

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

# IMPIANTO EOLICO “CALTAVUTURO ESTENSIONE”

## PROGETTO DEFINITIVO

### Relazione di calcolo di predimensionamento delle fondazioni

File: GRE.EEC.R.73.IT.W.14362.40.002.01 - Relazione di calcolo di predimensionamento delle fondazioni.docx

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
01	05/03/2021	<i>Integrati commenti</i>	L. Rossi F. Chillè	D. Gradogna	P. Polinelli
00	19/02/2021	<i>Prima emissione</i>	L. Rossi	D. Gradogna	L. Lavazza

#### GRE VALIDATION

<i>Tomassetti (GRE)</i>	<i>Bellorini (GRE)</i>	<i>Iaciofano (GRE)</i>
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT <b>Caltavuturo Estensione</b>	GRE CODE																		
	GROUP	FUNCION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT				SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION						
	<b>GRE</b>	<b>EEC</b>	<b>R</b>	<b>7</b>	<b>3</b>	<b>I</b>	<b>T</b>	<b>W</b>	<b>1</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>6</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>2</b>	<b>0</b>
CLASSIFICATION	<b>PUBLIC</b>				UTILIZATION SCOPE	<b>BASIC DESIGN</b>													

**INDEX**

1. INTRODUZIONE.....	4
1.1. DESCRIZIONE DEL PROPONENTE.....	4
1.2. CONTENUTI DELLA RELAZIONE .....	4
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	4
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E FONTI CONSULTATE.....	7
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	8
5. CARICHI DI PROGETTO .....	9
5.1. CARICHI PERMANENTI .....	9
5.1.1. PESI PERMANENTI STRUTTURALI (G1).....	9
5.1.2. PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2) .....	9
5.2. SOVRACCARICHI (Q) .....	9
5.2.1. CARICHI INDOTTI DAL VENTO (W).....	9
5.3. AZIONE SISMICA (E) .....	9
5.3.1. SPETTRI DI PROGETTO .....	10
5.3.2. DETERMINAZIONE DELLA FORZANTE SISMICA .....	15
6. MATERIALI .....	16
6.1. CALCESTRUZZO ARMATO .....	16
6.1.1. MAGRONE .....	16
6.1.2. PALI .....	16
6.1.3. BASAMENTO .....	16
6.1.4. COLLETTO DI INNESTO.....	17
6.1.5. MALTA AD ALTA RESISTENZA PER INNESTO TORRE .....	17
6.1.6. ACCIAIO DI ARMATURA .....	18
7. SOFTWARE IMPIEGATO PER LE ANALISI FEM .....	19
7.1. SISTEMI DI RIFERIMENTO .....	19
7.2. ELEMENTI BEAM .....	19
7.2.1. OUTPUT DELLE AZIONI INTERNE .....	19
7.3. ELEMENTI PLATE .....	20
7.3.1. GRADI DI LIBERTÀ DEGLI ELEMENTI E ECS.....	21
7.3.2. OUTPUT DELLE AZIONI INTERNE .....	22
8. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE .....	26
8.1. ANALISI STRUTTURALE TRAMITE MODELLO FEM .....	26
8.1.1. GEOMETRIA DEL MODELLO .....	26
8.1.2. VINCOLI .....	28
8.1.3. CASI DI DI CARICO .....	28
8.1.4. COMBINAZIONI DI CARICO .....	31
8.1.5. GIUDIZIO MOTIVATO ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI .....	32

8.2.	RISULTATI DEL MODELLO FEM .....	35
8.2.1.	DIREZIONI FISSATE PER GLI ASSI LOCALI DEGLI ELEMENTI .....	35
8.2.2.	AZIONI SUI PALI.....	37
8.2.3.	REAZIONI VINCOLARI .....	40
8.2.4.	AZIONI SUL BASAMENTO .....	42
8.3.	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	47
8.3.1.	VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO IN CAMPO ELASTICO .....	47
8.3.2.	VERIFICA A FLESSIONE PLATEA .....	50
8.3.3.	VERIFICA A TAGLIO PLATEA .....	53
8.3.4.	VERIFICA A PUNZONAMENTO PLATE .....	57
8.3.5.	VERIFICHE TENSIONALI IN ESERCIZIO .....	58
8.4.	CALCOLO RIGIDEZZA ALLA ROTAZIONE .....	61
9.	STIMA DELLA PORTATA DEI PALI .....	62
9.1.1.	PORTATA ASSIALE .....	63
9.1.2.	PORTATA LATERALE .....	64

## **1. INTRODUZIONE**

Stantec S.p.A., in qualità di Consulente Tecnico, è stata incaricata da Enel Green Power Solar Energy S.r.l. di redigere il progetto definitivo per la costruzione di un nuovo impianto eolico denominato "Caltavuturo Estensione", da ubicarsi nei comuni di Caltavuturo (PA), Valledolmo (PA) e Sclafani Bagni (PA).

Il progetto proposto prevede l'installazione di 18 nuove turbine eoliche di potenza 4,52 MW ciascuna, in linea con gli standard più alti presenti sul mercato, per una potenza installata totale pari a 81,36 MW.

L'energia prodotta dagli aerogeneratori, attraverso il sistema di cavidotti interrati in media tensione a 33 kV, verrà convogliata alla sottostazione di trasformazione 150/33 kV in progetto nel comune di Sclafani Bagni, per l'innalzamento da media ad alta tensione. La sottostazione di trasformazione verrà collegata, tramite cavidotto in alta tensione a 150 kV, ad una stazione elettrica di trasformazione 380/150 kV della RTN, di nuova realizzazione da parte dell'ente gestore di rete.

In aggiunta alla sottostazione di trasformazione 150/33 KV in progetto, sarà connesso un sistema di accumulo elettrochimico BESS (Battery Energy Storage System) di taglia pari a 35 MW / 140 MWh.

Il progetto è in linea con gli obiettivi nazionali ed europei per la riduzione delle emissioni di CO<sub>2</sub>, legate a processi di produzione di energia elettrica.

### **1.1. DESCRIZIONE DEL PROPONENTE**

Il soggetto proponente dell'iniziativa è Enel Green Power Solar Energy S.r.l., società iscritta alla Camera di Commercio di Roma che ha come Socio Unico la società Enel Green Power Italia S.r.l.

La Società ha per oggetto l'esercizio e lo sviluppo dell'attività di produzione e vendita di energia elettrica generata da fonti rinnovabili.

### **1.2. CONTENUTI DELLA RELAZIONE**

La presente relazione ha l'obiettivo di illustrare lo studio delle strutture necessarie a garantire i requisiti di sicurezza e di funzionalità dell'opera. In particolare, il presente elaborato contiene i calcoli di stabilità e resistenza del basamento di innesto della struttura metallica.

Nella valutazione dell'apparato fondale si è fatto riferimento allo studio preliminare geologico e geotecnico.

Per i particolare costruttivi e maggiori dettagli dimensionali sulle strutture progettate si faccia riferimento agli elaborati grafici oggetto del presente progetto.

La relazione è stata redatta sulla base dei dati geologici e geotecnici desunti dalle relazioni specialistiche apposite. Eventuali e maggiori approfondimenti dal punto di vista geognostico possono portare a variazioni dei risultati di seguito presentati.

## **2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE**

Il sito si trova nella provincia di Palermo, a circa 7 km a sud rispetto al comune di Caltavuturo ed a 3 km a est del comune di Valledolmo.

L'impianto eolico in progetto è ubicato in un'area prevalentemente collinare, con pendii scoscesi e quasi completamente privi di alberi, caratterizzato da una morfologia complessa sviluppandosi ad una quota su livello del mare che oscilla tra i 600 m e i 1.100 m.

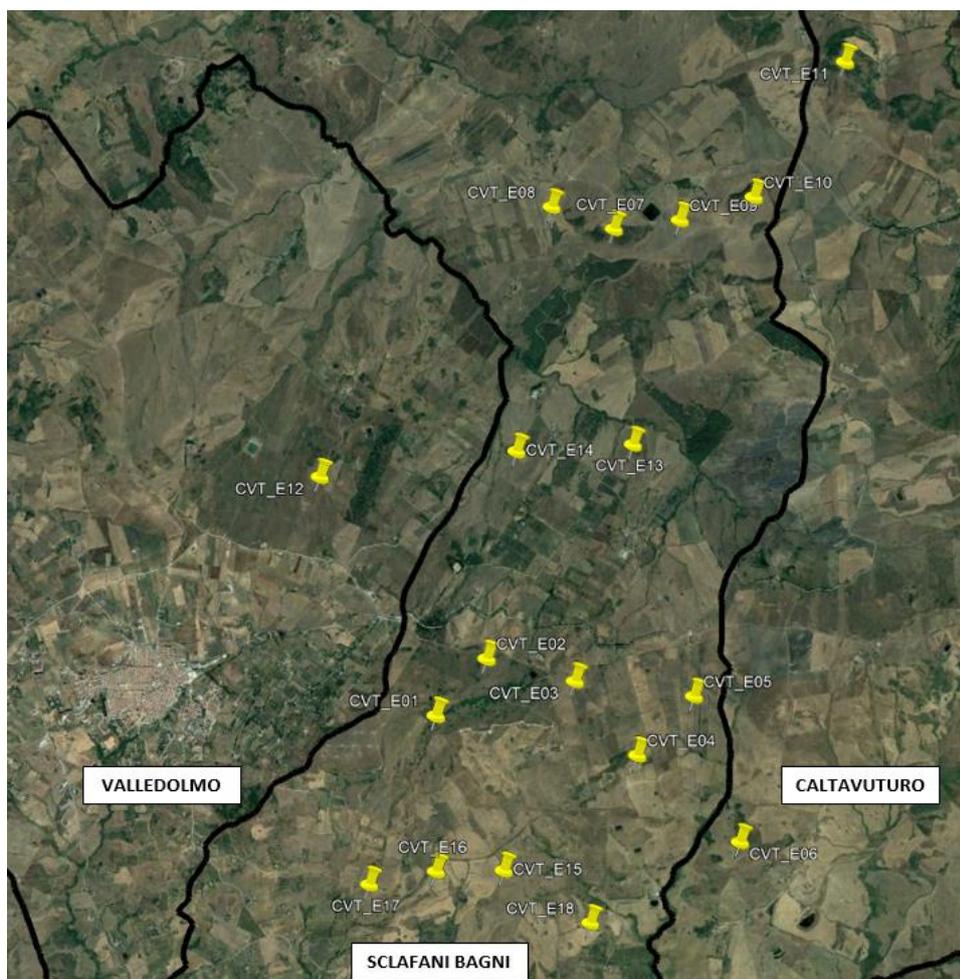
L'impianto eolico in progetto ricade entro i confini comunali di Sclafani Bagni, Caltavuturo e Valledolmo, in particolare all'interno dei seguenti riferimenti cartografici:

- Fogli di mappa catastale del Comune di Caltavuturo n°26, 33, 37;
- Fogli di mappa catastale del Comune di Sclafani Bagni n°23, 24, 25, 26, 27, 28;
- Fogli di mappa catastale del Comune di Valledolmo n° 6, 16;
- Fogli I.G.M. in scala 1:25.000, codificati 259-II-NE "Caltavuturo" e 259-II-SE "Vallelunga Pratameno";
- Carta tecnica regionale CTR in scala 1:10.000, fogli n° 621030 e 621070.

Di seguito è riportato l'inquadramento territoriale dell'area di progetto e la configurazione proposta su ortofoto:



**Figura 2-1: Inquadramento generale dell'area di progetto**



**Figura 2-2: Configurazione proposta su ortofoto**

Di seguito è riportato in formato tabellare un dettaglio sul posizionamento degli aerogeneratori di nuova costruzione, in coordinate WGS84 UTM fuso 33N:

**Tabella 1: Coordinate aerogeneratori**

WTG	Comune	Est [m]	Nord [m]	Altitudine [m s.l.m.]
<b>CVT_E01</b>	Sclafani Bagni	398916,44	4178074,21	1.051
<b>CVT_E02</b>	Sclafani Bagni	399300,05	4178481,10	970
<b>CVT_E03</b>	Sclafani Bagni	399954,50	4178287,26	922
<b>CVT_E04</b>	Sclafani Bagni	400409,94	4177704,71	865
<b>CVT_E05</b>	Sclafani Bagni	400855,21	4178131,90	804
<b>CVT_E06</b>	Caltavuturo	401176,05	4177007,23	797
<b>CVT_E07</b>	Sclafani Bagni	400344,72	4181721,69	792
<b>CVT_E08</b>	Sclafani Bagni	399874,16	4181920,93	715

<b>CVT_E09</b>	Sclafani Bagni	400851,88	4181779,93	769
<b>CVT_E10</b>	Sclafani Bagni	401413,89	4181926,86	828
<b>CVT_E11</b>	Caltavuturo	402158,97	4182923,12	868
<b>CVT_E12</b>	Valledolmo	398059,00	4179887,00	816
<b>CVT_E13</b>	Sclafani Bagni	400448,00	4180074,00	687
<b>CVT_E14</b>	Sclafani Bagni	399553,00	4180045,00	716
<b>CVT_E15</b>	Sclafani Bagni	399376,00	4176864,00	889
<b>CVT_E16</b>	Sclafani Bagni	398861,00	4176861,00	847
<b>CVT_E17</b>	Sclafani Bagni	398341,00	4176758,00	781
<b>CVT_E18</b>	Sclafani Bagni	400018,00	4176396,00	709

### 3. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO E FONTI CONSULTATE**

Di seguito sono elencati i principali riferimenti Normativi a cui si farà riferimento nella presente relazione.

- [1] D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»".
- [2] Circolare n.7 Reg. Atti Int. CONSUP del 21.01.2019 "Istruzioni per l'applicazione dello "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- [3] UNI EN 1990. Criteri generali di progettazione strutturale.
- [4] UNI EN 1991-1-1 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
- [5] UNI EN 1992-1-1 Parte 1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici
- [6] UNI EN 1993-1-1 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici
- [7] UNI EN 1993-1-8 Parte 1-8: Progettazione delle strutture in acciaio. Progettazione dei collegamenti
- [8] UNI EN 1997-1 Parte 1: Progettazione geotecnica. Regole generali
- [9] Scheda tecnica del produttore della turbina presa come riferimento "Preliminary Generic - Site Roads and Hardstands requirements SG 6.0-170"
- [10] Scheda tecnica del produttore della turbina presa come riferimento "Foundation loads T115-50A SG 6.0-170"

#### 4. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere in progetto sono costituite da un basamento di fondazione per una turbina eolica. La turbina ha un'altezza di 115 metri al mozzo ed è sostenuta da una torre costituita da un tubolare in acciaio a sezione variabile innestato alla struttura di base in calcestruzzo armato.

Per i dettagli relativi ai carichi agenti e alla torre di sostegno è stato preso come riferimento un aerogeneratore con caratteristiche geometriche simili a quello generico in progetto, nello specifico la SG170.

Il basamento è costituito da un plinto a base circolare su pali di diametro 25 m. L'altezza dell'elemento è variabile, da un minimo 1.5 m sul perimetro esterno del plinto a un massimo di 3.75 metri nella porzione centrale. In corrispondenza della sezione di innesto della torre di sostegno è realizzato un colletto aggiuntivo di altezza 0.5 m.

Il calcestruzzo selezionato per le strutture è di classe di resistenza C25/30 per i pali e C32/40 per il basamento, il colletto dovrà invece essere realizzato un successivo getto con classe di resistenza C45/55. In ogni caso, all'interfaccia tra il calcestruzzo del colletto e le strutture metalliche, dovrà essere interposta un'idonea malta ad alta resistenza per permettere un livellamento ottimale e garantire la perfetta verticalità delle strutture e permettere un'idonea distribuzione degli sforzi di contatto.

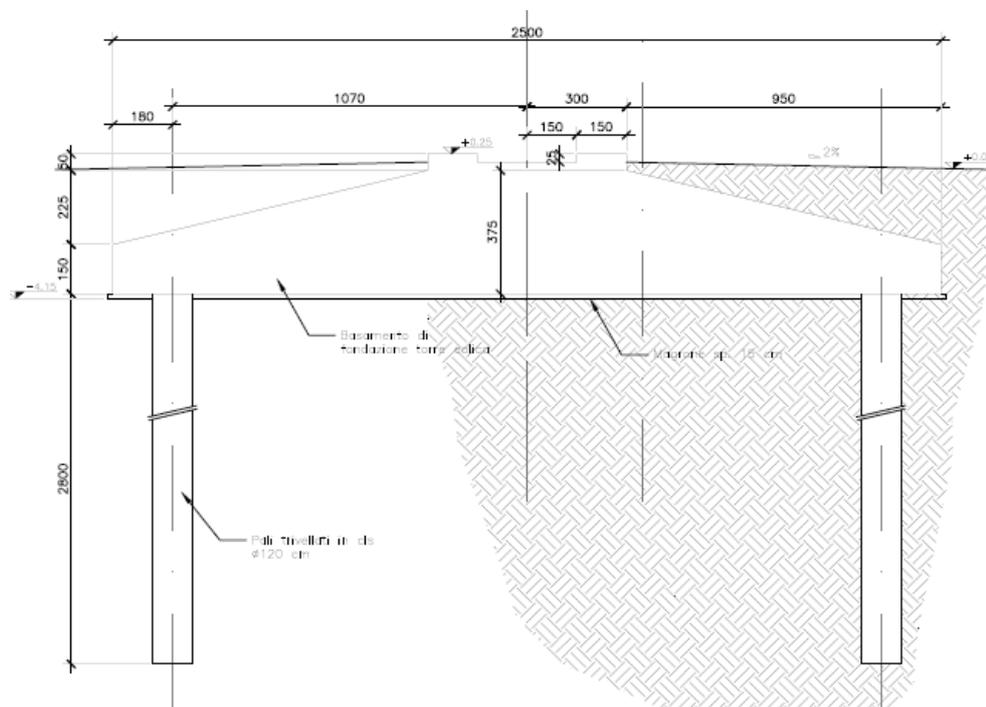


Figure 4-1 - Sezione plinto di fondazione

## 5. CARICHI DI PROGETTO

### 5.1. CARICHI PERMANENTI

#### 5.1.1. PESI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)

Il peso proprio delle strutture costituenti il fabbricato sono calcolate in automatico dal software a elementi finiti, tenuto conto dei volumi degli elementi strutturali e del peso specifico dei materiali assegnati agli elementi. Per gli elementi in calcestruzzo armato si è considerato un peso specifico pari a  $25 \text{ kN/m}^3$ , per le strutture in acciaio è stato assunto un peso specifico pari a  $78.50 \text{ kN/m}^3$ .

#### 5.1.2. PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

Il carico permanente non strutturale è quello imputabile al peso della torre e delle macchine installate sul basamento. Viene considerato nelle combinazioni di carico diverse da quelle che utilizzano il carico W, in cui il peso è già stato considerato.

### 5.2. SOVRACCARICHI (Q)

#### 5.2.1. CARICHI INDOTTI DAL VENTO (W)

I carichi da vento sono indotti dalle normali condizioni di esercizio della turbina. Il carico caratteristico agente è stato preso, a titolo esemplificativo e non esaustivo, dalla seguente tabella estratta dal documento [10] *Scheda tecnica del produttore della turbina presa come riferimento "Foundation loads T115-50A SG 6.0-170"*.

Load case	Load factor	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$F_z$ (kN)	$F_{xy}$ (kN)	$M_x$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_z$ (kNm)	$M_{xy}$ (kNm)
Dlc22_3bn_V11.0_n_s7	1.1	1688,55	55,55	7508,71	1689,47	4580,25	195184,46	412,39	196237,91
Dlc22_3bn_V11.0_n_s7	1.0	1535,05	50,5	6826,1	1535,88	4163,87	178349,5	374,9	178398,1

Table 3 SG 6.0-170 HH115m Factored/Unfactored Extreme loads at tower bottom

Per le verifiche di SLU verrà utilizzato il valore del carico in condizione "Normal", dimensionato secondo IEC-EN 61400-1.

In combinazione quasi permanente si impiegherà invece il seguente carico, fornito dal produttore e dimensionato secondo IEC-EN 61400-1.

pf=0.01000	Tower loads at section							
Section Height from bottom (m)	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$F_{xy}$ (kN)	$F_z$ (kN)	$M_x$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{xy}$ (kNm)	$M_z$ (kNm)
0	1002,07	123,15	1002,48	-6629,52	18223,36	119459,49	<b>119805,99</b>	4928,71

Table 5 SG 6.0-170 HH115m Quasi Permanent Loads at tower bottom

Per gli stati limite di esercizio in combinazione rara si utilizzerà invece il carico specificato dal produttore con Load factor unitario.

Load case	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$F_z$ (kN)	$M_x$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_z$ (kNm)
Dlc62_V42.5_060_s9	1535,05	50,5	-6826,1	4163,87	178349,5	374,9

Table 4 SG 6.0-170 HH115m Characteristics Loads at the base of the tower

### 5.3. AZIONE SISMICA (E)

L'azione sismica agente sull'elemento viene determinata in maniera semplificata rilevando l'accelerazione sismica ottenuta in corrispondenza del periodo proprio

proprio della struttura, quest'ultimo ottenuto ricorrendo al metodo di Rayleigh, nel quale si applica una distribuzione di forze pari alla forza peso pensata come distribuita in maniera discreta su un'asta di rigidezza pari alla rigidezza traslazionale del sistema in esame.

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g \sum W_i \delta_i}}$$

In cui:

- $W_i$  è il peso delle masse strutturali, pensate come distribuite in punti discreti
- $\delta_i$  è lo spostamento misurato in corrispondenza del punto di applicazione della forza
- $g$  è l'accelerazione di gravità

I pesi dei vari tronchi della torre e degli altri componenti sono stati presi, a titolo esemplificativo e non esaustivo, da [9] *Scheda tecnica del produttore della turbina presa come riferimento "Preliminary Generic - Site Roads and Hardstands requirements SG 6.0-170"*.

### **5.3.1. SPETTRI DI PROGETTO**

L'azione sismica è tradotta da spettri in accelerazione. Vista la complessità della struttura si persegue l'obiettivo di una progettazione non dissipativa, le valutazioni sismiche verranno quindi eseguite su spettri di progetto elastici, adottando un fattore di comportamento  $q=1$ .

