



Green Power

Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.C.25.IT.W.09458.40.001.00

PAGE

1 di/of 80

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

INTEGRALE RICOSTRUZIONE DELL' IMPIANTO EOLICO "CALTAVUTURO 1", UBICATO NEL COMUNE DI CALTAVUTURO (PA)

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo preliminare Fondazioni Aerogeneratori

File: GRE.EEC.C.25.IT.W.09458.40.001.00 - Relazione di calcolo preliminare Fondazioni Aerogeneratori.docx

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
00	05/04/2022	Prima emissione	A. Filiberti	F.Chillè	L.Lavazza

GRE VALIDATION

	<i>G.Papa</i>	<i>L.Iacofano</i>
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT

Caltavuturo 1

GRE CODE

GROUP	FUNCION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT	SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION										
GRE	EEC	C	2	5	I	T	W	0	9	4	5	8	4	0	0	0	1	0	0

CLASSIFICATION

PUBLIC

UTILIZATION SCOPE

BASIC DESIGN

This document is property of Enel Green Power Solar Energy S.r.l. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by Enel Green Power Solar Energy S.r.l.

INDEX

1. INTRODUZIONE.....	4
1.1. DESCRIZIONE DEL PROPONENTE.....	4
1.2. CONTENUTI DELLA RELAZIONE	4
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	5
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E FONTI CONSULTATE.....	7
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE	8
5. CARICHI DI PROGETTO	10
5.1. Carichi permanenti	10
5.1.1. Pesi permanenti strutturali (G1).....	10
5.1.2. Pesi permanenti non strutturali (G2)	10
5.2. Sovraccarichi (Q).....	10
5.2.1. Carichi indotti dal vento (W).....	10
5.3. Azione sismica (E)	11
5.3.1. Spettri di progetto.....	11
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. Acciaio di armatura	17
7. SOFTWARE IMPIEGATO PER LE ANALISI FEM	18
7.1. Sistemi di riferimento.....	18
7.2. Elementi beam	18
7.2.1. Output delle azioni interne	18
7.3. Elementi plate.....	19
7.3.1. Gradi di libertà degli elementi e ecs.....	20
7.3.2. Output delle azioni interne	21
8. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE	24
8.1. Analisi strutturale tramite modello FEM	24
8.1.1. Geometria del modello.....	24
8.1.2. Vincoli	26
8.1.3. Casi di di carico	26
8.1.4. Combinazioni di carico	28
8.1.5. Giudizio motivato accettabilità dei risultati	31
8.2. Risultati del modello FEM.....	34

8.2.1. Direzioni fissate per gli assi locali degli elementi	34
8.2.2. Azioni assiali sui pali.....	36
8.2.3. Azioni sul basamento.....	39
8.2.4. Verifica degli elementi strutturali.....	59
8.2.5. Verifica strutturale del palo	59
8.2.6. Verifica a flessione platea.....	65
8.2.7. Verifica a taglio platea	74
8.2.8. Verifica a punzonamento platea	77
8.2.9. Verifiche tensionali in esercizio	79
8.3. CALCOLO RIGIDEZZA ALLA ROTAZIONE	79

1. INTRODUZIONE

Stantec S.p.A., in qualità di Consulente Tecnico, è stata incaricata da Enel Green Power Italia s.r.l. ("EGP") di redigere la documentazione per la richiesta di connessione alla Rete elettrica di Trasmissione Nazionale (RTN) per il repowering dell'esistente impianto eolico denominato "Caltavuturo 1" ubicato nel Comune di Caltavuturo (PA).

L'impianto attualmente comprende 20 turbine eoliche (WTG), di potenza 0,85 MW ciascuna, per un totale di 17 MW installati.

L'energia prodotta dagli aerogeneratori dell'impianto Caltavuturo 1 viene convogliata tramite cavidotto interrato MT fino alla sottostazione utente (SSU) installata nei pressi della Cabina Primaria a 150 kV di Caltavuturo (di proprietà Enel distribuzione), posizionata a sud rispetto agli aerogeneratori, ad una distanza in linea d'aria di circa 2,5 km.

