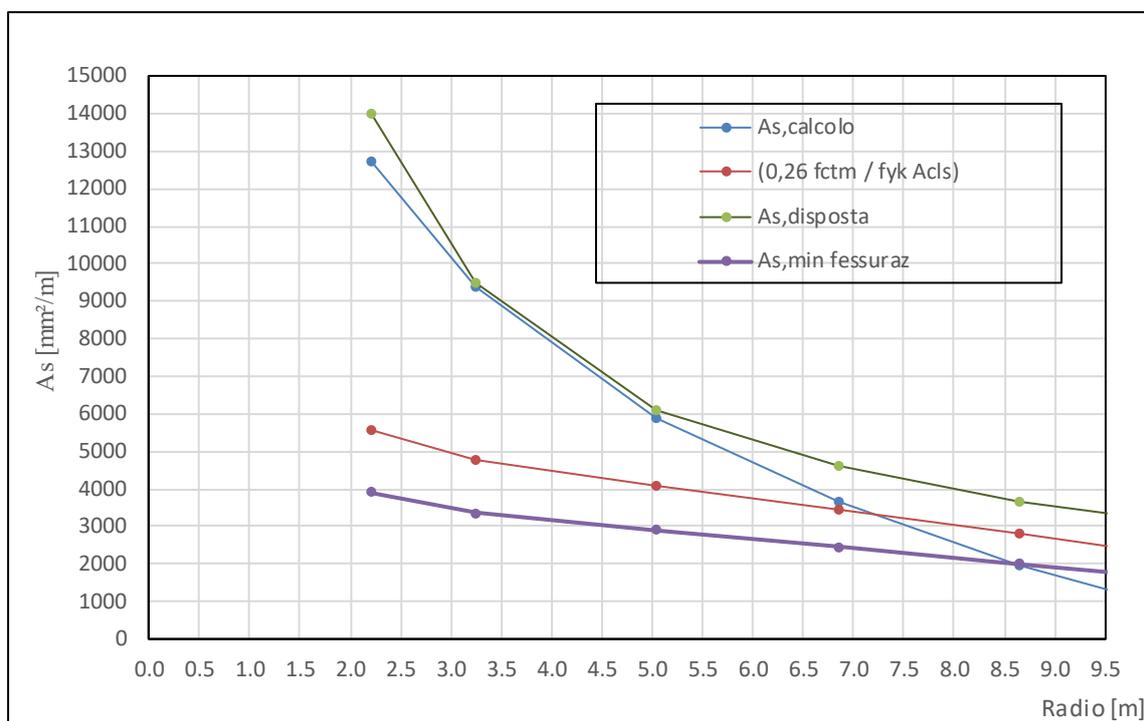


Figura 13: Area armatura radiale inferiore: da calcolo, minima (da norma), effettivamente disposta e da fessurazione

### 9.2.3. DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE CIRCONFERENZIALI SUPERIORI

ARMATURA CIRCONFERENZ. 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

$M_1$ [kNm/m]	$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$A_{s',calcolo}$ [mm <sup>2</sup> /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 <sup>2</sup> ]	$A_{s',min}$ [mm <sup>2</sup> /m] 20% $A_{s,long,inf}$	$A_{s',min}$ fessuraz. [mm <sup>2</sup> /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 <sup>2</sup> /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 29: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circolari superiori

### 9.2.4. DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE CIRCONFERENZIALI INFERIORI

ARMATURA CIRCONFERENZ. INF	$r_i$ [m]	$h_i$ = altezza sez. [m]	$d^*$ = altezza utile [m]	$M_i$ [kNm/m]	$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,calcolo}$ [mm <sup>2</sup> /m]	n.Ø 28 / 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 [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> /m] 20% $A_{s,long,inf}$	$A_{s,min}$ fessuraz. [mm <sup>2</sup> /m]	n.Ø 28 / m (min)	n.Ø 28 / sect. disposta	n.Ø 28 / m disposta	$A_{s,disposta}$ [mm <sup>2</sup> /m]	CHECK
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 30: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circolari inferiori

### 9.3. 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 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 <sup>2</sup> /m]	$K < 2$	$\rho_l < 2\%$	$V_{Rd,c}$ [kN/m]	$V_{Rd,c} > V_{Ed}$ 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 31: Verifica a taglio in assenza di armatura trasversale

Resistenza con armatura trasversale				
$(A_{sw/s})_{min}$ [cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	Passo circonfer.	Passo radiale	$A_{sw/s}$ [cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	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 32: Dimensionamento dell'armatura trasversale (a taglio) di piastra