Gli spettri vengono calcolati rispetto alle coordinate di progetto definite nella parte introduttiva e si definisce una vita nominale per la struttura  $V_N = 50$  anni e una classe d'uso IV. In queste condizioni si ottiene un periodo di riferimento per la costruzione pari a :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

Da cui ne deriveranno i periodi di ritorno determinati nella seguente figura.

La stima delle azioni sismiche viene eseguita per la torre CVT\_E13, posizionata alle seguenti coordinate:

LAT 37.76257 LON 13.86977

**LONGITUDINE** 13.95977 **LATITUDINE** 37.76257

**REGIONE** Piemonte **PROVINCIA** Torino **COMUNE** Agliè

Elaborazioni grafiche  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'aspetto del territorio tramite le azioni sismiche possono essere individuati diversi da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Controllo sul reticolo  
 Alza intorno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione a 2 nodi

Interpolazione:  
 superficie rigata

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_n$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_u$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO -  $P_{SR} = 81\%$   info
- SLD -  $P_{SR} = 63\%$   info

Stati limite ultimi - SLL

- SLV -  $P_{SR} = 10\%$   info
- SLC -  $P_{SR} = 5\%$   info

Elaborazioni  
 Grafici parametri azione  
 Grafici spettri di risposta  
 Tabella parametri azione

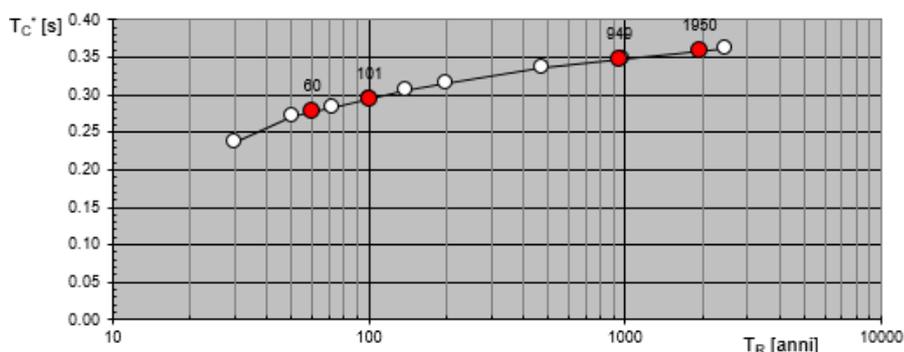
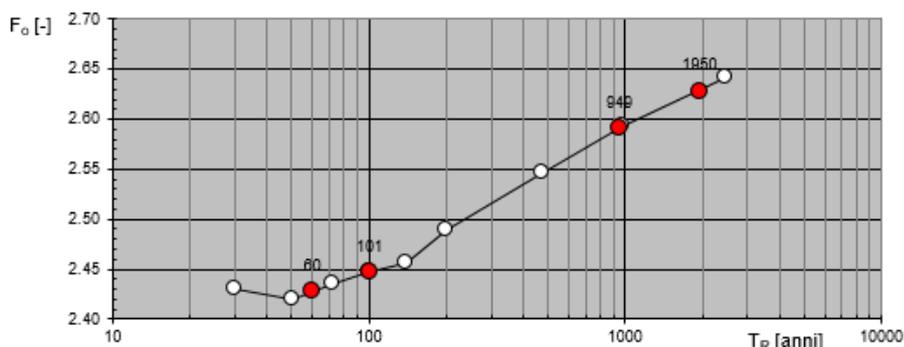
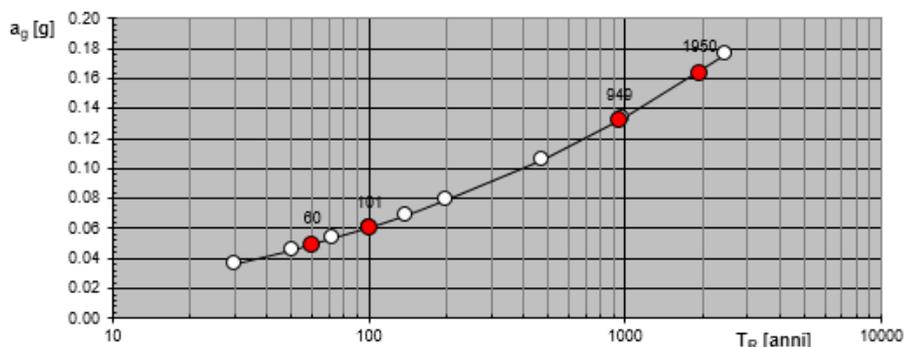
Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO  
 - - - Strategia per costruzioni ordinarie  
 - - - Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Si ottengono i seguenti parametri sismici di progetto

**Valori di progetto dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  in funzione del periodo di ritorno  $T$**

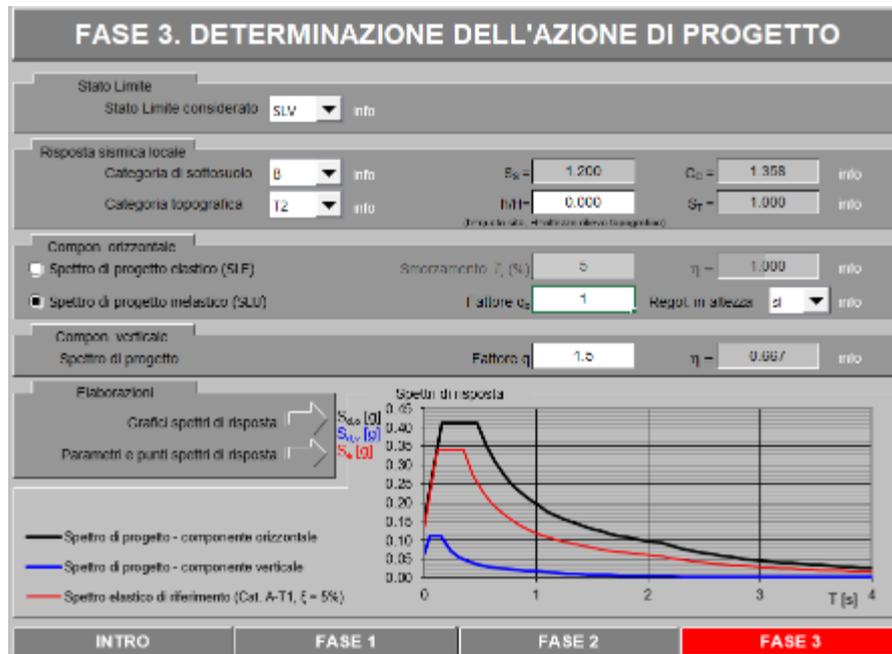


**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.049	2.428	0.277
SLD	101	0.061	2.448	0.295
SLV	949	0.132	2.591	0.348
SLC	1950	0.164	2.629	0.358

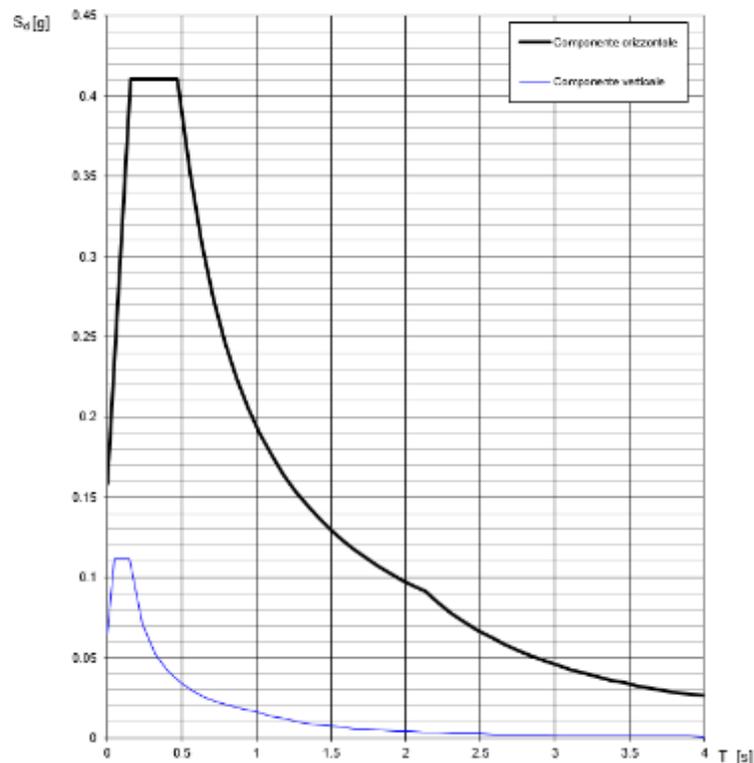
Dalla relazioni geologica e geotecnica è stato rilevato che la Categoria di Sottosuolo che interessa il sito di progetto è la B.

Per lo SLV si sono fissati i seguenti parametri:



Nel dettaglio lo spettro di risposta per le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica è il seguente:

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



Si riportano per esteso i parametri di periodo e accelerazione che caratterizzano lo spettro di risposta orizzontale SLV.

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.132 g
$F_0$	2.591
$T_C$	0.348 s
$S_s$	1.200
$C_C$	1.358
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.158 s
$T_C$	0.473 s
$T_D$	2.128 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_c(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

T [s]	Se [g]
0.000	0.158
0.158	0.411
0.473	0.411
0.552	0.352
0.631	0.308
0.710	0.274
0.789	0.246
0.867	0.224
0.946	0.205
1.025	0.190
1.104	0.176
1.183	0.164
1.261	0.154
1.340	0.145
1.419	0.137
1.498	0.130
1.577	0.123
1.655	0.117
1.734	0.112
1.813	0.107
1.892	0.103
1.971	0.099
2.049	0.095
2.128	0.091
2.217	0.084
2.307	0.078
2.396	0.072
2.485	0.067
2.574	0.062
2.663	0.058
2.752	0.055
2.841	0.051
2.930	0.048
3.020	0.045
3.109	0.043
3.198	0.040
3.287	0.038
3.376	0.036
3.465	0.034
3.554	0.033
3.643	0.031
3.733	0.030
3.822	0.028
3.911	0.027
4.000	0.026

Avendo adottato un fattore di comportamento unitario i valori di accelerazione più alti vengono riscontrati allo SLV, le verifiche di resistenza (RES) saranno quindi eseguite solo allo SLV.

### 5.3.2. DETERMINAZIONE DELLA FORZANTE SISMICA

Per quanto riguarda l'accelerazione sismica da adottare nei calcoli strutturali, in favore di sicurezza di considererò l'accelerazione ottenuta al tempo  $T=4s$ ,  $a_g=0.026$  g. Come verrà mostrato a seguire, il periodo proprio della costruzione, pensando la torre incastrata alla base, supera i 4s e di conseguenza porterebbe a valori di accelerazione ancora più modesti.

Node ID	$d_i$ m	$W_i$ kN	$d_i^2$ m <sup>2</sup>	$W_i d_i^2$ kN m <sup>2</sup>	$W_i d_i$ kN m	T s
7	7.434	2914.7	55.26159	161068	21667	<b>5.11</b>
12	5.508	874.9	30.33861	26544	4819	
11	2.783	890.6	7.747672	6900	2479	
10	1.202	736.2	1.444201	1063	885	
9	0.360	672.3	0.129888	87	242	
8	0.034	574.8	0.001143	1	19	
			$\Sigma$	<b>195663</b>	<b>30112</b>	

L'accelerazione assunta nei calcoli, come anticipato, sarà  $a_g = 0.026$  g, da cui ne seguono le azioni riportate in seguito.

Elemento	$z_{min}$ m	$z_{max}$ m	$z$ m	$\Delta z$ m	$m$ kg	N kN	V kN	M kN m
Navicella+rotore	115,00	115,00	115,00		291465	2914,7	77,0	8853
Concio fusto 1/5	0,00	14,84	7,42	14,84	87491	874,9	23,1	171
Concio fusto 2/5	14,84	35,18	25,01	20,34	89063	890,6	23,5	588
Concio fusto 3/5	35,18	56,35	45,76	21,17	73619	736,2	19,4	890
Concio fusto 4/5	56,35	83,01	69,68	26,67	67234	672,3	17,8	1237
Concio fusto 5/5	83,01	112,95	97,98	29,94	57481	574,8	15,2	1488
						<b>6663,5</b>	<b>176,0</b>	<b>13227,1</b>

Considerando un'eccentricità accidentale pari a 1,25 m, cioè pari al 5% della dimensione in pianta del basamento, si ottiene la condizione di carico sismica riportata a seguire.

	N kN	F <sub>x</sub> kN	F <sub>y</sub> kN	M <sub>y</sub> kN m	M <sub>x</sub> kN m	M <sub>z</sub> kN m
SISMA X + 0.3 Y	6663,53	176,00	52,80	13227,1	11904,4	220,0

## **6. MATERIALI**

### **6.1. CALCESTRUZZO ARMATO**

#### **6.1.1. MAGRONE**

Per il getto di magrone posto al fine di realizzare il piano di fondazioni, plinti, e di tutte le opere che ne necessitano è realizzato con calcestruzzo di classe di resistenza C12/15 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 27000 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 12 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 6.8 \text{ MPa } (0.85f_{ck}/1.5)$$

#### **6.1.2. PALI**

Il calcestruzzo previsto per la realizzazione degli elementi di fondazione è di classe di resistenza C25/30 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 31500 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa } (=0.85f_{ck}/1.5)$$

Classe di consistenza: S4 (slump tra 16 e 21 cm)

Classe di esposizione: XC2 (Bagnato, raramente asciutto)

Dimensione massima aggregato: 25 mm

#### **6.1.3. BASAMENTO**

Il calcestruzzo previsto per la realizzazione degli elementi di fondazione è di classe di resistenza C32/40 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 33300 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa } (=0.85f_{ck}/1.5)$$

Classe di consistenza: S4 (slump tra 16 e 21 cm)

Classe di esposizione: XC2 (Bagnato, raramente asciutto)

Dimensione massima aggregato: 25 mm

**6.1.4. COLLETTO DI INNESTO**

Il calcestruzzo previsto per la realizzazione degli elementi di fondazione è di classe di resistenza C45/55 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 36200 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa} (=0.85f_{ck}/1.5)$$

Classe di consistenza: S4 (slump tra 16 e 21 cm)

Classe di esposizione: XC2 (Bagnato, raramente asciutto)

Dimensione massima aggregato: 25 mm

**6.1.5. MALTA AD ALTA RESISTENZA PER INNESTO TORRE**

All'innesto tra torre metallica e colletto dovrà essere impiegata una malta di riempimento premiscelata, ad elevata fluidità e pompabilità, a rapido sviluppo di resistenze meccaniche, con elevata duttilità, elevata resistenza alla fatica ed elevata resistenza agli urti grazie all'elevato contenuto di speciali aggregati metallici, per spessori di applicazione da 30 mm a 200 mm, ed applicabile fino a temperature di 2°C, tipo MasterFlow 9300 della BASF CC ITALIA spa o equivalente.

Il materiale presenta le seguenti caratteristiche:

Adesione al calcestruzzo secondo UNI EN 1542 pari a 2 MPa

Adesione al calcestruzzo, UNI EN 12615 (per taglio) > 6 MPa

Resistenza alla compressione secondo UNI EN 196/1 (su prismi di dimensioni 40x40x160 mm):

- a 1 g pari a  $\geq 60$  MPa a 20°C
- a 7 gg pari a  $\geq 100$  MPa a 20°C
- a 28 gg pari a  $\geq 120$  MPa a 20°C
- a 1 g pari a  $\geq 2$  MPa a 2°C
- a 7 gg pari a  $\geq 80$  MPa a 2°C
- a 28 gg pari a  $\geq 110$  a 2°C

Resistenza a trazione per flessione secondo UNI EN 196/1 (su prismi di dimensioni 40x40x160 mm):

- a 1 g pari a  $\geq 8$  MPa a 20°C
- a 7 gg pari a  $\geq 14$  MPa a 20°C
- a 28 gg pari a  $\geq 17$  MPa a 20°C

Modulo elastico, UNI 6556 pari a 45.000 ( $\pm 2.000$ ) MPa)

Prova di fessurabilità: Nessuna fessura a 180 giorni, secondo (O Ring test);

Impermeabilità all'acqua misurata come coefficiente di assorbimento capillare, UNI EN 13057: < 0,08 kg m<sup>2</sup> h<sup>-0,5</sup>

Pull-out strength of rebar (EN 1881)  $\leq 0.6$  mm displacement at 75kN load

Bleeding, UNI 8998° Assente

Contiene aggregati metallici che conferiscono alla miscela elevata resistenza a fatica, carichi dinamici, urti

Test di adesione dopo cicli gelo disgelo (EN 13687-1):  $\geq 2$  MPa

Test di resistenza a fatica in accordo DNV-OS-C502.

**6.1.6. ACCIAIO DI ARMATURA**

L'acciaio impiegato per le armature di strutture in CA deve essere di tipo B450C e presentare le seguenti caratteristiche:

$E = 210000$  MPa;

$\nu = 0.30$ ;

$\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ ;

$\gamma = 78.50$  kN/m<sup>3</sup>;

$f_{yk} = 450$  MPa;

$f_{uk} = 540$  MPa

## **7. SOFTWARE IMPIEGATO PER LE ANALISI FEM**

Le sollecitazioni di progetto utili per la verifica delle strutture sono state desunte da un modello agli elementi finiti tridimensionale elaborato con il codice di calcolo Midas Gen di Midas Information Technology di estesa commercializzazione.

I modelli strutturali sono stati realizzati congruentemente alle geometrie strutturali e alle caratteristiche dei materiali rappresentate negli elaborati strutturali di progetto.

### **7.1. SISTEMI DI RIFERIMENTO**

In Midas Gen sono definiti i seguenti sistemi di coordinate

- Global Coordinate System (GCS)
- Element Coordinate System (ECS)
- Node local Coordinate System (NCS)

Il GCS usa le lettere maiuscole X, Y e Z per definire un sistema di coordinate cartesiano globale, che segue la regola della mano destra. È utilizzato per la maggior parte della definizione degli input, compreso ad esempio la definizione dei nodi e la restituzione di risultati globali ad essi associati, quali spostamenti e reazioni vincolari.

Il GCS definisce la posizione geometrica della struttura da analizzare e il suo punto di riferimento (l'origine) è automaticamente fissata al set di coordinate (0,0,0). Dal momento che la direzione verticale è rappresentata dall'asse Z è convenzionale modellare le strutture nel loro sviluppo verticale lungo questo asse.

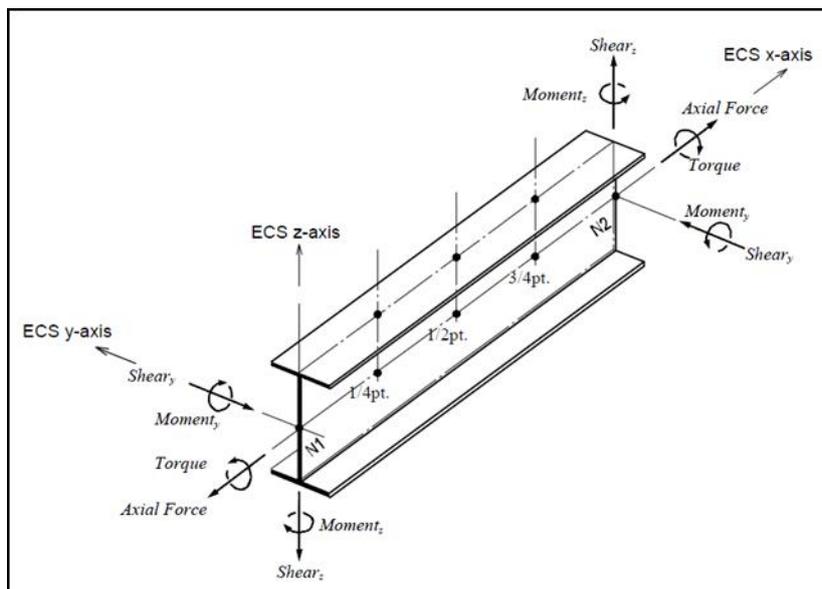
L'ECS usa le lettere minuscole x,y e z per definire un sistema di riferimento cartesiano, che segue la regola della mano destra, associati a un elemento. I risultati delle analisi in termini di forze interne e tensioni e la maggior parte degli input associati al singolo elemento sono espressi in questo sistema di coordinate locali.

### **7.2. ELEMENTI BEAM**

Gli elementi a due nodi assimilabili a elementi strutturali monodimensionali, quali travi e pilastri, sono stati modellati come elementi beam. La formulazione di tali elementi è basata sulla teoria della trave di Timoshenko, considerando le capacità di rigidità in tensione e compressione, taglio e le capacità deformative in condizione di flessione e torsione. La definizione delle caratteristiche della sezione trasversale, caratterizzanti la meccanica dell'elemento, sono definite da apposite finestre di dialogo all'interno del software.

#### **7.2.1. OUTPUT DELLE AZIONI INTERNE**

Per gli elementi beam la convenzione dei segni è quella riportata nella figura seguente, le frecce indicano i versi delle sollecitazioni considerate come positive.



### 7.3. ELEMENTI PLATE

Gli elementi planari a 3 o 4 nodi sono definiti come elementi plate (i nodi che definiscono l'elemento saranno chiamati N1, N2, N3 e, nel caso di elemento a 4 nodi, N4). Questa tipologia di elemento è capace di tener conto di tensioni e compressioni nel piano, sforzi di taglio dentro e fuori dal piano e sollecitazioni di momento flettente nel piano.

Questo elemento può essere utilizzato per modellare strutture in cui sono permesse sia flessioni nel piano sia fuori dal piano, ad esempio per definire serbatoi in pressione, muri di contenimento, impalcati da ponte, impalcati di edifici, fondazioni continue.

I carichi di pressione possono essere applicati sulle superfici degli elementi secondo i sistemi di riferimento GCS o ECS.

Un elemento plate può avere forma quadrilatera o triangolare, con rigidità assiale e a taglio nel piano e rigidità flessionale e a taglio fuori dal piano di riferimento.

Il comportamento flessionale degli elementi plate è descritto secondo due approcci: DKT/DKQ (Discrete Kirchhoff elements) e DKMT/DKMQ (Discrete Kirchhoff-Mindlin elements). DKT/DKQ è sviluppato sulla base della teoria della teoria di Kirchhoff per elementi bidimensionali sottili, DKMT/DKMQ è sviluppata sulla base della teoria Mindlin-Reissner per elementi bidimensionali moderatamente spessi.