L'intervento in progetto prevede l'integrale ricostruzione dell'impianto, tramite l'installazione di nuove turbine eoliche, in linea con gli standard più alti presenti sul mercato, che consente di ridurre il numero di macchine da 20 a 6, diminuendo in questo modo l'impatto visivo, in particolare il cosiddetto "effetto selva". Il progetto di potenziamento, a valle della sostituzione degli aerogeneratori attualmente in esercizio con quelli di nuova generazione di potenza massima 6,0 MW, prevede l'installazione di un impianto di potenza totale installata pari a 36 MW.

Inoltre, la maggior efficienza dei nuovi aerogeneratori comporta un aumento considerevole dell'energia specifica prodotta, riducendo in maniera proporzionale la quantità di CO2 equivalente.

1.1. DESCRIZIONE DEL PROPONENTE

Il soggetto proponente dell'iniziativa è Enel Green Power Italia S.r.l., società iscritta alla Camera di Commercio di Roma che ha come Socio Unico la società Enel Green Power S.p.A., società del Gruppo Enel che dal 2008 si occupa dello sviluppo e della gestione delle attività di generazione di energia da fonti rinnovabili.

Enel Green Power è presente in 28 Paesi nei 5 continenti con una capacità gestita di oltre 46 GW e più di 1200 impianti.

In Italia, il parco di generazione di Enel Green Power è rappresentato dalle seguenti tecnologie rinnovabili: idroelettrico, eolico, fotovoltaico, geotermia. Attualmente nel Paese conta una capacità gestita complessiva di oltre 14 GW.

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

L'impianto eolico è ubicato nell'area del comune di Caltavuturo in provincia di Palermo.

L'area di progetto dell'impianto eolico "Caltavuturo 1" è identificata dalle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine: 37°47'58.71"N
- Longitudine: 13°55'58.40"E

L'area di progetto ricade in Contrada Colla nel Territorio del Comune di Caltavuturo (PA), la cui altezza media sul livello del mare si aggira intorno ai 850 metri s.l.m.



Figura 2-1: Collocazione geografica impianto eolico "Caltavuturo 1" (Google Earth)

Il sito si presenta complesso dal punto di vista orografico: è infatti caratterizzato da colline di elevazione tra i 800 e i 900 m s.l.m. con forti pendenze.

In Figura 2-2 è riportato il posizionamento previsto per le turbine eoliche del nuovo impianto in progetto.



Figura 2-2: Inquadramento geografico nuovo impianto eolico "Caltavuturo 1" (Google Earth)