#### 9.4. VERIFICHE TENSIONALI /DI FESSURAZIONE

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

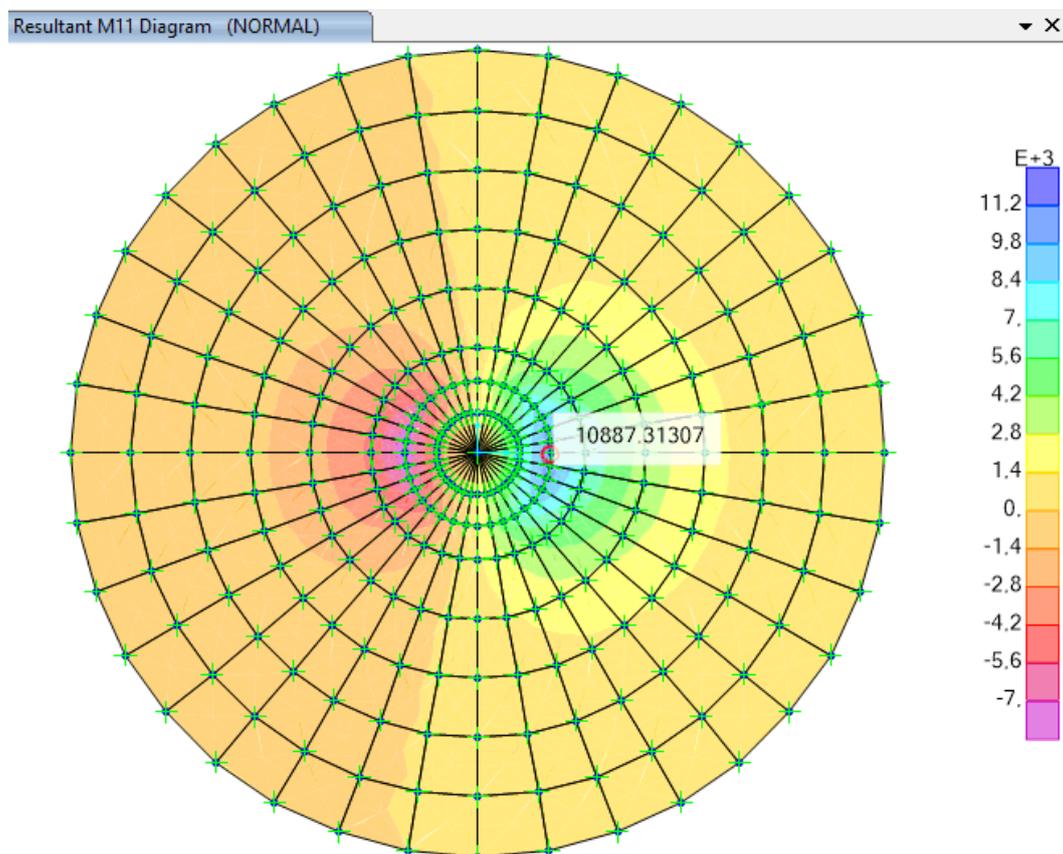


Figura 14: Momento radiale in combinazione SLE Rara [kNm/m]

##### 9.4.1. VERIFICHE SUL LEMBO INFERIORE

Raggio [m]	base b [mm]	h = altezza [mm]	c' [mm]	c [mm]	As [mm <sup>2</sup> ]	d = altezza utile [m]	As' [mm <sup>2</sup> ]	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 <sup>3</sup> ]	Sct [mm <sup>3</sup> ]	Ss' [mm <sup>3</sup> ]	Ss [mm <sup>3</sup> ]	Stot [mm <sup>3</sup> ]	Ic [mm <sup>4</sup> ]
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 <sup>4</sup> ]	Is' [mm <sup>4</sup> ]	Is [mm <sup>4</sup> ]	Itot [mm <sup>4</sup> ]	Wi [cm <sup>3</sup> ]	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 <sup>3</sup> ]	Ss' [mm <sup>3</sup> ]	Ss [mm <sup>3</sup> ]	Stot [mm <sup>3</sup> ]
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 <sup>4</sup> ]	Is' [mm <sup>4</sup> ]	Is [mm <sup>4</sup> ]	Itot [mm <sup>4</sup> ]	Wi [cm <sup>3</sup> ]	$\sigma_{sr}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MED [kNm]	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s / f_{yk}$ ( $\leq 0,80$ )
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 33: Verifica tensioni in combinazione SLE rara

$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c / f_{ck}$ ( $\leq 0,60$ )	MED [kNm]	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Mo > MEd	$\emptyset$ [mm]	horiz.spacing s [mm]	heff [mm]	$\epsilon_{sm}$
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 34: Verifiche di fessurazione in combinazione quasi permanente

#### 9.4.2. VERIFICHE SUL LEMBO SUPERIORE

Raggio [m]	base b [mm]	h = altezza [mm]	c' [mm]	c [mm]	As [mm <sup>2</sup> ]	d = altezza utile [m]	As' [mm <sup>2</sup> ]	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 <sup>3</sup> ]	Sct [mm <sup>3</sup> ]	Ss' [mm <sup>3</sup> ]	Ss [mm <sup>3</sup> ]	Stot [mm <sup>3</sup> ]	Ic [mm <sup>4</sup> ]
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 <sup>4</sup> ]	Is' [mm <sup>4</sup> ]	Is [mm <sup>4</sup> ]	Itot [mm <sup>4</sup> ]	Wi [cm <sup>2</sup> ]	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 <sup>3</sup> ]	Ss' [mm <sup>3</sup> ]	Ss [mm <sup>3</sup> ]	Stot [mm <sup>3</sup> ]	VERIFICHE TENSIONI SLE RARA				
				MED [kNm]	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s / f_{yk}$ ( $\leq 0,80$ )	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c / f_{ck}$ ( $\leq 0,60$ )
2.75E+08	1.37E+08	-4.11E+08	0.000	7'951	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 35: Verifica tensioni in combinazione SLE rara