Il comportamento nel piano è formulato in accordo alla teoria LST (Linear Strain Triangle) per gli elementi a 3 nodi e in accordo alla formulazione degli elementi isoparametrici a tensione piana con aggiunta di modi incompatibili per gli elementi a 4 nodi.

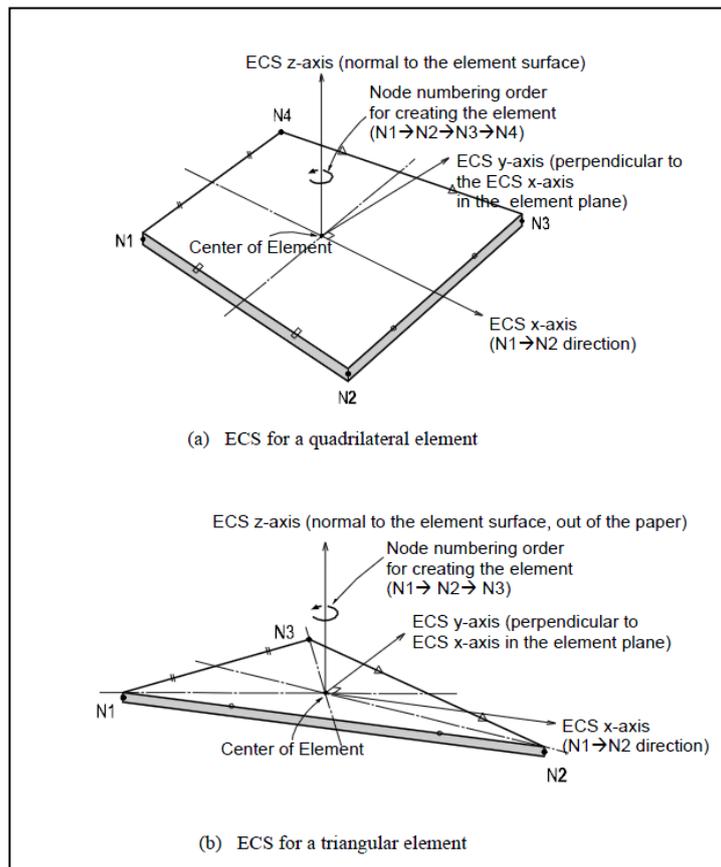
In generale, la rigidità è valutata in maniera automatica dal software a partire dallo spessore e dai parametri meccanici definiti dall'utente per gli elementi; il peso proprio strutturale e la massa strutturale di un elemento plate sono valutati in maniera automatica dal software a partire dallo spessore assegnato all'elemento e da peso nell'unità di volume e densità di massa definita per il materiale assegnati all'elemento.

**7.3.1. GRADI DI LIBERTÀ DEGLI ELEMENTI E ECS**

Il sistema di riferimento ECS di ogni elemento è utilizzato quando il programma calcola la matrice di rigidità per l'elemento. Gli output grafici delle componenti di sollecitazione sono riportate anche nell'ECS nella fase di post-processing.

I gradi di libertà traslazionali esistono nell'ECS come direzioni XYZ e le rotazioni sono definite rispetto agli assi x e y dell'ECS. Le direzioni degli assi dell'ECS sono rappresentate nella Figura 7-1. In caso di elementi quadrilateri, la direzione del pollice rispetto alla regola della mano destra definisce l'asse Z dell'ECS. La direzione di rotazione (N1, N2, N3, N4) segue la regola della mano destra e definisce la direzione del verso positivo. L'asse Z dell'ECS ha origine dal centro della superficie dell'elemento e ha direzione perpendicolare a essa. La linea che connette il punto medio tra N1 e N4 e il punto medio tra N2 e N3 definisce la direzione dell'asse x. La direzione perpendicolare all'asse x diventa la direzione dell'asse y dell'ECS con verso stabilito dalla regola della mano destra.

Per un elemento triangolare, la linea parallela alla direzione che va da N1 a N2, passante per il centro dell'elemento diventa l'asse X dell'ECS. Le direzioni y e z sono definite come per gli elementi a 4 lati prima descritti.



**Figura 7-1 - Definizione degli elementi plate e rispettivi ECS**

### **7.3.2. OUTPUT DELLE AZIONI INTERNE**

La convenzione dei segni per le azioni interne di un elemento plate e per le sollecitazioni è definita sia dall'ECS che dal GCS.

I seguenti risultati di output sono definite con riferimento all'ECS:

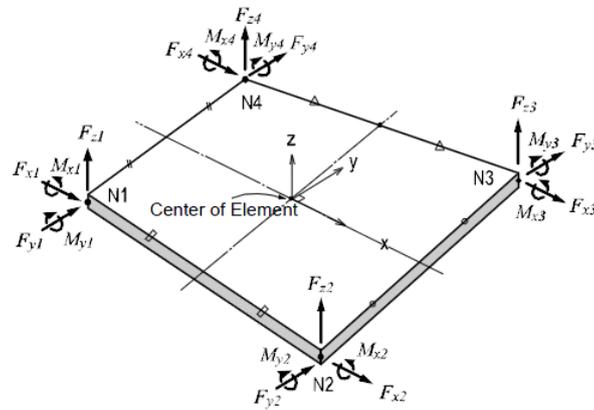
- Azioni sui nodi di connessione
- Azioni per unità di lunghezza sui nodi di connessione e sul baricentro dell'elemento
- Tensioni sulla superficie superiore e inferiore in corrispondenza dei nodi di connessione

In ogni nodo, moltiplicando ogni componente di spostamento nodale per la corrispondente componenti di rigidità viene determinata l'azione dell'elemento sul nodo.

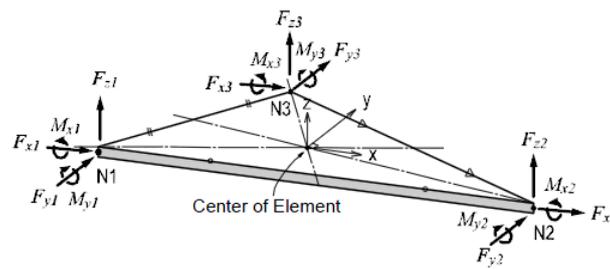
Per calcolare le forze per unità di lunghezza in un nodo di connessione o nel baricentro di un elemento, le tensioni sono calcolate separatamente per il comportamento nel piano e quello fuori dal piano e integrate nella direzione dello spessore.

Nelle figure successive sono mostrate le convenzioni secondo le quali sono esplicitate le sollecitazioni sugli elementi plate. Le frecce indicano il verso positivo delle forze.

\* Element forces are produced in the ECS and the arrows represent the positive (+) directions.



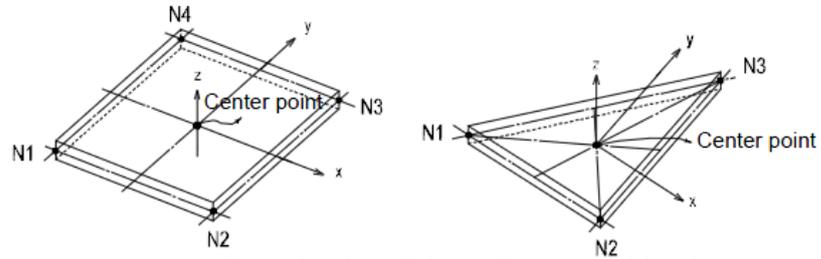
(a) Nodal forces for a quadrilateral element



(b) Nodal forces for a triangular element

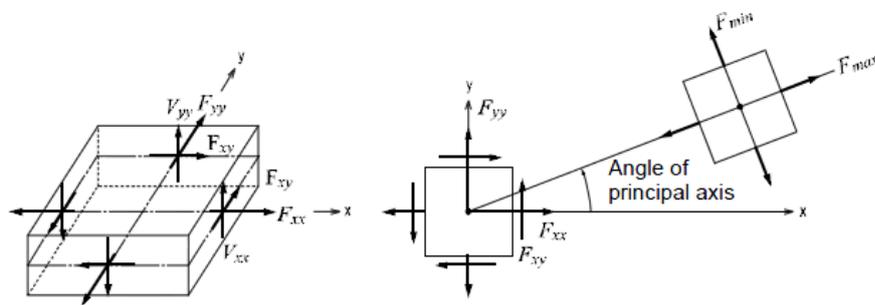
**Figura 7-2 - Convenzione dei segni per le forze nodali degli elementi plate**

\* Element forces are produced in the ECS and the arrows represent the positive (+) directions.



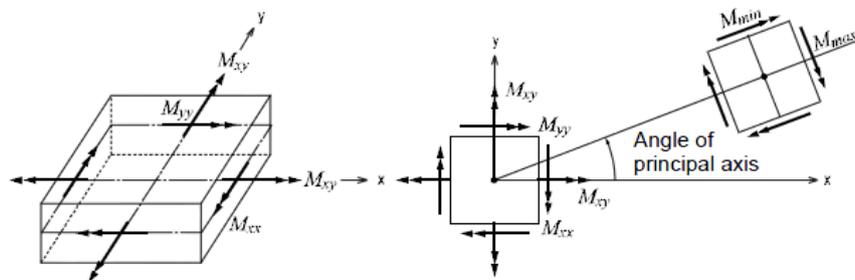
• Out put locations of element forces per unit length

(a) Output locations of element forces



(b) Forces per unit length due to in-plane actions at the output locations

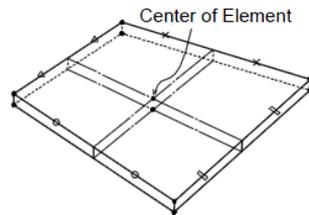
**Figura 7-3 – Convenzione dei segni per l'output delle forze per unità di lunghezza**



(c) Moments per unit length due to out-of-plane bending actions at the output locations

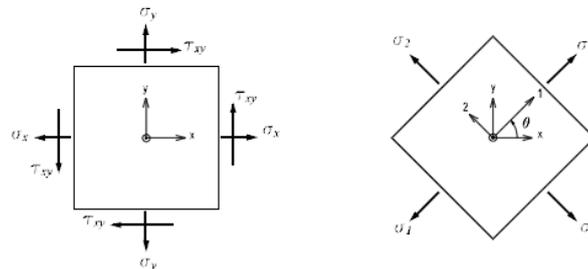
**Figura 7-4 - Convenzione dei segni per le azioni flessionali fuori dal piano**

\* Element forces are produced in the ECS and the arrows represent the positive (+) directions.



• Output locations of the element stresses (at each connecting node and the center at top/bottom surfaces)

(a) Output locations of element stresses



**Figura 7-5 - Convenzione dei segni per le tensioni agenti**

$\sigma_x$  : Axial stress in the ECS x - direction

$\sigma_y$  : Axial stress in the ECS y - direction

$\tau_{xy}$  : Shear stress in the ECS x - y plane

$$\sigma_1 : \text{Maximum principal stress} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_2 : \text{Minimum principal stress} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\tau_{xy} : \text{Maximum shear stress} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$\theta$  : Angle between the x - axis and the principal axis, 1

$$\sigma_{eff} : \text{von - Mises Stress} = \sqrt{(\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2)}$$

(b) Sign convention for plate element stresses

**Figura 7-6 - Determinazione delle principali componenti di tensione**

## **8. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE**

### **8.1. ANALISI STRUTTURALE TRAMITE MODELLO FEM**

L'analisi strutturale è stata utilizzata utilizzando il software MidasGen 2020, realizzando un modello ad elementi finiti tridimensionale. Gli elementi strutturali sono stati schematizzati mediante elementi finiti di tipo beam e plate, introducendo le condizioni di vincolo esterno e gli opportuni svincoli nei punti in cui in vincolo di collegamento è a cerniera.

Vista la condizione di simmetria dei carichi indotti e delle strutture, i carichi orizzontali verranno applicati in direzione radiale lungo un'unica direzione.

Le azioni di vento e sisma verranno applicate con approccio statico equivalente, secondo le determinazioni dei loro effetti determinati nei capitoli precedenti.

I quantitativi di armatura ottenuti nelle seguenti elaborazioni dovranno essere disposti nella piastra in maniera simmetrica rispetto all'asse verticale baricentrico della platea.

Nei successivi paragrafi vengono riportati con maggiore dettaglio le ipotesi poste alla base delle analisi.

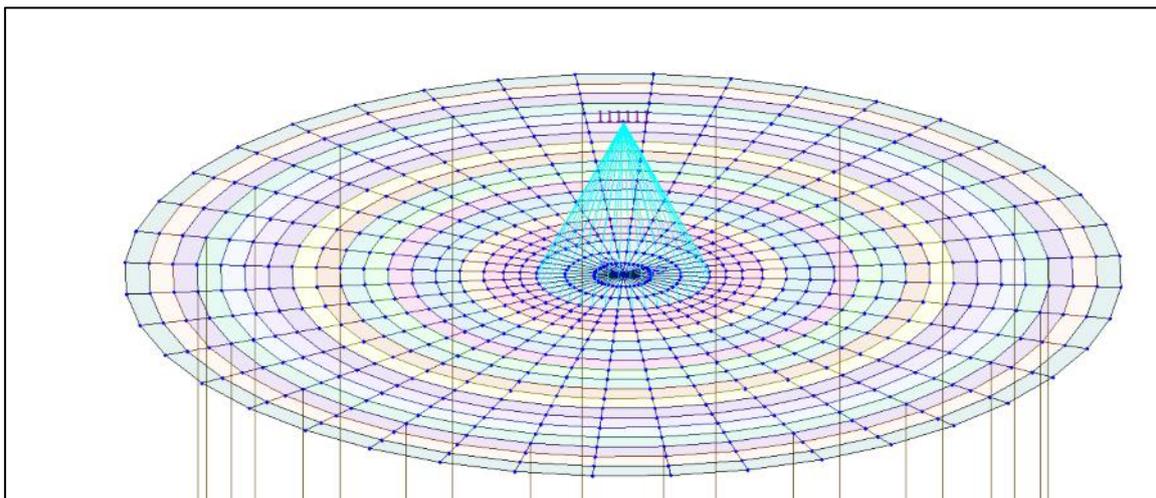
#### **8.1.1. GEOMETRIA DEL MODELLO**

Il basamento è stato discretizzato attraverso una mesh di elementi plate che simulano anche l'effetto della variazione della sezione in altezza. Il modello segue quindi con buona approssimazione la variazione di peso e rigidezza della sezione resistente e la forma circolare del basamento.

Sul perimetro di innesto della struttura metallica sono stati disposti una serie di nodi collegati mediante un link rigido a un nodo master, nei quali sono state applicate le componenti delle forze che derivano dalla turbina. Nel nodo vengono quindi applicate le seguenti forze:

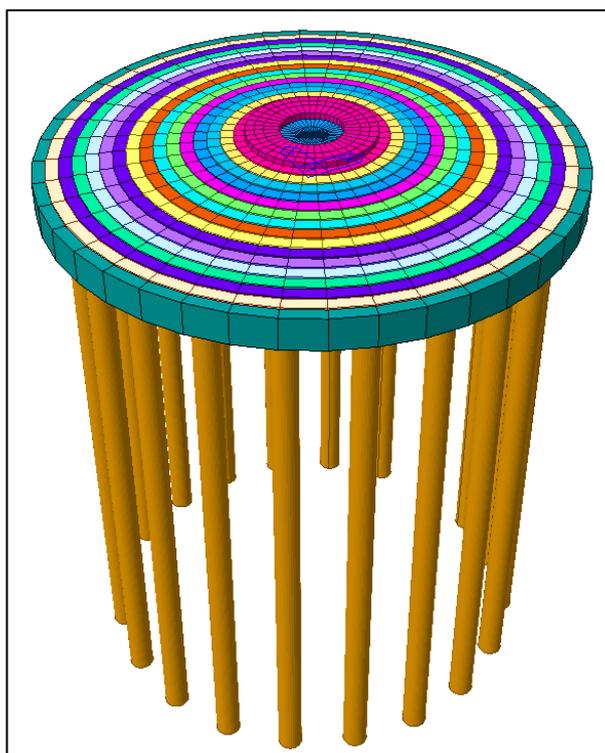
- carichi gravitazionali delle strutture innestate
- azioni del vento sulla turbina, come definite in 5.2.1
- azioni sismiche, come definite in 5.3

Il nodo è stato posizionato a una quota di 3.50 m superiore rispetto alla quota di testa dei pali, per poter tener conto degli effetti di eccentricità dei carichi verticali rispetto alla platea.

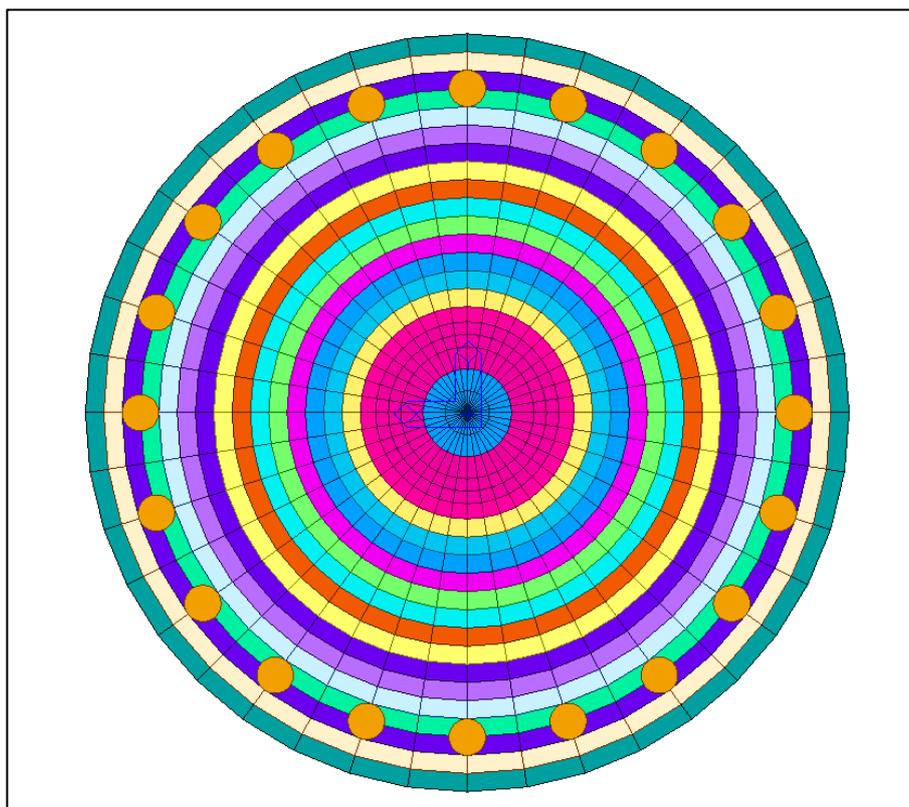


**Figure 8-1 - Nodo master per l'applicazione dei carichi provenienti dalla torre**

I pali sono stati modellati alla distanza esatta a cui verranno posti rispetto alla platea mediante elementi beam incastrati nei nodi.



**Figure 8-2 - Modello FEM, vista prospettica**



**Figure 8-3 - Modello FEM, vista dal basso**

### **8.1.2. VINCOLI**

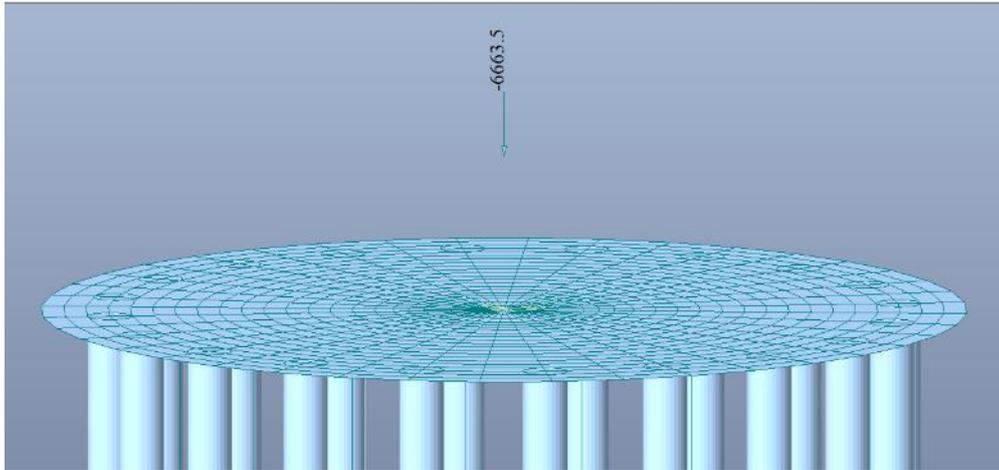
Essendo la struttura su pali, si immagina che l'intero carico venga ripartito su tali elementi. Il palo è vincolato in punta con un vincolo a molla che simula il cedimento dovuto al carico subito. Lo spostamento orizzontale è invece stato bloccato sulla testa del palo.

### **8.1.3. CASI DI DI CARICO**

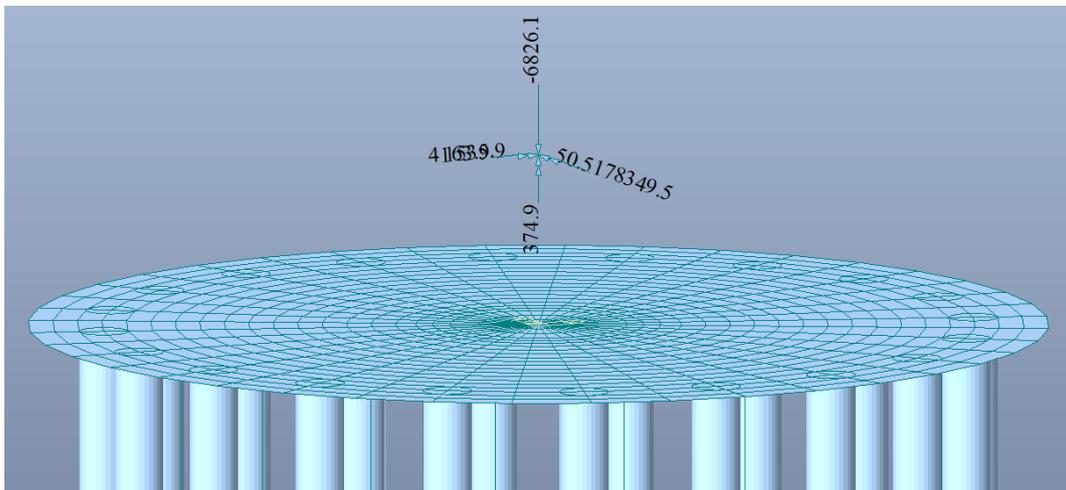
Si riportano le condizioni di carico applicate al modello di calcolo

Carico G2: viene applicato per tenere in considerazione l'effetto del peso sul basamento in condizioni sismiche. Nelle combinazioni che includono l'azione del vento è determinato dai carichi forniti dalle specifiche del produttore.