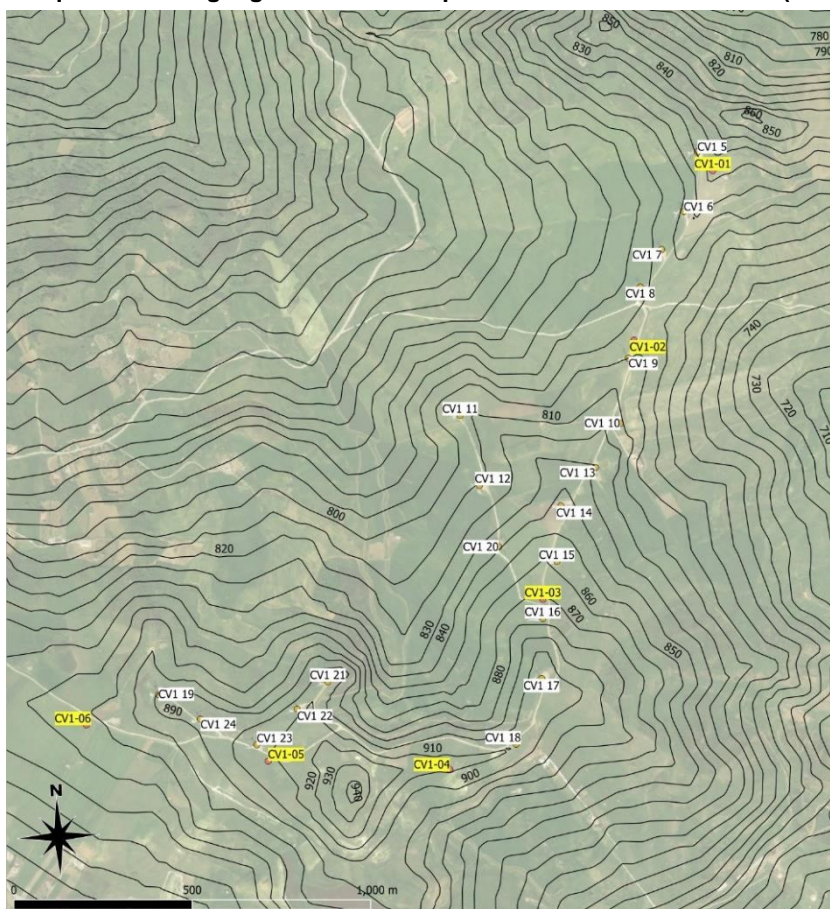


Figura 2-3: Carta 2D dell'area

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, pesi 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 delle turbine "Preliminary Generic - Site Roads and Hardstands requirements SG 6.0-170"
- [10] Scheda tecnica del produttore della turbina "Foundation loads T115-50A SG 6.0-170"
- [11] Scheda tecnica del produttore della turbina "Developer Package SG 6.0-170"
- [12] Linee guida fornite dal Proponente, Enel Green Power Italia S.r.L "Design and construction guidelines for the foundations of wind turbine generators"

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 alla torre di sostegno si faccia riferimento alle specifiche del produttore.

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'ideale malta ad alta resistenza per permettere un livellamento ottimale e garantire la perfetta verticalità delle strutture e permettere un'ideale distribuzione degli sforzi di contatto.

Sulla base delle proprietà dei terreni forniti dalla relazione preliminare geologica e geotecnica è possibile individuare due differenti stratigrafie tipo. La qui denominata "Stratigrafia 1" accomuna gli aerogeneratori CV1-01, CV1-03 e CV1-04 ed è caratterizzata da terreni coesivi, mentre la qui denominata "Stratigrafia 2" è relativa agli aerogeneratori CV1-02, CV1-05 e CV1-06 e consiste in terreni incoerenti. Come verrà descritto in seguito, a causa delle proprietà dei terreni in corrispondenza degli aerogeneratori 1, 3 e 4, risulta necessario prevedere per queste turbine pali di diametro 1.2 m e lunghezza 31 m, mentre per gli aerogeneratori 2, 5 e 6 sono sufficienti pali di diametro 1 m e lunghezza 12 m.

Per maggiore chiarezza si denota come:

- "Configurazione 1": relativa agli aerogeneratori (WTG) 1, 3 e 4;
- "Configurazione 2": relativa agli aerogeneratori (WTG) 2, 5 e 6.