Carico E: azione sismica calcolata come al precedente punto 5.3 e inserita nella combinazione allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV



**Figure 8-4 Load condition G2**



**Figure 8-5 - Load condition W\_SLU**

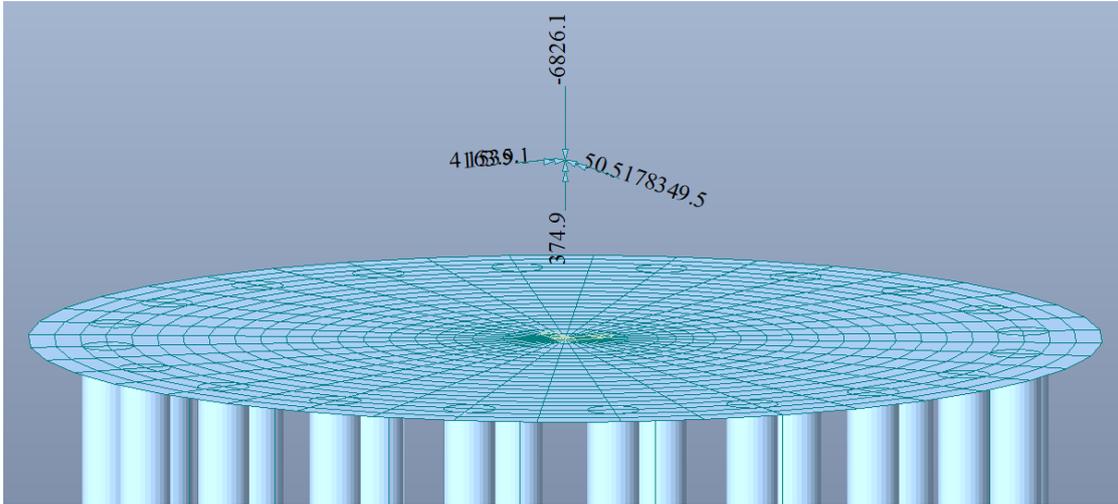


Figure 8-6 - Load condition W\_SLEr

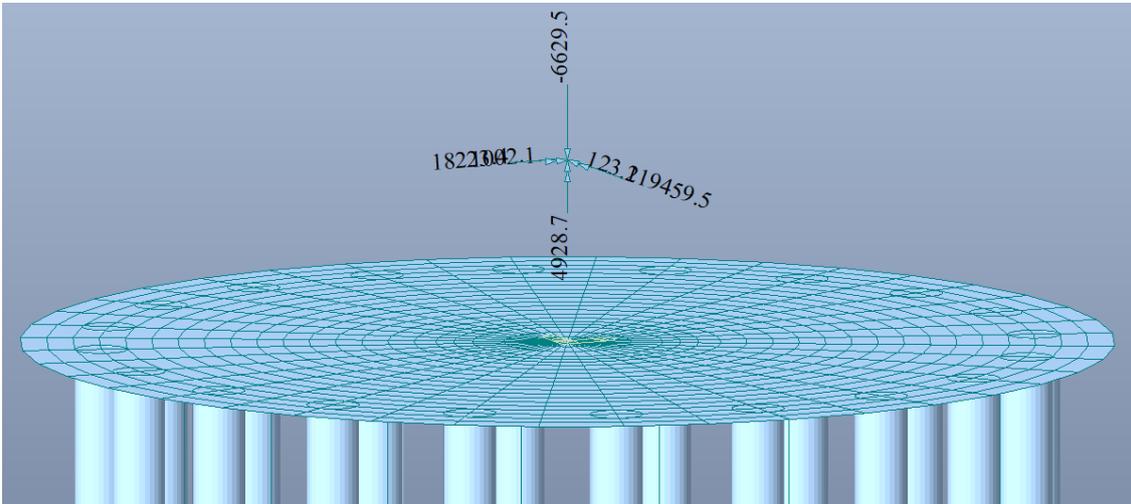


Figure 8-7 - Load condition W\_SLEqp

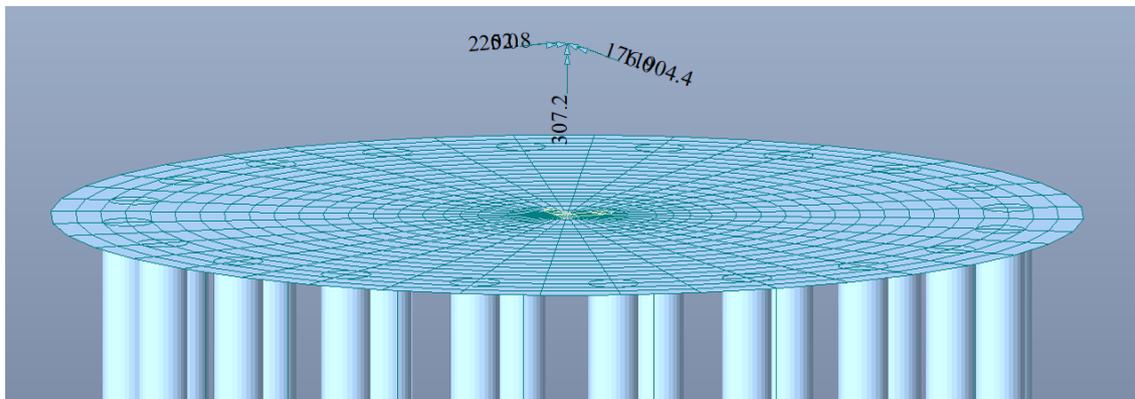


Figure 8-8 - Load condition E

### 8.1.4. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di calcolo selezionate per le verifiche di tipo STR per le quali dovranno essere impiegati i coefficienti definiti nella colonna A1 della tabella Tab. 2.6.I delle NTC2018.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		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.

La seguente tabella contiene le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli (SLU combinazioni allo Stato Limite Ultimo, SLV stato limite ultimo di salvaguardia della vita, SLEr combinazione allo stato limite d'esercizio rara, SLEf combinazione allo stato limite d'esercizio frequente, SLEqp combinazione allo stato limite d'esercizio quasi permanente) Oltre alle combinazioni sono state introdotte anche delle combinazioni di involuppo delle combinazioni di stato limite ultimo.

COMB.	TIPO	TYPE		G1	G2	W_SLU	W_SLEf	W_SLEqp	E
1	SLU1	Strength/Stress	Add	1.3	1.5				
2	SLU2	Strength/Stress	Add	1.3		1.5			
3	SLU3	Strength/Stress	Add	1		1.5			
5	SLV1	Strength(Elastic)	Add	1	1				1
6	SLEr	Serviceability	Add	1			1		
7	SLEf	Serviceability	Add	1			0.9		
8	SLEqp	Serviceability	Add	1				1	

Per le verifiche di SLU per le azioni indotte dalla torre sul basamento verrà utilizzato il valore del carico in condizione "Normal" rappresentato dal caso di carico W\_SLU, amplificato di un fattore 1,5; tale combinazione rappresenta la condizione più gravosa per le verifiche SLU.

Tale carico fornito dal produttore tiene conto sia degli effetti gravitazionali che degli effetti dinamici del complesso torre-navicella-rotore sul basamento, seguendo le specifiche date da IEC-EN 61400-1.

Load case	Load factor	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$F_z$ (kN)	$F_{xy}$ (kN)	$M_x$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_z$ (kNm)	$M_{xy}$ (kNm)
Dic22_3bn_V11.0_n_s7	1,1	1688,55	55,55	-7508,71	1689,47	4580,25	196184,46	412,39	196237,91
Dic22_3bn_V11.0_n_s7	1.0	1535,05	50,5	-6826,1	1535,88	4163,87	178349,5	374,9	178398,1

Table 3 SG 6.0-170 HH115m Factored/Unfactored Extreme loads at tower bottom

### 8.1.5. GIUDIZIO MOTIVATO ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Al fine di validare il modello di calcolo vengono confrontati i risultati ottenuti da:

- Modello di calcolo FEM con vincoli a cerniera al posto dei pali
- Calcolo manuale su piastra rigida delle reazioni alla testa dei pali con foglio excel

Visti gli spessori degli elementi assunti i due risultati portano a valori di reazione verticale simile.

Le valutazioni vengono eseguite sulla combinazione di carico SLEr, i carichi assunti sono cioè quelli caratteristici.

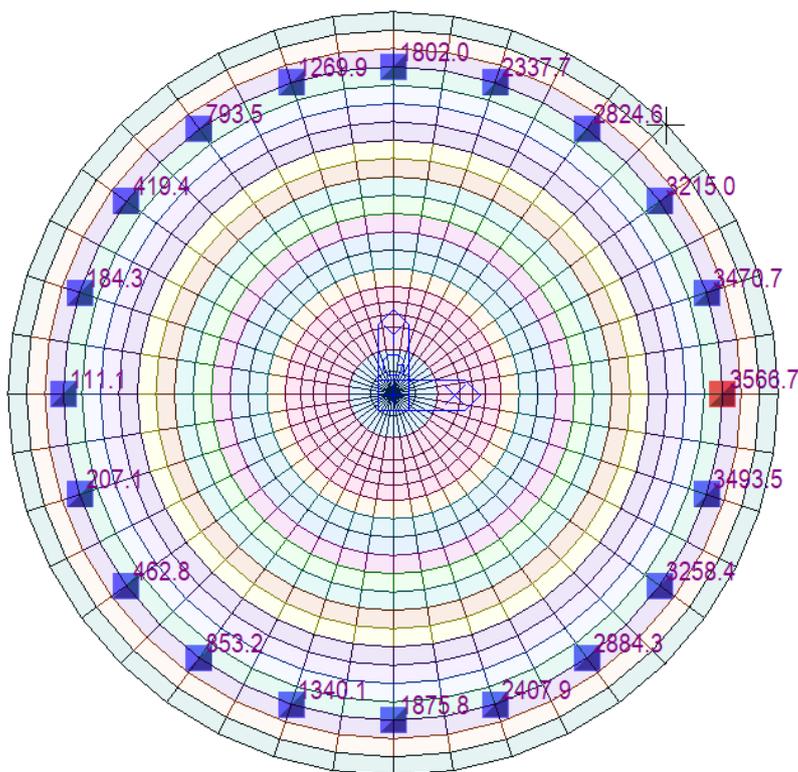


Figure 8-9 - Reazioni verticali su modello FEM

**DATI DI INPUT**

Raggio del basamento	Rb	12.5 m
Raggio colletto	Rc	3 m
Diámetro del basamento	Rb	25 m
Diámetro colletto	Dc	6 m
Altezza minima basamento	hmin	1.5 m
Altezza massima basamento	hmax	3.75 m
Altezza colletto	hc	0.5 m
Diámetro del palo	Øp	1.2 m
Raggio d'asse pali	Rp	10.7 m
Lunghezza palo	Lp	0 m

**PESO DEL BASAMENTO**

Volume cilindro inferiore	Vinf	736.3 m3
Volume tronco di cono	Vsup	477.7 m3
Volume colletto	Vcol	14.1 m3
Volume basamento	V	1228.2 m3
Peso basamento	G1,b	-30704.1595 kN
Peso palo	G1,p	0 kN

**FORZE ALL'INNESTO DELLA TURBINA**

Forza verticale	Fz	-6826.1 kN
Forza orizzontale direzione X	Fz	1535.05 kN
Forza orizzontale direzione Y	Fy	50.5 kN
Quota di applicazione delle forze	zF	3.5 m
Momento attorno a Y	My	178349.5 kN m
Momento attorno a X	Mx	4163.87 kN m
Torsione alla base	Mz	374.9 kN m

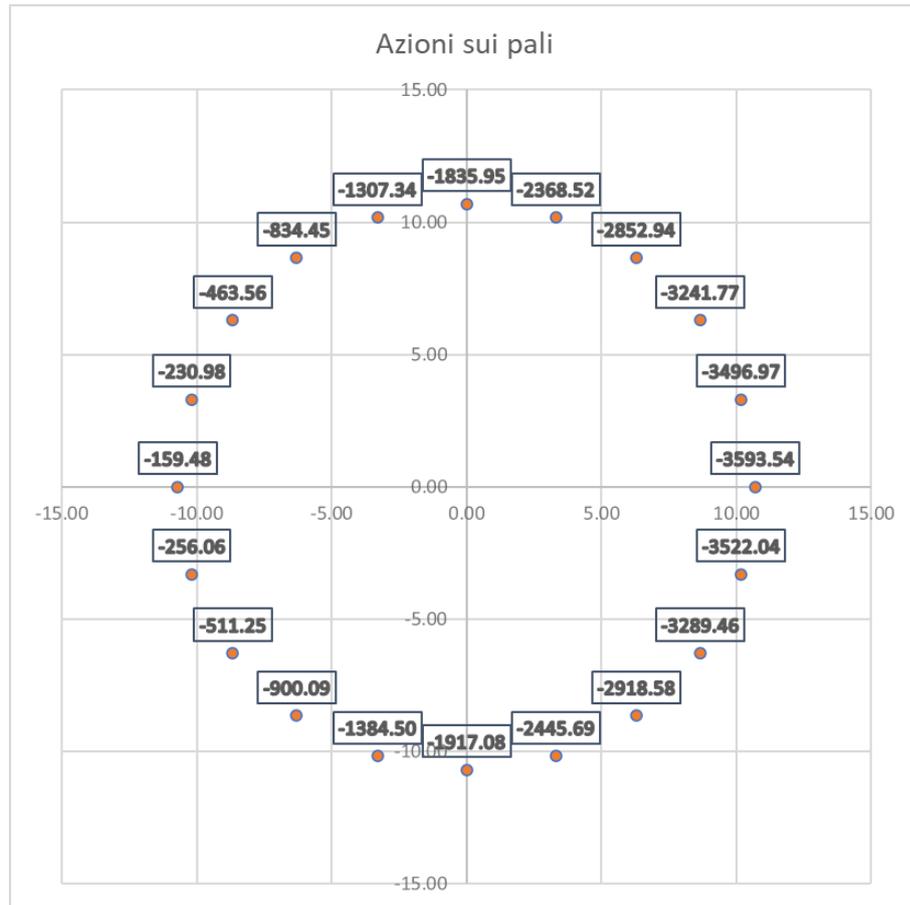
**CARICHI SLE**

Forza verticale	Fz	-37530.26 kN	Contributo taglio su palo
Forza orizzontale direzione X	Fx	1535.05 kN	76.7525
Forza orizzontale direzione Y	Fy	50.50 kN	2.525
Momento attorno a Y	My	183722.18 kN m	
Momento attorno a X	Mx	4340.62 kN m	
Torsione alla base	Mz	374.90 kN m	1.752

Numero pali	np	20
Distanza angolare pali	α	18 °

n <sub>Pi</sub>	α <sub>i</sub>	X <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub>	X <sub>i</sub> <sup>2</sup>	Y <sub>i</sub> <sup>2</sup>	Fz/n <sub>P</sub>	My*Xy/Jy	Mx*Yi/Jx	N <sub>P</sub>
1	0	10.70	0.00	114.49	0.00	-1876.51	-1717.03	0.00	-3593.54
2	18	10.18	3.31	103.56	10.93	-1876.51	-1632.99	12.54	-3496.97
3	36	8.66	6.29	74.93	39.56	-1876.51	-1389.11	23.84	-3241.77
4	54	6.29	8.66	39.56	74.93	-1876.51	-1009.24	32.82	-2852.94
5	72	3.31	10.18	10.93	103.56	-1876.51	-530.59	38.58	-2368.52
6	90	0.00	10.70	0.00	114.49	-1876.51	0.00	40.57	-1835.95
7	108	-3.31	10.18	10.93	103.56	-1876.51	530.59	38.58	-1307.34
8	126	-6.29	8.66	39.56	74.93	-1876.51	1009.24	32.82	-834.45
9	144	-8.66	6.29	74.93	39.56	-1876.51	1389.11	23.84	-463.56
10	162	-10.18	3.31	103.56	10.93	-1876.51	1632.99	12.54	-230.98
11	180	-10.70	0.00	114.49	0.00	-1876.51	1717.03	0.00	-159.48
12	198	-10.18	-3.31	103.56	10.93	-1876.51	1632.99	-12.54	-256.06
13	216	-8.66	-6.29	74.93	39.56	-1876.51	1389.11	-23.84	-511.25
14	234	-6.29	-8.66	39.56	74.93	-1876.51	1009.24	-32.82	-900.09
15	252	-3.31	-10.18	10.93	103.56	-1876.51	530.59	-38.58	-1384.50
16	270	0.00	-10.70	0.00	114.49	-1876.51	0.00	-40.57	-1917.08
17	288	3.31	-10.18	10.93	103.56	-1876.51	-530.59	-38.58	-2445.69
18	306	6.29	-8.66	39.56	74.93	-1876.51	-1009.24	-32.82	-2918.58
19	324	8.66	-6.29	74.93	39.56	-1876.51	-1389.11	-23.84	-3289.46
20	342	10.18	-3.31	103.56	10.93	-1876.51	-1632.99	-12.54	-3522.04
G		0.00	0.00						
J <sub>i</sub>				1144.9	1144.90				

Massima azione su palo	N <sub>P,MAX</sub>	-159.48 kN
Minima azione su palo	N <sub>P,MIN</sub>	-3593.54 kN
Taglio su palo singolo	V <sub>P,MIN</sub>	78.55 kN



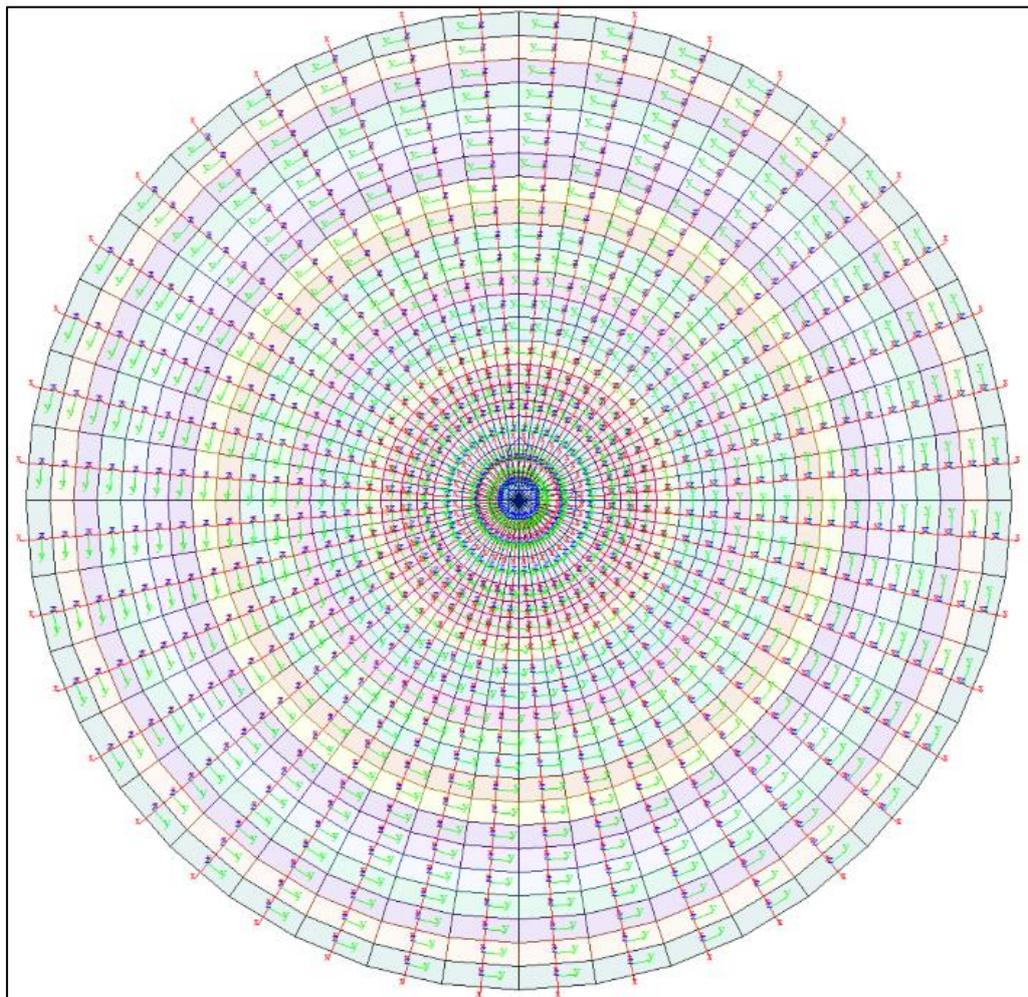
Lo scarto ottenuto dalle due computazioni è trascurabile, il modello FEM risponde in maniera efficace agli input dati.