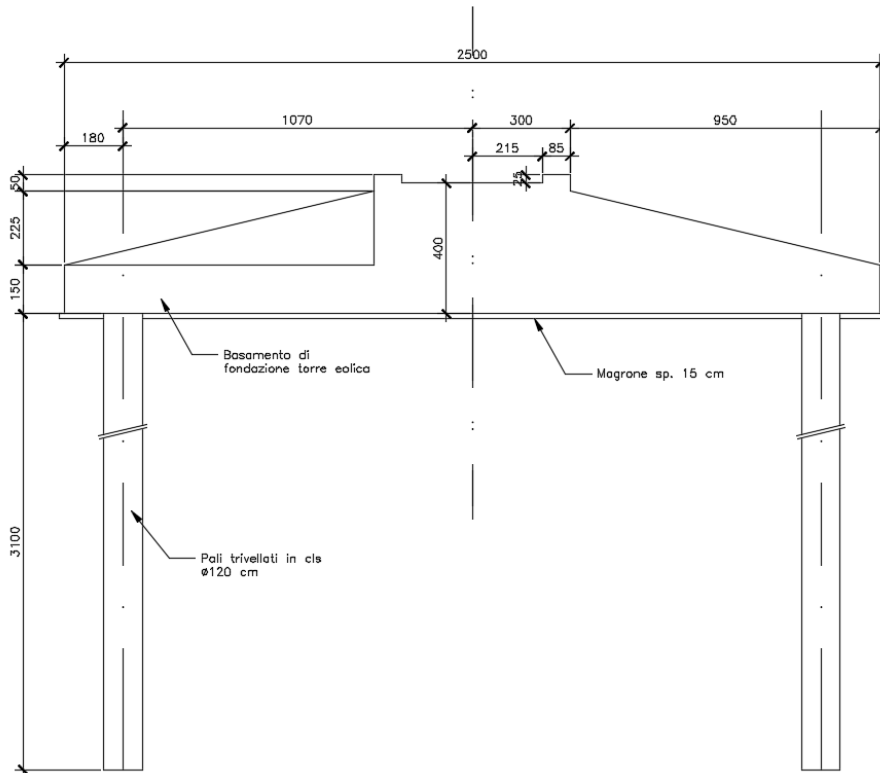


Figure 4-1 - Sezione plinto di fondazione – “Configurazione 1”

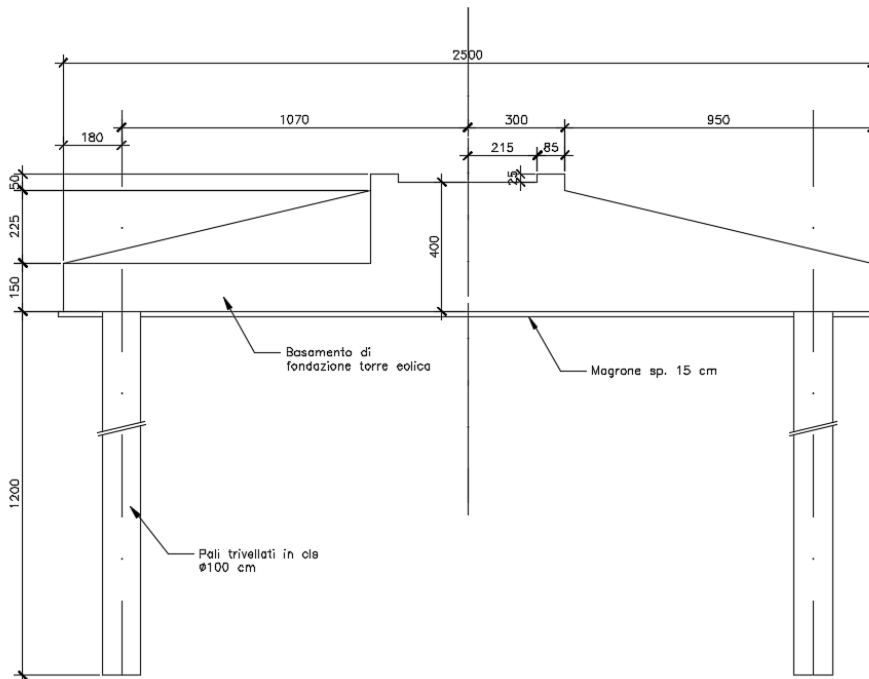


Figure 4-2 - Sezione plinto di fondazione – “Configurazione 2”

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 kN/m³, per le strutture in acciaio è stato assunto un peso specifico pari a 78.50 kN/m³.

5.1.2. Pesi permanenti non strutturali (G2)

I carichi permanenti non strutturali sono rappresentati dal peso del terreno sovrastante il basamento (G2_terreno) e quello imputabile al peso della torre e delle macchine installate sul basamento (G2_wtg). Quest'ultimo viene considerato nelle combinazioni di carico diverse da quelle che utilizzano il carico da vento (W), in cui il peso è già stato considerato.

5.2. Sovraccarichi (Q)

5.2.1. Carichi indotti dal vento (W)

Il carichi da vento, relativi alle diverse situazioni previste sono riportati nelle seguenti tabelle estratte dal documento [10] *Scheda tecnica del produttore della turbina "Foundation loads T115-50A SG 6.0-170"*

Carichi da vento caratteristici (W_Characteristic):

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

Carichi da vento in condizione extreme (W_Extreme), relativi a situazioni eccezionali:

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	196184,46	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

Carichi da vento in condizione quasi permanente (W_QP) e relativi alle normali condizioni di esercizio della turbina:

Quasi-permanent load

Loads according to GL2010, considering **DLC 1.1** and 6.4 with a probability of exceedance of $pf = 10^{-2}$ (equivalent to 1750 h in 20 years) with $\gamma_F = 1.0$ have been estimated as shown in Table 5:

pf=0.01000	Tower loads at section							
Section Height from bottom (m)	Fx (KN)	Fy (KN)	Fxy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mxy (KNm)	Mz (KNm)
0	1002.0 7	123,15	1002,4 8	-6629,52	18223,36	119459,4 9	119805,99	4928,71

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

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
- δ_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 desunti da [9] Scheda tecnica del produttore delle turbina "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.