## 8.2. RISULTATI DEL MODELLO FEM

### 8.2.1. DIREZIONI FISSATE PER GLI ASSI LOCALI DEGLI ELEMENTI

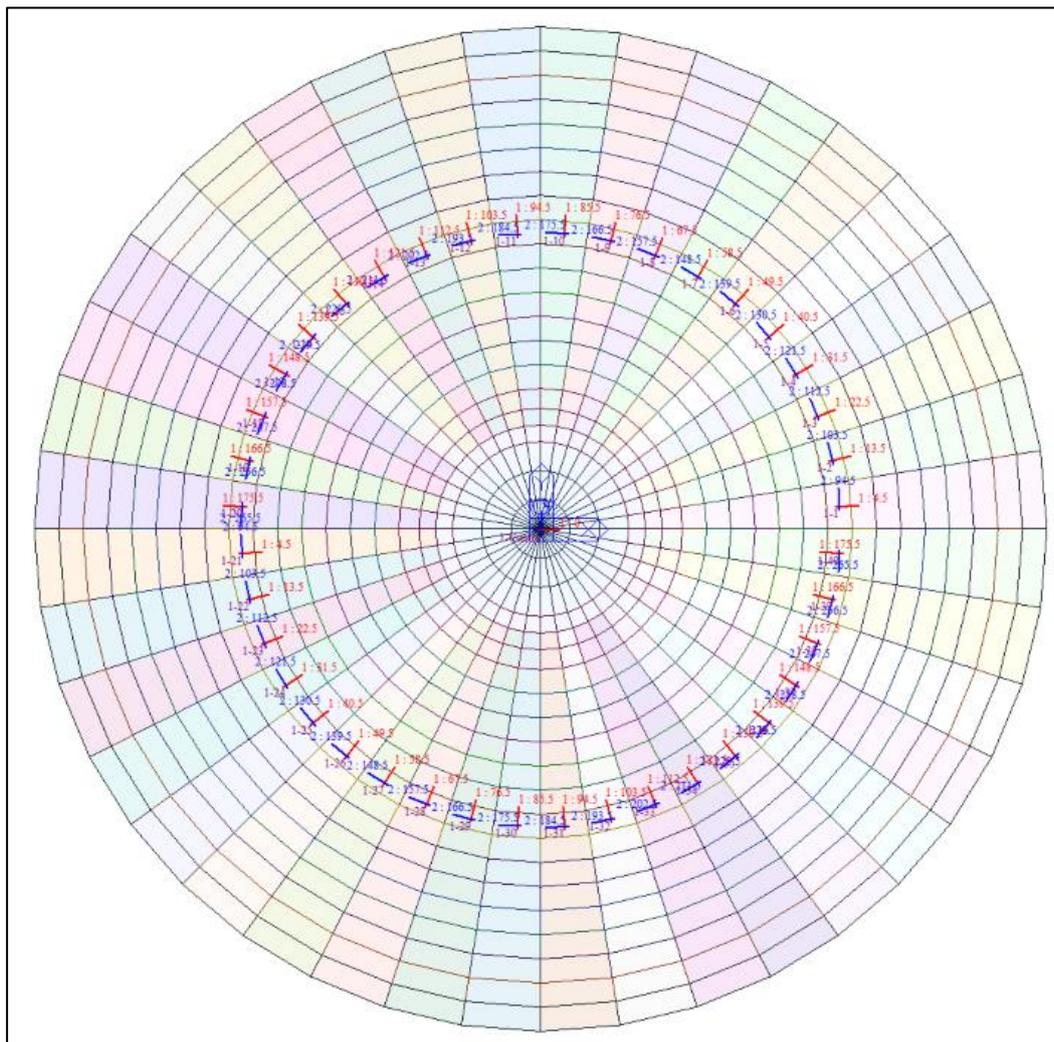
L'analisi strutturale è stata eseguita facendo riferimento al sistema di riferimento globale per la definizione delle azioni agenti.

Per migliorare la lettura delle sollecitazioni sono stati orientati gli assi di riferimento locale degli elementi in direzione radiale (assi x) e circonferenziale (assi y).



**Figure 8-10 Assi di riferimento locali su elementi plate**

Le armature che verranno assegnate agli elementi plate vengono definite in direzione circonferenziale e radiale per gli elementi posti esternamente al nucleo di innesto della torre della turbina eolica, la porzione centrale ha armature definite in direzione X e Y

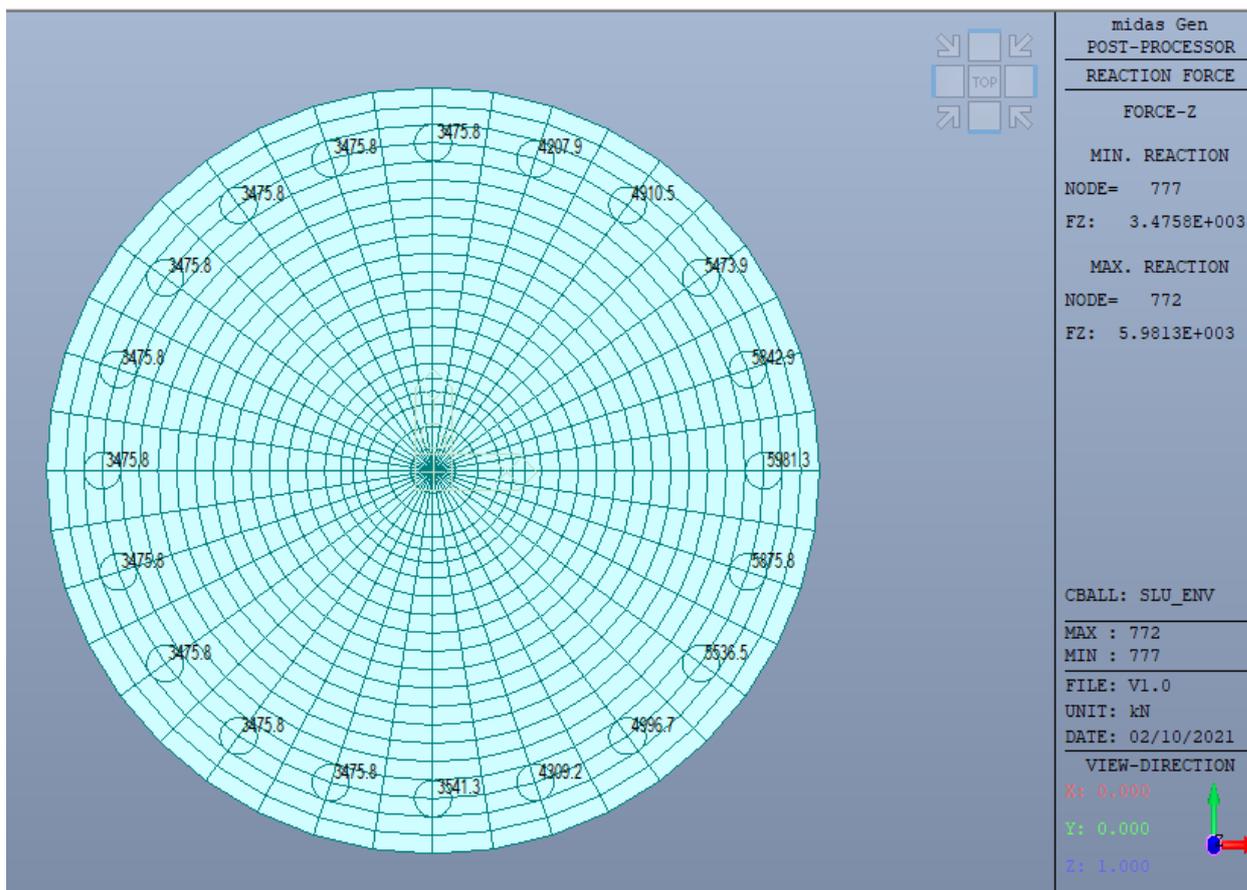


**Figure 8-11 - Assi di riferimento delle armature**

**8.2.2. AZIONI SUI PALI**

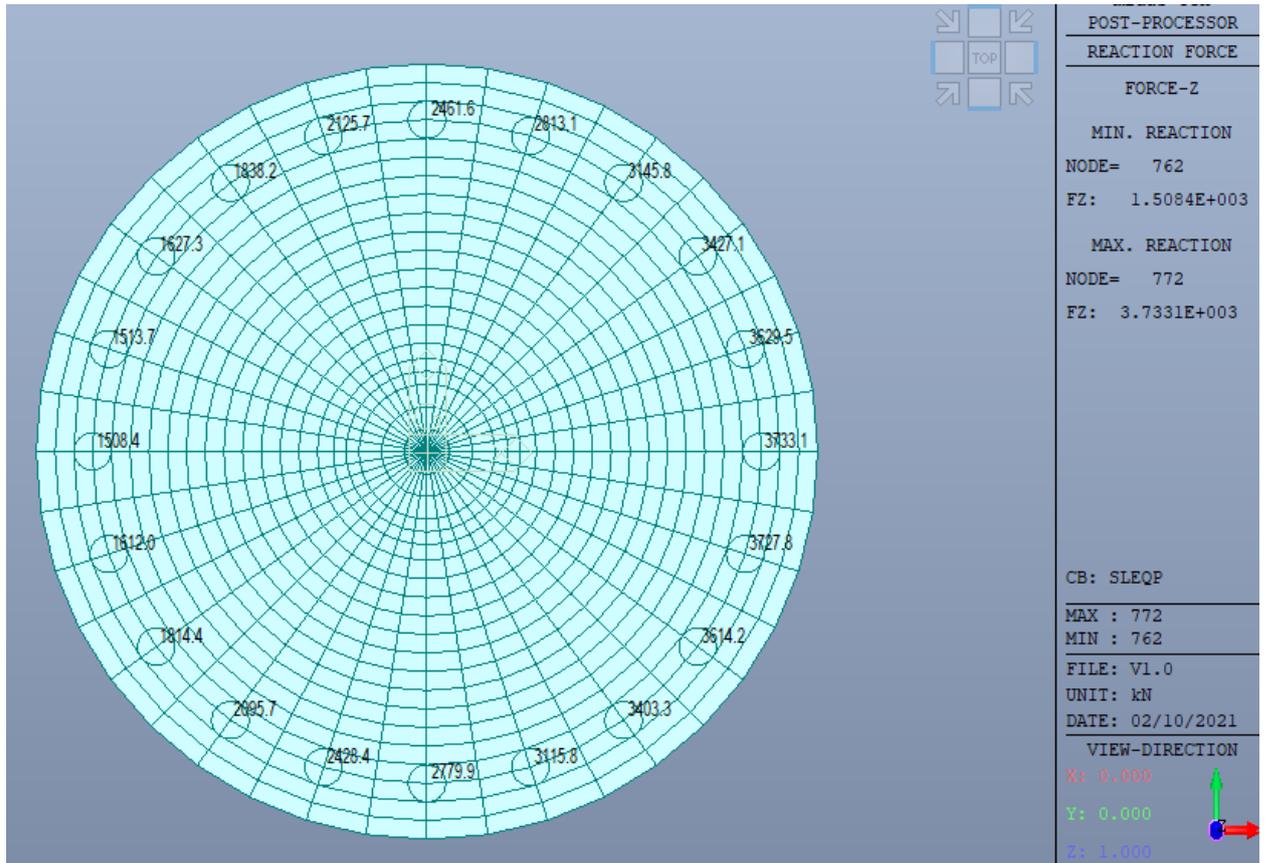
Si riportano le reazioni massime misurate alla base dei pali. Le forze sono indicate in kN.

I valori mostrati nell'immagine seguente si riferiscono all'involuppo delle combinazioni SLU1, SLU2, SLU3 e SLV1.

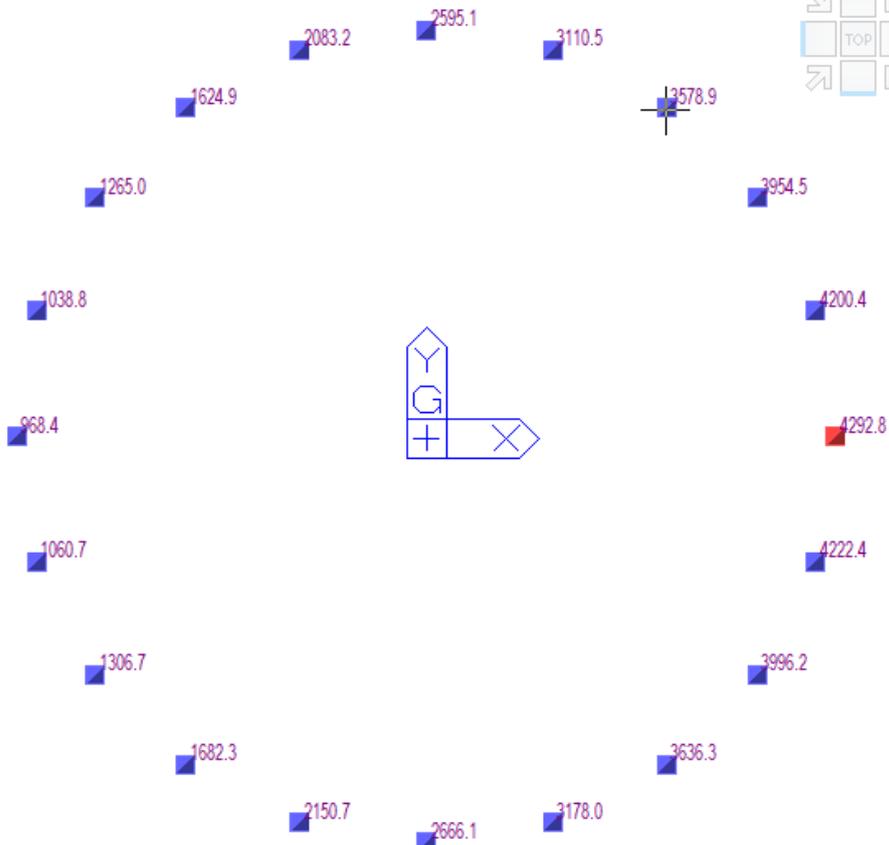


**Figure 8-12 - Reazioni verticali massime riportate alla punta del palo**

I valori mostrati nell'immagine seguente si riferiscono alla combinazione in esercizio quasi permanente.



**Figure 8-13 - Reazioni verticali in esercizio (SLE quasi permanente)**



midas Gen  
POST-PROCESSOR

---

REACTION FORCE

---

FORCE-Z

MIN. REACTION  
NODE= 762  
FZ: 9.6842E+002

MAX. REACTION  
NODE= 772  
FZ: 4.2928E+003

---

CBC: SLER1

---

MAX : 772  
MIN : 762

---

FILE: V1.0  
UNIT: kN  
DATE: 03/05/2021

---

VIEW-DIRECTION

X: 0.000  
Y: 0.000  
Z: 1.000



**Figure 8-14: Reazioni verticali in esercizio (SLE rara)**

### 8.2.3. REAZIONI VINCOLARI

Si riportano, per completezza, le reazioni vincolari misurate sui vincoli disposti.

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*cm)	MY (kN*cm)	MZ (kN*cm)
762	SLU1	2.733685	0	3475.836323	0	0	0
763	SLU1	2.599889	0.844755	3475.836323	0	0	0
764	SLU1	2.211598	1.60682	3475.836323	0	0	0
765	SLU1	1.60682	2.211598	3475.836323	0	0	0
766	SLU1	0.844755	2.599889	3475.836323	0	0	0
767	SLU1	0	2.733685	3475.836323	0	0	0
768	SLU1	-0.844755	2.599889	3475.836323	0	0	0
769	SLU1	-1.60682	2.211598	3475.836323	0	0	0
770	SLU1	-2.211598	1.60682	3475.836323	0	0	0
771	SLU1	-2.599889	0.844755	3475.836323	0	0	0
772	SLU1	-2.733685	0	3475.836323	0	0	0
773	SLU1	-2.599889	-0.844755	3475.836323	0	0	0
774	SLU1	-2.211598	-1.60682	3475.836323	0	0	0
775	SLU1	-1.60682	-2.211598	3475.836323	0	0	0
776	SLU1	-0.844755	-2.599889	3475.836323	0	0	0
777	SLU1	0	-2.733685	3475.836323	0	0	0
778	SLU1	0.844755	-2.599889	3475.836323	0	0	0
779	SLU1	1.60682	-2.211598	3475.836323	0	0	0
780	SLU1	2.211598	-1.60682	3475.836323	0	0	0
781	SLU1	2.599889	-0.844755	3475.836323	0	0	0
762	SLU2	20.394945	-0.426637	994.719258	0	0	0
763	SLU2	20.497527	-0.255973	1133.209135	0	0	0
764	SLU2	20.698471	0.100975	1502.205415	0	0	0
765	SLU2	20.809811	0.726131	2065.588171	0	0	0
766	SLU2	20.615799	1.553925	2768.209573	0	0	0
767	SLU2	19.972276	2.37938	3541.292144	0	0	0
768	SLU2	18.883093	2.925522	4309.161174	0	0	0
769	SLU2	17.522331	2.945422	4996.652293	0	0	0
770	SLU2	16.191487	2.320266	5536.469081	0	0	0
771	SLU2	15.225681	1.115625	5875.770508	0	0	0
772	SLU2	14.882605	-0.426637	5981.343388	0	0	0
773	SLU2	15.25498	-1.959379	5842.853511	0	0	0
774	SLU2	16.238895	-3.139097	5473.857231	0	0	0
775	SLU2	17.569738	-3.733446	4910.474475	0	0	0
776	SLU2	18.912392	-3.688622	4207.853073	0	0	0
777	SLU2	19.972276	-3.13296	3434.770502	0	0	0
778	SLU2	20.5865	-2.317025	2666.901472	0	0	0
779	SLU2	20.762403	-1.514155	1979.410353	0	0	0
780	SLU2	20.651064	-0.919806	1439.593565	0	0	0
781	SLU2	20.468228	-0.587782	1100.292138	0	0	0
762	SLU3	19.976739	-0.426637	307.932991	0	0	0
763	SLU3	20.09979	-0.385205	446.422868	0	0	0
764	SLU3	20.360136	-0.14484	815.419148	0	0	0
765	SLU3	20.563995	0.387795	1378.801904	0	0	0
766	SLU3	20.486566	1.156187	2081.423306	0	0	0
767	SLU3	19.972276	1.961174	2854.505877	0	0	0
768	SLU3	19.012326	2.527784	3622.374907	0	0	0
769	SLU3	17.768146	2.607086	4309.866026	0	0	0
770	SLU3	16.529823	2.074451	4849.682814	0	0	0
771	SLU3	15.623419	0.986392	5188.984241	0	0	0
772	SLU3	15.300811	-0.426637	5294.557121	0	0	0
773	SLU3	15.652718	-1.830147	5156.067244	0	0	0
774	SLU3	16.577231	-2.893282	4787.070964	0	0	0
775	SLU3	17.815554	-3.39511	4223.688208	0	0	0
776	SLU3	19.041625	-3.290885	3521.066806	0	0	0
777	SLU3	19.972276	-2.714754	2747.984235	0	0	0
778	SLU3	20.457267	-1.919287	1980.115205	0	0	0
779	SLU3	20.516588	-1.175819	1292.624086	0	0	0
780	SLU3	20.312728	-0.673991	752.807299	0	0	0
781	SLU3	20.07049	-0.458549	413.505871	0	0	0

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*cm)	MY (kN*cm)	MZ (kN*cm)
762	SLV1	2.779784	0.038027	2513.413891	0	0	0
763	SLV1	2.689929	0.628215	2517.284151	0	0	0
764	SLV1	2.429375	1.168424	2531.450006	0	0	0
765	SLV1	2.016608	1.611357	2554.524803	0	0	0
766	SLV1	1.483072	1.914045	2584.249821	0	0	0
767	SLV1	0.873517	2.04191	2617.715368	0	0	0
768	SLV1	0.24447	1.974034	2651.645603	0	0	0
769	SLV1	-0.340095	1.708421	2682.719197	0	0	0
770	SLV1	-0.815939	1.265488	2707.894452	0	0	0
771	SLV1	-1.127522	0.688204	2724.707038	0	0	0
772	SLV1	-1.236868	0.038027	2731.511221	0	0	0
773	SLV1	-1.130134	-0.612999	2727.640961	0	0	0
774	SLV1	-0.820164	-1.192505	2713.475106	0	0	0
775	SLV1	-0.344321	-1.638183	2690.400309	0	0	0
776	SLV1	0.241858	-1.906018	2660.675291	0	0	0
777	SLV1	0.873517	-1.974742	2627.209744	0	0	0
778	SLV1	1.485684	-1.846029	2593.27951	0	0	0
779	SLV1	2.020833	-1.541119	2562.205915	0	0	0
780	SLV1	2.433601	-1.095441	2537.03066	0	0	0
781	SLV1	2.692541	-0.55301	2520.218075	0	0	0
<b>SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT</b>							
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
	SLU1	0	0	69516.72646			
	SLU2	-2303.82	-75.75	69760.62646			
	SLU3	-2303.82	-75.75	56024.90112			
	SLV1	-52.8	-176	52449.25112			

8.2.4. AZIONI SUL BASAMENTO

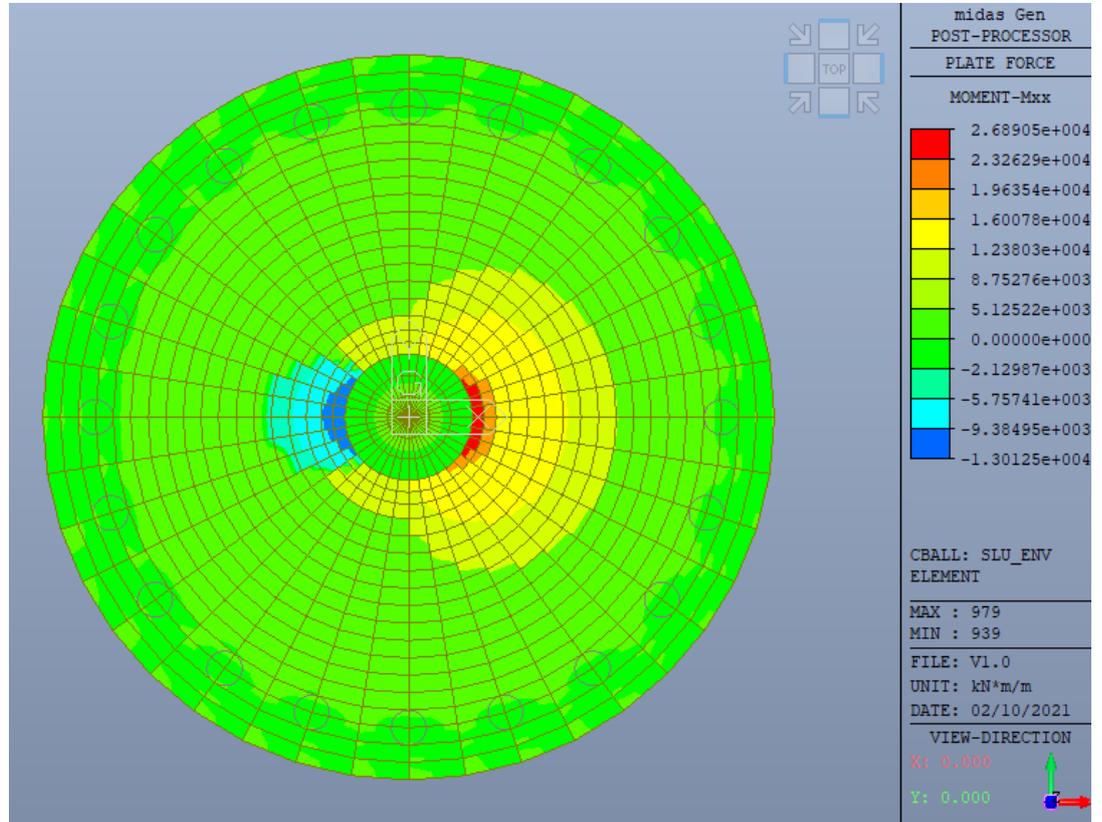


Figure 8-15 - Momento flettente Mxx

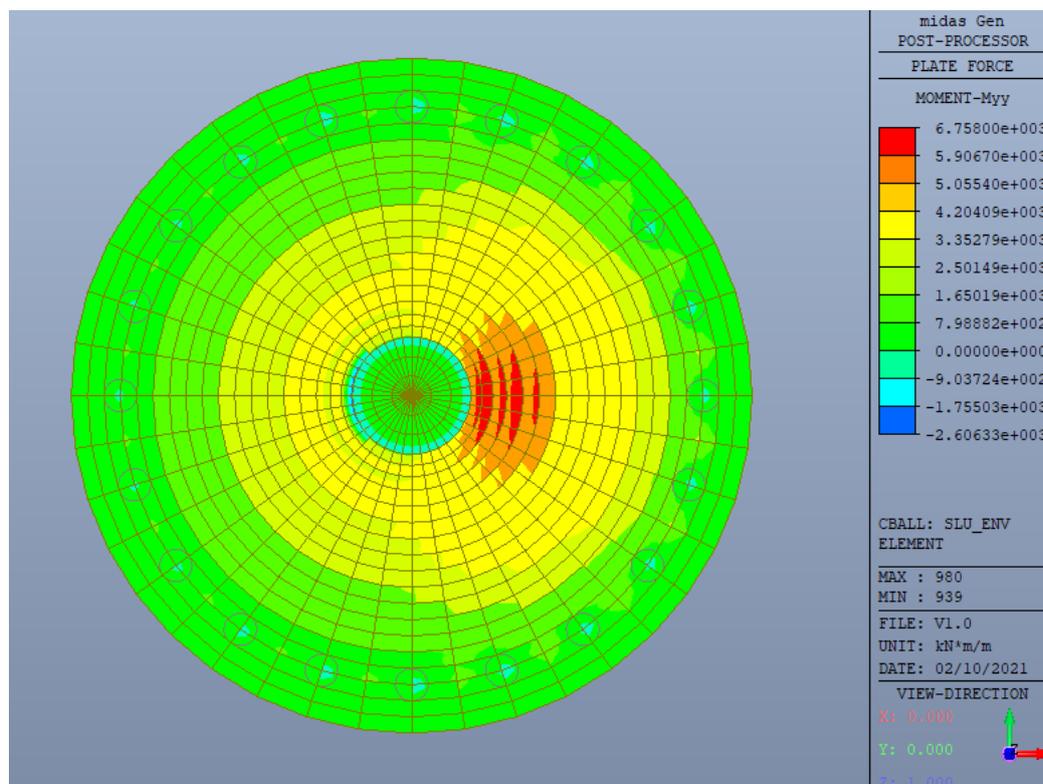


Figure 8-16 - Momento flettente Myy

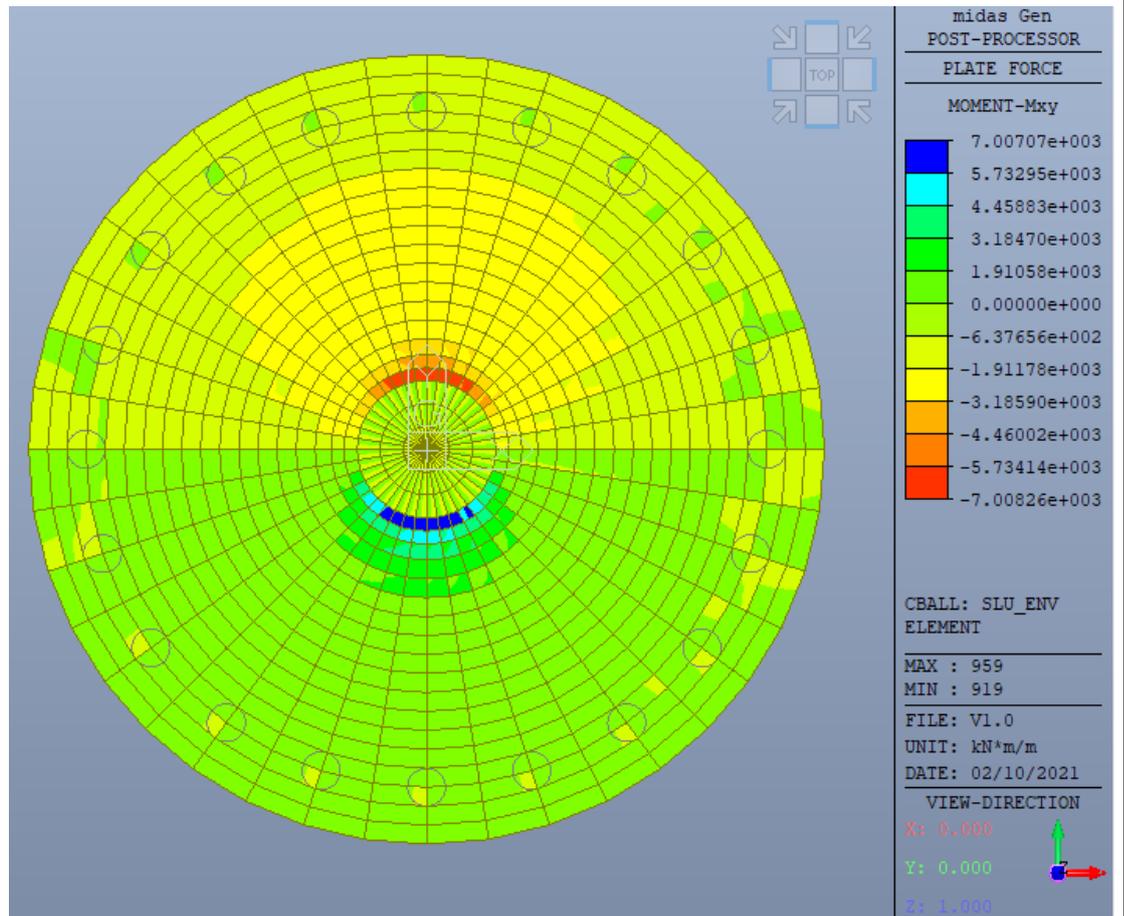


Figure 8-17 - Momento torcente  $M_{xy}$

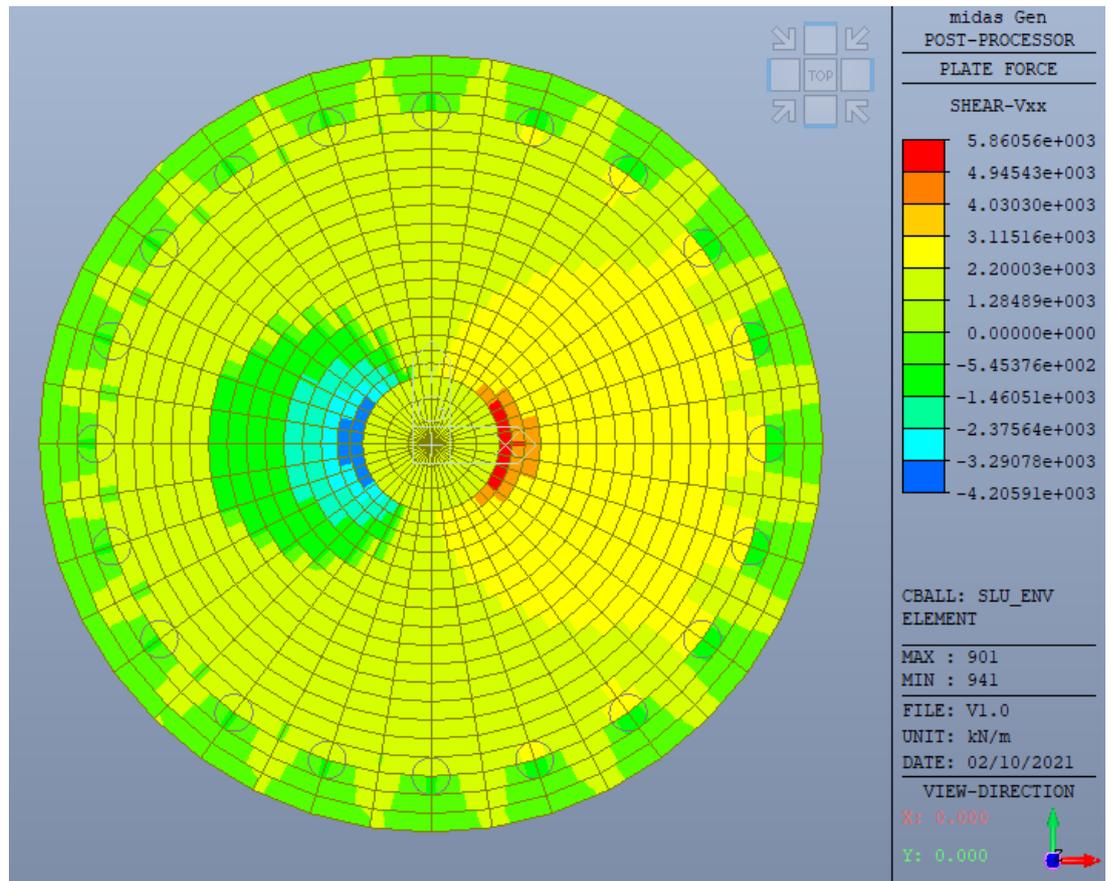


Figure 8-18 - Taglio Vxx

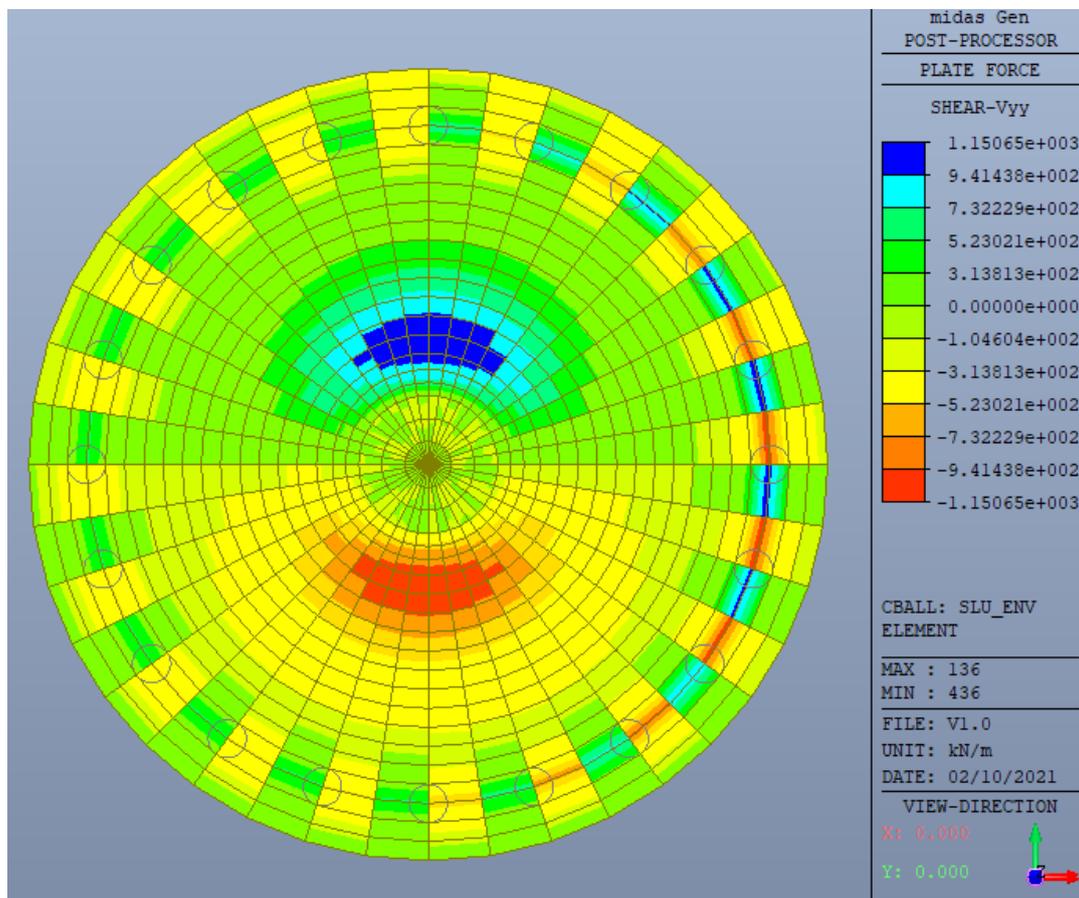


Figure 8-19 - Taglio Vyy

### 8.3. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche sugli elementi strutturali vengono eseguite come segue:

- SLU: Verifica con acciaio snervato e calcestruzzo con deformazione allo 0,35%
- SLV: Verifica con acciaio in campo elastico e calcestruzzo in campo elastico
- SLE caratteristica: verifica tensionale sul massimo sforzo delle fibre d'acciaio  $\sigma_s \leq 0.8 * f_{yk}$  e sul massimosforzo del calcestruzzo  $\sigma_c \leq 0.6 * f_{ck}$

#### 8.3.1. VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO IN CAMPO ELASTICO

Sul palo sono state disposti 16Ø24 longitudinali e un'armatura a spirale Ø10/15cm su tutta la sua lunghezza per garantire adeguato confinamento

Le sollecitazioni di taglio vengono estratte dalle reazioni orizzontali globali e ripartite sui 20 pali disposti.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	Vtot (kN)	Vpalo (kN)
SLU1	0,00	0,00	69.516,73	0,00	0,00
SLU2	-2303,82	-75,75	69.760,63	2.305,07	115,25
SLU3	-2303,82	-75,75	56.024,90	2.305,07	115,25
SLV1	-52,80	-176,00	52.449,25	183,75	9,19

Nella tabella precedente sono riportati per ogni combinazione allo SLU:

- la somma delle reazioni in testa ai pali:
  - FX somma delle reazioni lungo x;
  - FY somma delle reazioni lungo y;
  - FZ somma delle reazioni lungo z;
- Vtot taglio totale in testa ai pali data dalla somma delle componenti lungo x e lungo y;
- Vpalo taglio in testa al palo ottenuto dividendo Vtot per il numero dei pali.

Vtot rappresenta per ogni combinazione la risultante delle forze orizzontali trasmesse in fondazione, viene determinata da:

$$V_{tot} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

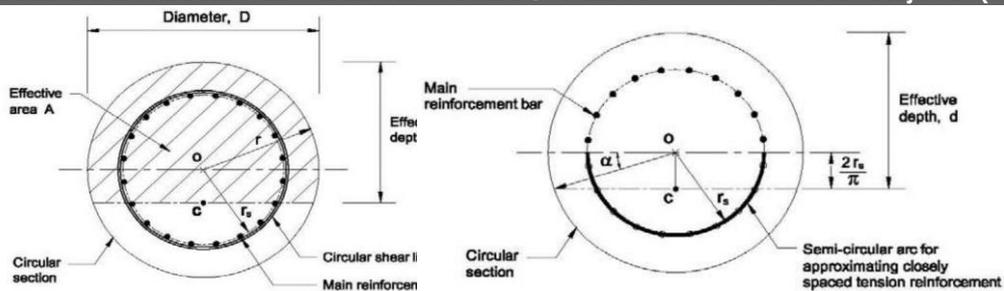
Il taglio agente sul palo singolo viene determinato come:

$$V_{palo} = V_{tot} / n_p$$

In cui  $n_p$  è il numero di pali, valore pari a 20 per il basamento oggetto di questa relazione.

La resistenza a taglio viene calcolata su una sezione rettangolare equivalente

**DETERMINAZIONE DELLA SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE - Metodo di Clarke & Birjandi (1993)**



$r$	cm	60	raggio della sezione circolare
$r_s$	cm	50,3	distanza del baricentro dall'asse delle barre longitudinali
$\text{sen } \alpha$		0,534	
$\alpha$	rad	0,56	
	°	32,26	
$A$	cm <sup>2</sup>	11309,73	area di calcestruzzo della sezione
$A_{equiv}$	cm <sup>2</sup>	9306,365	area di calcestruzzo della sezione rettangolare equivalente
$d_{equiv}$	cm	90,52	altezza utile della sezione equivalente
$b_{equiv}$	cm	102,81	larghezza della sezione equivalente
$h_{equiv}$	cm	110,01	altezza della sezione equivalente

**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018**

**Caratteristiche dei materiali**

$f_{ck}$		MPa	25	
$\alpha_{cc}$			0,85	
$\gamma_c$			1,5	
$f_{cd}$	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	14,17	$\alpha_{cc} \cdot f_{cd} / \gamma_c$
$\gamma_s$			1,15	
$f_{y,wd}$		MPa	391,30	$f_{y,d} / \gamma_s$

**Caratteristiche della sezione resistente**

$V_{Ed}$	taglio sollecitante di progetto	kN	115,25	
$b_w$	larghezza della sezione	cm	102,81	
$h$	altezza totale della sezione	cm	110,01	
$c$	distanza asse barre dal lembo teso	cm	9,7	
$d$	altezza utile della sezione	cm	100,31	$h - c$
$d^*$		cm	90,279	0,9 d
$k$			1,447	$\min[1,0 + \sqrt{(20/d)}, 2,0]$
$A_{sl}$	area di armatura longitudinale tesa	cm <sup>2</sup>	22,6	
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0,0020	
$A_{sw}$	area di armatura a taglio disposta	cm <sup>2</sup>	1,571	
$s$	spaziatura staffe	cm	15	

**Controllo necessità di armatura a taglio**

$V_{Rdc1}$		kN	306,02	$[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc2}$		kN	313,98	$[0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc}$	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	313,98	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	non è necessario prevedere l'armatura a taglio $V_{Rdc} > V_{Ed}$			

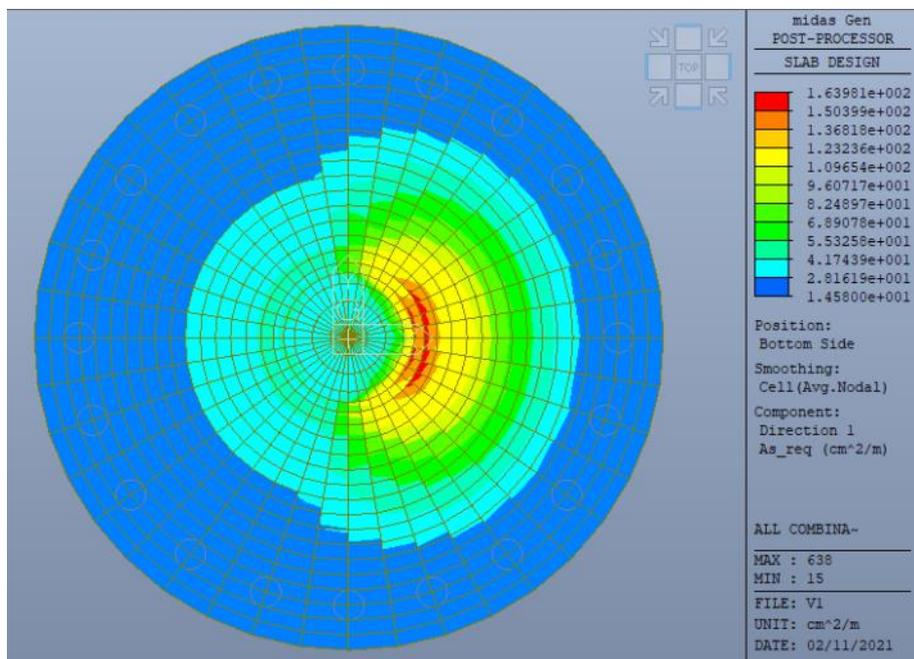
La resistenza del calcestruzzo è sufficiente a garantire adeguata resistenza all'elemento. I valori di resistenza geotecnica e strutturale del palo sono sufficienti a garantirne la stabilità.

**8.3.2. VERIFICA A FLESSIONE PLATEA**

La verifica a flessione della platea viene eseguita riportando il quantitativo di armatura richiesto in termini di sezione trasversale per metro. Viene verificato che il quantitativo di armatura disposto sia sufficiente a garantire la resistenza di Stato Limite Ultimo.

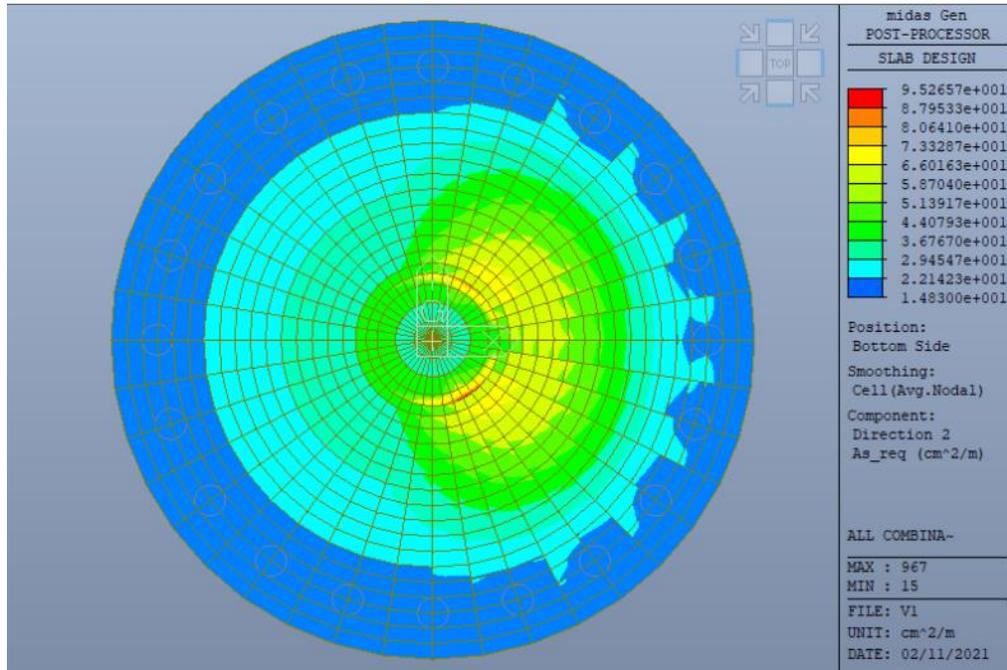
L'armatura disposta radiale presenta spaziatura variabile, visto il layout di armatura disposto. Viene riportata sinteticamente nella tabella seguente l'area di armatura per metro di sezione disposta.