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 - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

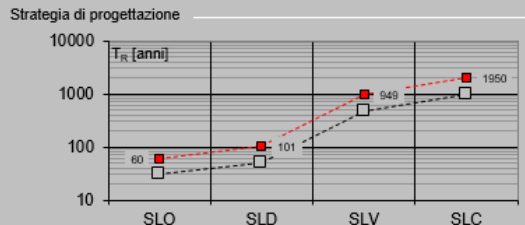
Stati limite ultimi - SLU {

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

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

Per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono stati considerati i parametri di azione sismica relativi alle coordinate di tutti gli aerogeneratori al fine di utilizzare, a favore di sicurezza, i valori più elevati, che risultano essere quelli in corrispondenza dell'aerogeneratore CV1-01 (WTG 1).

Si ottengono i seguenti parametri sismici di progetto:

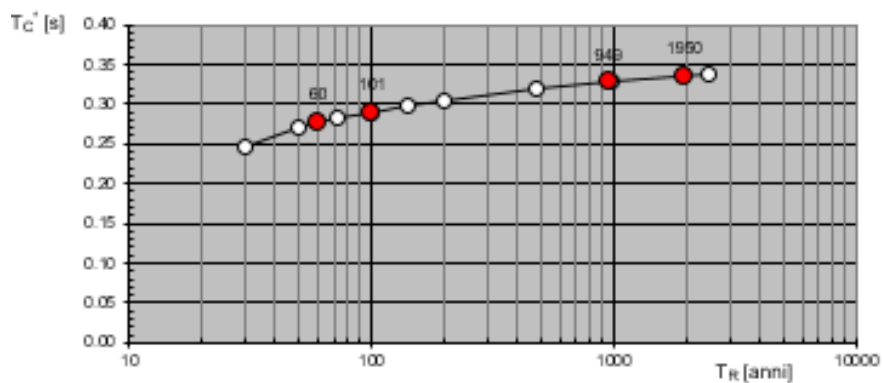
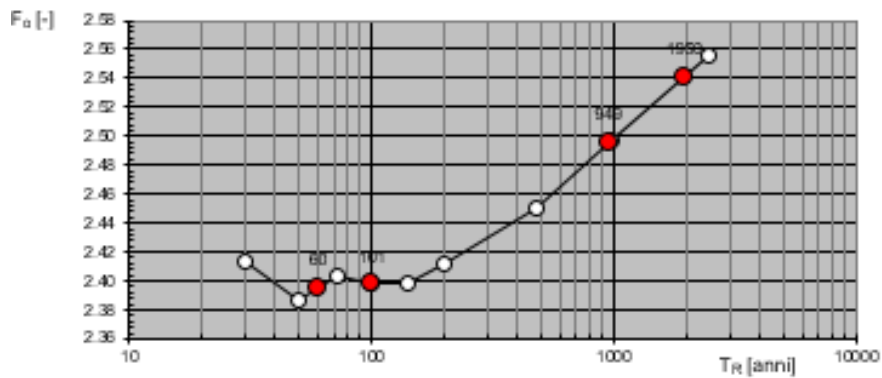
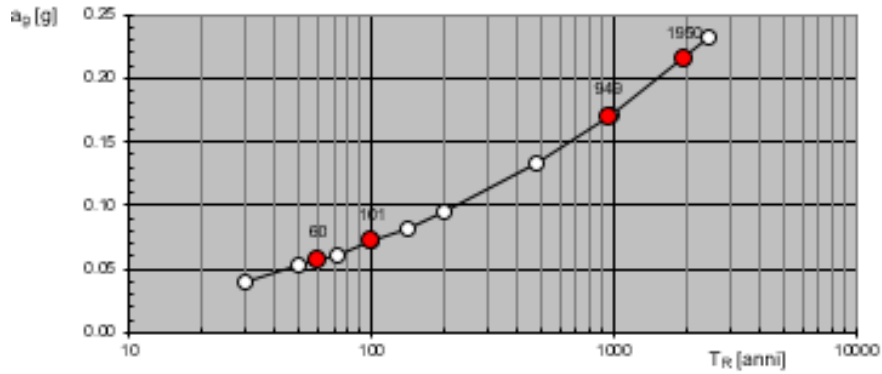
	T_R	a_g	F_0	T^*_C
SLO	60	0.057	2.395	0.277
SLD	101	0.071	2.398	0.290
SLV	949	0.169	2.496	0.328
SLC	1950	0.214	2.541	0.335