ARMATURA RADIALE BOTTOM							
As min	$\phi$	As	s	n tot	r (dal centro)	As tot	As tot bot
cmq/m	mm	cmq	°	-	m	cmq/m	cmq/m
96,1	30	7,07	1,8	200	2,2	102,3	102,3
164	30	7,07	1,8	200	2,7	83,3	166,7
	30	7,07	1,8	200	2,7	83,3	
123,2	30	7,07	1,8	200	3,5	64,3	128,6
	30	7,07	1,8	200	3,5	64,3	
82,5	30	7,07	1,8	200	5,3	42,5	84,9
	30	7,07	1,8	200	5,3	42,5	
55,3	30	7,07	1,8	200	7,7	29,2	58,4
	30	7,07	1,8	200	7,7	29,2	
41,7	30	7,07	1,8	200	8,3	27,1	54,2
	30	7,07	1,8	200	8,3	27,1	
28,2	30	7,07	1,8	200	8,9	25,3	50,6
	30	7,07	1,8	200	8,9	25,3	

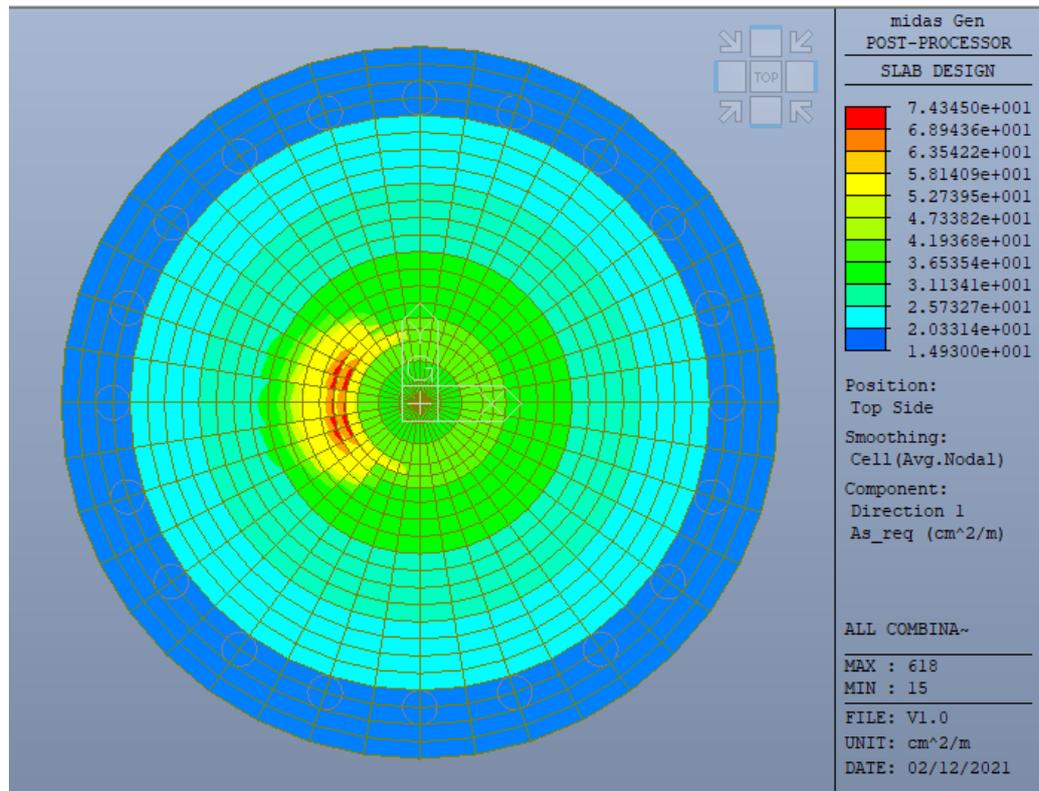


**ARMATURA CIRCONFERENZIALE BOTTOM**

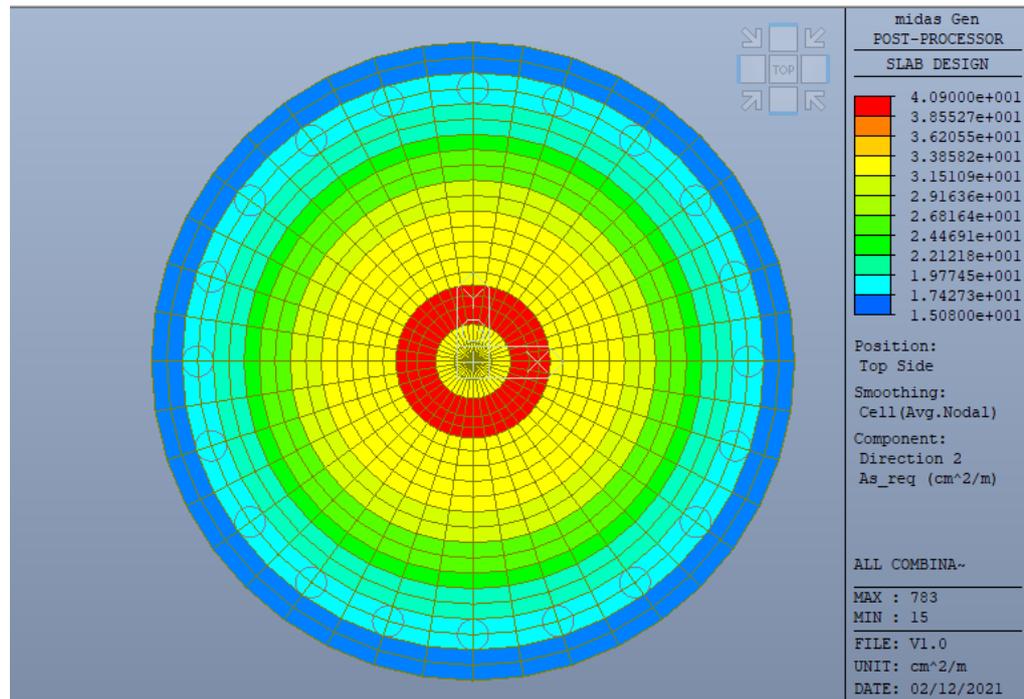
As min cmq/m	n. Strati	$\phi$ mm	As cmq	s cm	n/m	r (dal centro) m	As tot cmq/m	As tot bot cmq/m
60	2	20	3,14	10	10	3	31,4	62,8
44	1,5	20	3,14	10	10	7	31,4	47,1



ARMATURA RADIALE TOP							
As min	$\phi$	As	s	n tot	r (dal centro)	As tot	As tot top
cmq/m	mm	cmq	°	-	m	cmq/m	cmq/m
75	30	7,07	1,8	200	2,5	90,0	90,0
53	30	7,07	1,8	200	4,1	54,9	54,9
30	30	7,07	1,8	200	5,3	42,5	42,5
25	30	7,07	1,8	200	7,7	29,2	29,2
20	30	7,07	1,8	200	10,1	22,3	22,3



ARMATURA CIRCONFERENZIALE TOP								
As min	n. Strati	$\phi$	As	s	n/m	r (dal centro)	As tot	As tot top
cmq/m	-	mm	cmq	cm	-	m	cmq/m	cmq/m
41	2	20	3,14	15	6,67	2,6	20,9	41,9
34	2	20	3,14	15	6,67	3	20,9	41,9
31	1,5	20	3,14	10	10	5,9	31,4	47,1
26	1,5	20	3,14	10	10	7,1	31,4	47,1
22	1,5	20	3,14	10	10	8,9	31,4	47,1



Il quantitativo di armatura disposta è sempre maggiore dell'armatura minima richiesta.

### 8.3.3. VERIFICA A TAGLIO PLATEA

Nelle zone di maggior sollecitazione, riscontrabili nel perimetro prossimo al colletto di innesto della torre dovrà essere disposto un opportuno quantitativo di armatura trasversale in modo da incrementare la resistenza a taglio della piastra.

Dovranno essere disposti nella zona prossima al colletto a passo 25 cm almeno 6.28 cm<sup>2</sup> di armatura (2Ø20) per metro.

Nelle altre zone si è verificato che sono sufficienti spazature inferiori, in particolare nella fascia centrale è sufficiente una spaziatura di 50 cm, nella zona più periferica di 1 metro.

**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018**

**Caratteristiche dei materiali**

$f_{ck}$		MPa	32	
$\alpha_{cc}$			0,85	
$\gamma_c$			1,5	
$f_{cd}$	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	18,13	$a_{cc} \cdot f_{cd} / \gamma_c$
$\gamma_s$			1,15	
$f_{y,wd}$		MPa	391,30	$f_{yd} / \gamma_s$

**Caratteristiche della sezione resistente**

$V_{Ed}$	taglio sollecitante di progetto	kN	5861	
$b_w$	larghezza della sezione	cm	100	
$h$	altezza totale della sezione	cm	350	
$c$	distanza asse barre dal lembo teso	cm	9	
$d$	altezza utile della sezione	cm	341	$h - c$
$d^*$		cm	306,9	$0,9 \cdot d$
$k$			1,242	$\min[1,0 + \sqrt{(20/d)}, 2,0]$
$A_{sl}$	area di armatura longitudinale tesa	cm <sup>2</sup>	15,7	
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0,0004	
$A_{sw}$	area di armatura a taglio disposta	cm <sup>2</sup>	6,28	
$s$	spaziatura staffe	cm	25	

**Controllo necessità di armatura a taglio**

$V_{Rdc1}$		kN	573,39	$[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc2}$		kN	934,70	$[0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc}$	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	934,70	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	è necessario prevedere l'armatura a taglio $V_{Rdc} < V_{Ed}$			

**Controllo capacità massima della sezione a taglio**

$v$	coefficiente di riduzione della resistenza del cls fessurato per taglio		0,5	
$\alpha_c$	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1	
$\alpha$	inclinazione armature a taglio	rad	1,571	gradi 90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-compressione della sezione	kN	#####	$1,0 \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot(\alpha) + \tan(\alpha)) \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio		0,421	

**Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio**

$\omega_{sw}$	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$ )		0,05	$(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
$\vartheta_{calc}$	valore di teta calcolato	rad	0,336 = 19,22°	$\cot(\vartheta_{calc}) = 2,87$
$\vartheta_{min}$	valore minimo di teta	rad	0,785 = 45°	$\cot(\vartheta_{min}) = 1,00$
$\vartheta_{max}$	valore massimo di teta	rad	0,381 = 21,8°	$\cot(\vartheta_{max}) = 2,50$
$\vartheta$	valore di calcolo di teta	rad	0,381 = 21,8°	$\cot(\vartheta) = 2,50$
$V_{Rsd}$	resistenza a taglio trazione	kN	7541,73	$A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
$V_{Rcd}$	resistenza a taglio compressione	kN	9595,03	$b \cdot d^* \cdot a_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
$V_{Rd}$	resistenza a taglio della sezione	kN	7541,73	
$V_{Ed} / V_{Rd}$	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio		0,777	

**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018**

**Caratteristiche dei materiali**

$f_{ck}$		MPa	32	
$\alpha_{cc}$			0,85	
$\gamma_c$			1,5	
$f_{cd}$	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	18,13	$a_{cc} \cdot f_{cd} / \gamma_c$
$\gamma_s$			1,15	
$f_{y,wd}$		MPa	391,30	$f_{yd} / \gamma_s$

**Caratteristiche della sezione resistente**

$V_{Ed}$	taglio sollecitante di progetto	kN	2250	
$b_w$	larghezza della sezione	cm	100	
$h$	altezza totale della sezione	cm	225	
$c$	distanza asse barre dal lembo teso	cm	9	
$d$	altezza utile della sezione	cm	216	$h - c$
$d^*$		cm	194,4	$0,9 d$
$k$			1,304	$\min[1,0 + \sqrt{(20/d)}, 2,0]$
$A_{sl}$	area di armatura longitudinale tesa	cm <sup>2</sup>	15,7	
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0,0007	
$A_{sw}$	area di armatura a taglio disposta	cm <sup>2</sup>	6,28	
$s$	spaziatura staffe	cm	50	

**Controllo necessità di armatura a taglio**

$V_{Rdc1}$		kN	441,87	$[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc2}$		kN	637,03	$[0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc}$	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	637,03	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	è necessario prevedere l'armatura a taglio $V_{Rdc} < V_{Ed}$			

**Controllo capacità massima della sezione a taglio**

$v$	coefficiente di riduzione della resistenza del cls fessurato per taglio		0,5	
$\alpha_c$	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1	
$\alpha$	inclinazione armature a taglio	rad	1,571	gradi 90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-compressione della sezione	kN	8812,80	$1,0 \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot(45) + \tan(45)) \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio 0,255			

**Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio**

$\omega_{sw}$	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$ )		0,03	$(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
$\vartheta_{calc}$	valore di teta calcolato	rad	0,235 = 13,46°	$\cot(\vartheta_{calc}) = 4,18$
$\vartheta_{min}$	valore minimo di teta	rad	0,785 = 45°	$\cot(\vartheta_{min}) = 1,00$
$\vartheta_{max}$	valore massimo di teta	rad	0,381 = 21,8°	$\cot(\vartheta_{max}) = 2,50$
$\vartheta$	valore di calcolo di teta	rad	0,381 = 21,8°	$\cot(\vartheta) = 2,50$
$V_{Rsd}$	resistenza a taglio trazione	kN	2388,58	$A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
$V_{Rcd}$	resistenza a taglio compressione	kN	6077,79	$b \cdot d^* \cdot a_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
$V_{Rd}$	resistenza a taglio della sezione	kN	2388,58	
$V_{Ed} / V_{Rd}$	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio		0,942	

**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018**

**Caratteristiche dei materiali**

$f_{ck}$		MPa	32	
$\alpha_{cc}$			0.85	
$\gamma_c$			1.5	
$f_{cd}$	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	18.13	$a_{cc} \cdot f_{cd} / g_c$
$\gamma_s$			1.15	
$f_{y,wd}$		MPa	391.30	$f_{yd} / g_s$

**Caratteristiche della sezione resistente**

$V_{Ed}$	taglio sollecitante di progetto	kN	1500	
$b_w$	larghezza della sezione	cm	100	
$h$	altezza totale della sezione	cm	175	
$c$	distanza asse barre dal lembo teso	cm	9	
$d$	altezza utile della sezione	cm	166	$h - c$
$d^*$		cm	149.4	$0.9 d$
$k$			1.347	$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
$A_{sl}$	area di armatura longitudinale tesa	cm <sup>2</sup>	15.7	
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0009	
$A_{sw}$	area di armatura a taglio disposta	cm <sup>2</sup>	12.56	
$s$	spaziatura staffe	cm	100	

**Controllo necessità di armatura a taglio**

$V_{Rdc1}$		kN	381.38	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc2}$		kN	513.87	$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc}$	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	513.87	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	è necessario prevedere l'armatura a taglio $V_{Rdc} < V_{Ed}$			

**Controllo capacità massima della sezione a taglio**

$v$	coefficiente di riduzione della resistenza del cls fessurato per taglio		0.5	
$\alpha_c$	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1	
$\alpha$	inclinazione armature a taglio	rad	1.571	gradi 90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-compressione della sezione	kN	6773	$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot(45) + \tan(45)) \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio 0.221			

**Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio**

$\omega_{sw}$	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$ )		0.03	$(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
$\vartheta_{calc}$	valore di teta calcolato	rad	0.235 = 13.46°	$\cot(\vartheta_{calc}) = 4.18$
$\vartheta_{min}$	valore minimo di teta	rad	0.785 = 45°	$\cot(\vartheta_{min}) = 1.00$
$\vartheta_{max}$	valore massimo di teta	rad	0.381 = 21.8°	$\cot(\vartheta_{max}) = 2.50$
$\vartheta$	valore di calcolo di teta	rad	0.381 = 21.8°	$\cot(\vartheta) = 2.50$
$V_{Rsd}$	resistenza a taglio trazione	kN	1836	$A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
$V_{Rcd}$	resistenza a taglio compressione	kN	4671	$b \cdot d^* \cdot a_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
$V_{Rd}$	resistenza a taglio della sezione	kN	1836	
$V_{Ed} / V_{Rd}$	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio		0.817	

### 8.3.4. VERIFICA A PUNZONAMENTO PLATE

Dati di input

Elemento: <b>Basamento pala eolica</b>	
$V_{Ed,g}$	daN <b>519,000</b> Forza globale di taglio-punzamento di progetto
$\Delta V_{Ed}$	daN Forza contraria a $V_{Ed,g}$ (eventuale, nel caso di fondazioni)
$\beta$	n.o puro <b>1,40</b> coefficiente amplificativo della forza, in caso di eccentricità di carico
$H$	cm <b>177</b> Altezza totale della piastra
$d_y$	cm <b>170</b> altezze utili relative alle armature poste nelle due dir. ortogonali
$d_z$	cm <b>167</b> altezze utili relative alle armature poste nelle due dir. ortogonali
$\rho_{ly}$	% <b>0,21%</b> Rapporto % dell'armat. tesa in direz. "y" rispetto area sezione
$\rho_{lz}$	% <b>0,09%</b> Rapporto % dell'armat. tesa in direz. "z" rispetto area sezione
$R_{ck}$	daN/cm <sup>2</sup> <b>400</b> Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo della lastra
Pilastro	Sezione <b>b) Circolare</b> <b>C</b> simbolo
Pilastro	Posizione <b>c) di Bordo netto</b> <b>BN</b> simbolo
Fori	Vicinanza <b>a) No</b> <b>N</b> simbolo
$c_1$	cm dimensione pilastro in dir. y (eventualm. perpend. al bordo libero)
$c_2$	cm dimensione pilastro in direzione z
$\Phi$	cm <b>120,00</b> diametro pilastro circolare
$\Phi_{geq}$	cm SEZIONE GENERICA: Diametro medio equivalente del pilastro
$u_0$	cm SEZIONE GENERICA: Perimetro di verifica di filo pilastro
$u_1$	cm SEZIONE GENERICA: Perimetro di verifica di base
$s$	cm POSIZIONE BORDO CON SPORTO: Valore dello sporto
$\Delta u_1$	cm VICINANZA FORO: Deduzione al perimetro di verifica di base

Dati dedotti dai materiali e dai dati di input

$f_{ck}$	daN/cm <sup>2</sup> <b>332,2</b> Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
$f_{cd}$	daN/cm <sup>2</sup> <b>188,3</b> Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
$f = f_{ck}^{1/2} / f_{yk}$	cm/daN <sup>1/2</sup> <b>0,004051</b> Parte dipendente dai materiali nella formula (9.11)
$d = d_{eff}$	cm <b>168,99</b> Altezza utile della sezione
$\rho_{lyz} = \text{RADQ}(\rho_{ly} \times \rho_{lz})$	n.o puro <b>0,00138</b> Radice quadrata del prodotto delle percentuali di armatura
$\rho_i = \min(0.02 ; \rho_{lyz})$	n.o puro <b>0,00138</b> Coefficiente della formula (6.47): deve essere comunque <= 0.02
$d_{u1} = 2 \times d$	cm <b>337,98</b> Distanza di $u_1$ dal filo pilastro
$d_{est} = k_{out} \times d$	cm <b>253,49</b> Distanza da $u_{out}$ dell'armatura più lontana dal filo pilastro
$d_{min} = 0.3 \times d$	cm <b>50,70</b> Distanza dal filo pilastro dell'armatura più vicina (cuciture verticali)
$d_{rad,max} = 0.75 \times d$	cm <b>126,74</b> Distanza radiale massima fra cuciture
$d_{cir,max,i} = 1.5 \times d$	cm <b>253,49</b> Distanza circonferenziale massima per cuciture interne a $u_{out}$
$d_{cir,max,e} = 2.0 \times d$	cm <b>337,98</b> Distanza circonferenziale massima per cuciture esterne a $u_{out}$

Dati dedotti: forze, tensioni, perimetro di verifica

$V_{Ed} = \beta \times (V_{Ed,g} - \Delta V_{Ed})$	daN <b>726.600</b> Forza effettiva di taglio-punzamento di progetto
$\tau_{Rd,max} = v_v \times v \times f_{cd}$	daN/cm <sup>2</sup> <b>37,65</b> Tensione di taglio-punzamento massima assoluta
$k = \min(2 ; 1 + (20/d)^{1/2})$	n.o puro <b>1,344</b> Coefficiente della formula (6.47): deve essere comunque <= 2.00
$\tau_a = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_{lyz} \times f_{ck})^{1/3}$	daN/cm <sup>2</sup> <b>2,680</b> Tensione massima ammessa senza armatura da confrontare con $\tau_{min}$
$\tau_{min} = 0.1107 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$	daN/cm <sup>2</sup> <b>3,144</b> Tensione massima ammessa senza armatura: valore minimo comunque
$\tau_{Rd,c} = \max(\tau_a ; \tau_{min})$	daN/cm <sup>2</sup> <b>3,144</b> Tensione massima ammessa senza armatura (max fra $\tau_{min}$ e $\tau_{Rd,c}$ )
$u_{out} = V_{Ed} / (\tau_{Rd,c} \times d)$	cm <b>1.367,6</b> Perimetro di verifica oltre il quale non serve armatura

Perimetro di filo pilastro: $u_0$	cm <b>282,7</b> Perimetro di verifica di filo pilastro
Perimetro di verifica di base: $u_1$	cm <b>1.370,3</b> Perimetro di verifica di base

Verifica alla faccia del pilastro; controllo della correttezza di materiali e dimensioni

$\tau_{Ed} = \beta \times V_{Ed,g} / (u_0 \times d)$	daN/cm <sup>2</sup> <b>15,21</b> Tensione di progetto in corrispondenza della faccia del pilastro
$r = \tau_{Rd,max} / \tau_{Ed}$	n.o puro <b>2,476</b> <b>materiali e geometria idonei</b>

Verifica al perimetro di base; controllo della necessità di armatura

$\tau_{Ed,1} = V_{Ed} / (u_1 \times d)$	daN/cm <sup>2</sup> <b>3,138</b> Tensione di progetto in corrispondenza della sezione di base
$r = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed,1}$	n.o puro <b>1,002</b> <b>non è necessaria l'armatura</b>

La verifica di punzonamento è stata eseguita considerando la massima reazione alla base del palo (combinazione SLU2) ridotta del peso del palo.

Il coefficiente  $\beta$  è stato assunto pari a 1.4, come per il caso di elementi di bordo di piastre.

### 8.3.5. VERIFICHE TENSIONALI IN ESERCIZIO

Si riportano le principali verifiche in esercizio in termini di coefficienti di sfruttamento delle tensioni. Il valore riportato nelle seguenti mappe dei coefficienti di sfruttamento è il rapporto tra la tensione agente sul calcestruzzo o sull'acciaio e il valore limite di tensione fissato da normativa. Si verificherà che tale valore non sia superiore all'unità.

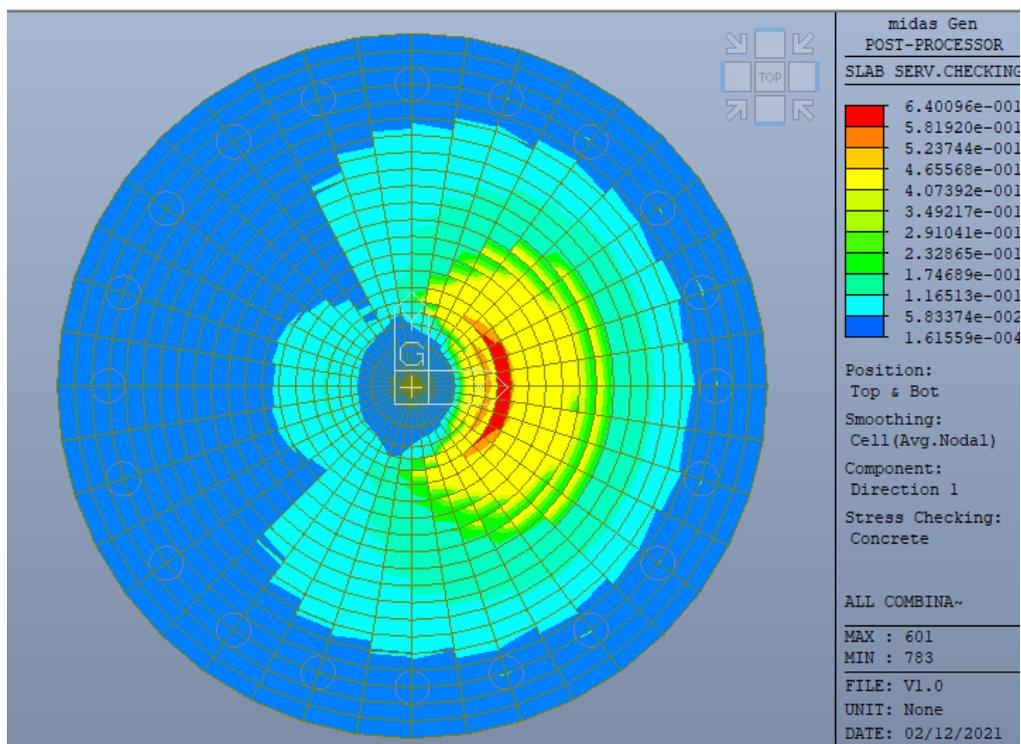


Figure 8-20 - Coeff. sfruttamento tensioni calcestruzzo, direzione radiale

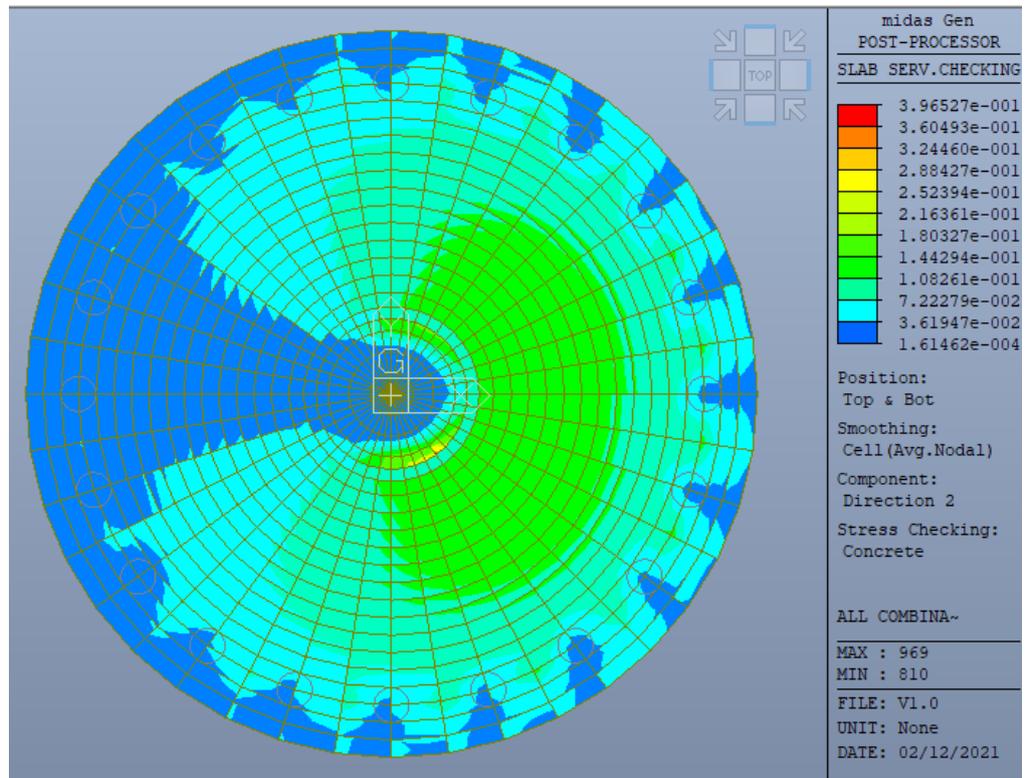


Figure 8-21 - - Coeff. sfruttamento tensioni calcestruzzo, direzione circonferenziale

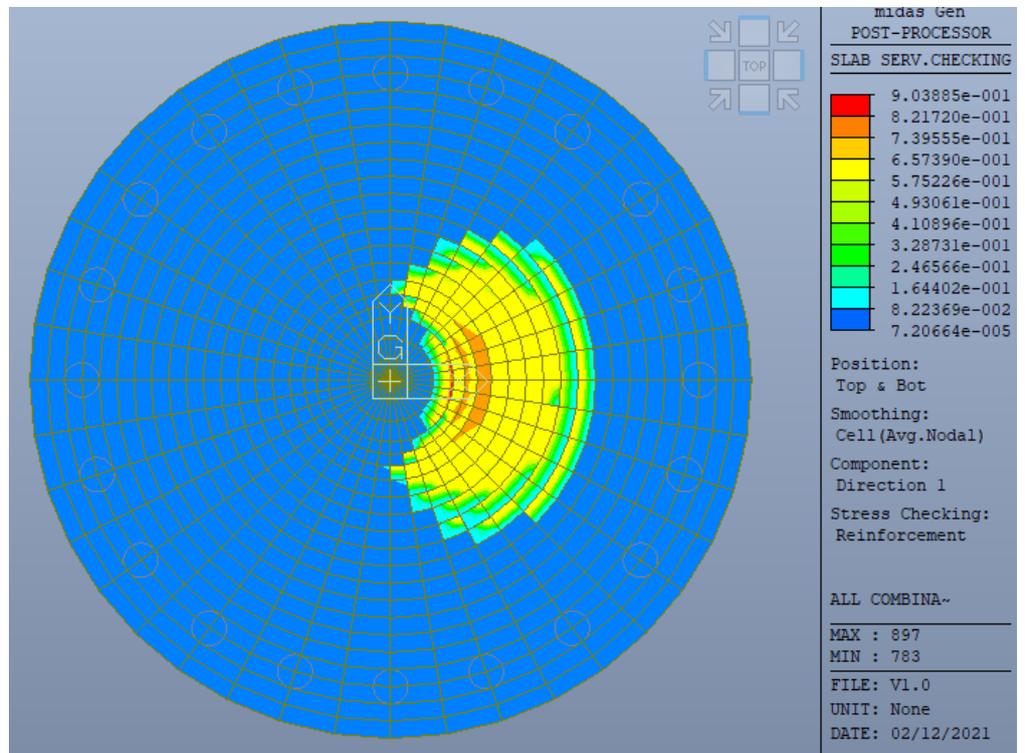


Figure 8-22 - Coeff. sfruttamento tensioni acciaio, direzione radiale

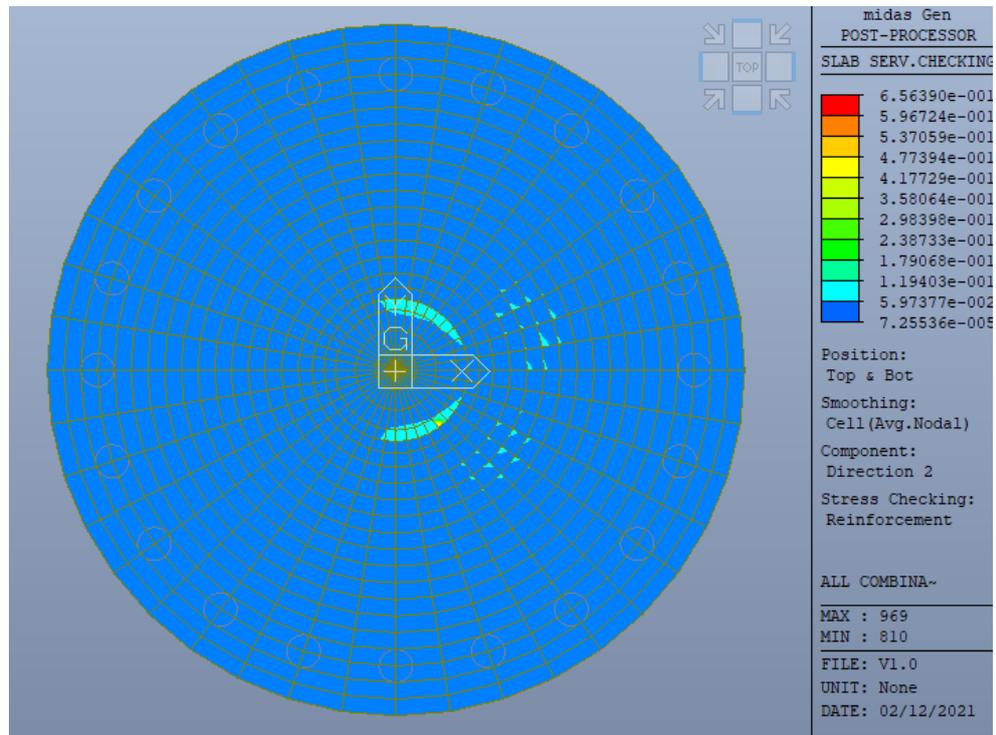
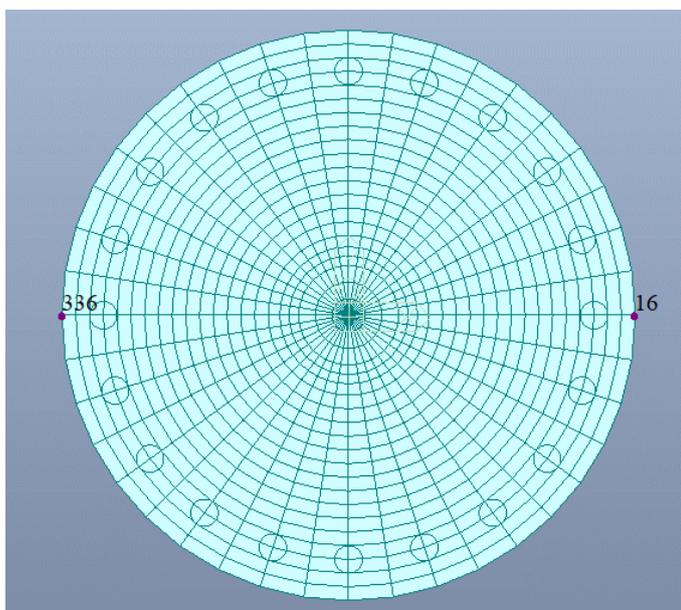


Figure 8-23 – Coeff. di sfruttamento tensioni acciaio, direzione circonferenziale

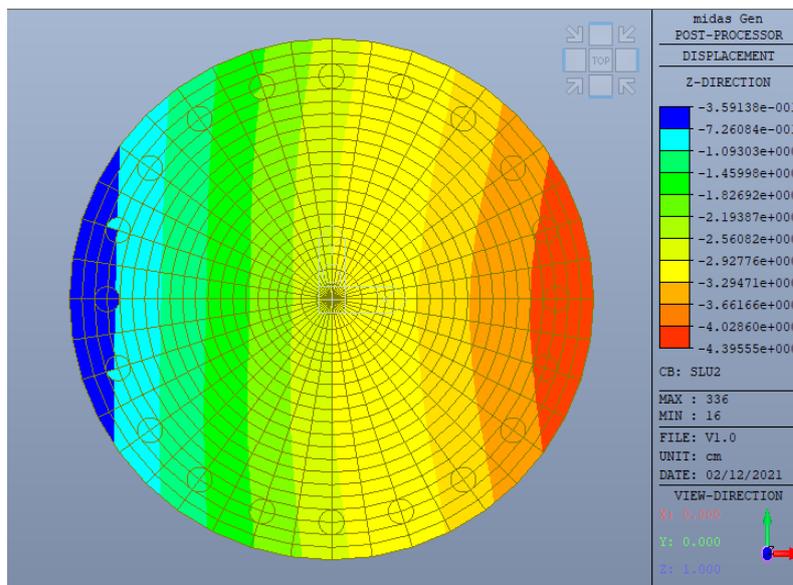
### 8.4. CALCOLO RIGIDEZZA ALLA ROTAZIONE

Ai fini del calcolo della rigidezza alla rotazione si sono presi in considerazione i punti agli estremi della fondazione (nodi 336 e 16) indicati nell'immagine seguente.



**Figure 8-24 – Numerazione nodi estremi**

Gli spostamenti per la combinazione di carico più gravosa (SLU), del modello con k verticali solo alla base dei pali, sono i seguenti:



**Figure 8-25 – spostamenti per la combinazione di carico più gravosa (SLU)**

NODO	DZ (cm)
16	4,400
336	0,359

La differenza di spostamento verticale è pari a:

$\Delta$	4,041	cm
----------	-------	----

Essendo la distanza tra i due punti pari a 2500 cm l'angolo in radianti è pari a:

$\sigma$	0.0016164	rad
----------	-----------	-----

Il momento applicato (moltiplicato per 1.5) è pari a:

M	267524.25	kNm
---	-----------	-----

La rigidezza alla rotazione, calcolata come  $(M/\sigma)$  è pari a:

$k\sigma$	1.66E+11	Nm/rad	>	1.5E+11	Nm/rad
-----------	----------	--------	---	---------	--------

Il valore 1.51.5E+11 Nm/rad si riferisce al valore limite di rigidezza rotazionale definita nel documento preso come riferimento come riportato di seguito:

The value for SG 6.0-170 T115-50A is shown in Table 2:

WTG	SG 6.0-170 T115-50A
Minimum rotational stiffness of the foundation	1.5E+11 Nm/rad

Table 2 SG 6.0-170 T115-50A Minimum rotational stiffness

## 9. STIMA DELLA PORTATA DEI PALI

Si prevede di fondare il basamento che porta la torre su pali trivellati. La stima della portata viene eseguita considerando i parametri di resistenza del terreno precedentemente esposti. È previsto di impiegare pali di diametro 120cm e lunghezza complessiva pari a 28 m.

### 9.1.1. PORTATA ASSIALE

La stima della portata sul palo viene eseguita come riportato a seguire.

#### CALCOLO PORTATA PALI TRIVELLATI

##### DATI DI INPUT

D	diametro del palo	1,20 m	Coefficiente parziale resistenza alla base	$\gamma_b$	1,35
L	lunghezza massima di calcolo	28,00 m	Coefficiente parziale resistenza laterale	$\gamma_l$	1,15
$Z_w$	profondità della falda dal p.c.	50,00 m	Coeff. parziale resistenza laterale in trazione	$\gamma_t$	1,25

n° strato	tipo terreno	DH <sub>i</sub> [m]	H <sub>f</sub> [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	N <sub>SPT</sub> [-]	f [°]	K [-]	c <sub>u</sub> [kPa]	$\alpha$ [-]	c <sub>a</sub> [kPa]
1	Regolite	2,00	2,00	21,80	21,80		36,00	0,50		0,00	0,00
2	Flysh Num	26,00	28,00	19,60	19,60		23,00	0,50		0,00	0,00
					0,00					0,00	0,00
					0,00					0,00	0,00
					0,00					0,00	0,00
					0,00					0,00	0,00
					0,00					0,00	0,00
					0,00					0,00	0,00

##### PORTATA ALLA BASE

n° strato	tipo terreno	DH <sub>i</sub> m	H <sub>f</sub> m	$\gamma_n$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	N <sub>SPT</sub>	$\phi'$ °	K	c <sub>u</sub> kPa	$\alpha$	c <sub>a</sub> kPa
2	Flysh Num	26,00	28,00	19,60	19,60	0,00	23,00	0,50	0,00	0,00	0,00

A <sub>b</sub>	Area della base del palo	1,13	m <sup>2</sup>
$\sigma_{vL}$	Pressione geostatica di base	553,2	kPa
c	Coesione alla base	19,0	kPa
N <sub>c</sub>	Coeff. di coesione	10,00	

$\phi'$ °	L/D	N <sub>q,1</sub> [L/D=50]	N <sub>q,2</sub> [L/D=20]	N <sub>q,3</sub> [L/D=10]	N <sub>q,4</sub> [L/D=5]	N* <sub>q1</sub> [50-20]	N* <sub>q2</sub> [20-10]	N* <sub>q3</sub> [10-5]	N <sub>q</sub>
23,00	23,33	3,74	5,71	7,35	9,75	5,50	0,00	0,00	5,50

Q <sub>b</sub>	Portata caratteristica di base	3652,97	kN
Q <sub>b,amm</sub>	Portata di calcolo di base	2019,33	kN

##### PORTATA LATERALE

	$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,(i+1)}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{h,med}$		c <sub>t</sub>	$\sigma$
$\sigma_{h,1}$	0,00	43,60	21,80	10,90	kPa	0,00	7,92
$\sigma_{h,2}$	43,60	553,20	298,40	149,20	kPa	0,00	63,33
$\sigma_{h,3}$	0,00	0,00	0,00	0,00	kPa	0,00	0,00
$\sigma_{h,4}$	0,00	0,00	0,00	0,00	kPa	0,00	0,00
$\sigma_{h,5}$	0,00	0,00	0,00	0,00	kPa	0,00	0,00
$\sigma_{h,6}$	0,00	0,00	0,00	0,00	kPa	0,00	0,00
$\sigma_{h,7}$	0,00	0,00	0,00	0,00	kPa	0,00	0,00
$\sigma_{h,8}$	0,00	0,00	0,00	0,00	kPa	0,00	0,00
$\sigma_{h,9}$	0,00	0,00	0,00	0,00	kPa	0,00	0,00

$\sigma = c_{a,i} + \sigma_{h,med,i} \tan \phi$	Q <sub>l</sub>	Portata laterale caratteristica	6267,33	kN
	Q <sub>l,compr</sub>	Portata laterale in compressione	4067,06	kN
	Q <sub>l,traz</sub>	Portata laterale in trazione	3741,69	kN

##### PORTATA PALO

Peso proprio palo	791,68	[kN]	<input type="radio"/>	tenere in conto nel calcolo della portata
			<input checked="" type="radio"/>	non tenere in conto nel calcolo della portata

PORTATA TOTALE LIMITE IN COMPRESSIONE	6086,4	kN
PORTATA TOTALE LIMITE IN TRAZIONE	3741,7	kN

VERIFICA SODDISFATTA

**STIMA APPROSSIMATA DEL CEDIMENTO - Secondo Viggiani**

Q	carico in esercizio sul palo	4200,0 kN
Q <sub>lim</sub>	portata limite di calcolo	4797,5 kN
λ	coefficiente relativo al tipo di palo	40
w	cedimento stimato	0,026 m
k	rigidezza verticale	159917 kN/m

Tipo di palo	Terreno	λ
Battuto	Incoerente	60
	Coesivo	120
Trivellato	Incoerente	40
	Coesivo	100
Trivellato pressato	Incoerente	50
	Coesivo	100

**9.1.2. PORTATA LATERALE**

La portata laterale viene determinata secondo la teoria di Broms.

**Proprietà palo**

Lunghezza palo	L=	28 m
Altezza di applicazione del carico rispetto a testa palo	e=	0 m
Diametro del palo	d=	1,2 m
Momento di plasticizzazione della sezione	My=	1268000 Nm
	L/d=	23,3
	e/d=	0

**Caratteristiche meccaniche terreno**

Peso specifico terreno	γ=	1960 N/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	φ=	23 °
	sin(φ)=	0,391
Coefficiente di resistenza passiva	kp=	2,283
	k=3kpγ·d=	16106 [N/m <sup>2</sup> ]

**Resistenza in terreni granulari**

***Palo libero di ruotare in testa***

Resistenza per palo corto	H corto=	6314 kN
Momento massimo	Mmax=	117854 kN m
Resistenza per palo medio	H medio=	47390 kN
Resistenza per palo lungo	H lungo=	488 kN
Tipo meccanismo		Corto
Resistenza di calcolo	H=	<b>488 kN</b>

***Palo incastrato in testa***

Resistenza per palo corto	H corto=	1641 kN
Momento massimo	Mmax=	13804 kN m
Resistenza per palo lungo	H lungo=	308 kN
Tipo meccanismo		Lungo
Resistenza di calcolo	H=	<b>308 kN</b>