Dalla relazioni geologica e geotecnica è stato rilevato che la Categoria di Sottosuolo che interessa il sito di progetto è la B mentre la Categoria Topografica è T2.

Secondo quanto indicato al paragrafo 7.2 del [12] *Linee guida fornite dal Proponente, Enel Green Power Italia S.r.L "Design and construction guidelines for the foundations of wind turbine generators"* si assume un valore del coefficiente di smorzamento pari all'1%.

Si riportano di seguito le espressioni ed i parametri caratterizzanti lo spettro di risposta orizzontale allo SLV:

Valori di progetto dei parametri a_p , F_a , T_c in funzione del periodo d



Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

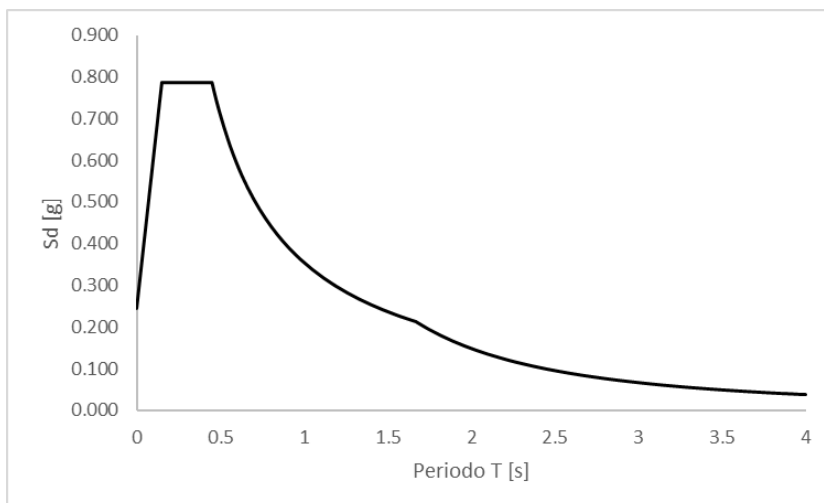
$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

Categoria di sottosuolo					B	
Categoria topografica					T2	
Coefficiente amplificazione stratigrafica				S _s =	1.2	
Coefficiente di amplificazione topografica				S _T =	1.2	
Coefficiente S				S	1.4	
Coefficiente C _C				C _C	1.4	
Smorzamento Convenzionale					NO	
Coefficiente di smorzamento viscoso non convenzionale				ζ	1.00	
Fattore che altera lo spettro				η	1.3	
T _C				T _C	0.451	[s]
T _B				T _B	0.150	[s]
T _D				T _D	1.669	[s]

Si riporta l'andamento dello spettro di risposta orizzontale SLV:



5.3.2. Determinazione della forzante sismica

Per quanto riguarda l'accelerazione sismica da adottare nei calcoli strutturali, si ipotizza che lo spettro di risposta oltre i 4s sia caratterizzato dal medesimo andamento avente per $T_D \leq T \leq 4s$. Come illustrato in tabella sottostante, il periodo proprio della struttura viene determinato pensando la torre incastrata alla base, e risulta pari a 5.30 s. Per questo valore si ottiene $S_d=0.021g$.

Node ID	d_i m	W_i kN	d_i^2 m ²	$W_i d_i^2$ kN m ²	$W_i d_i$ kN m	T s
7	7.903	3143.0	62.450	196279	24837	5.30
12	5.786	849.6	33.483	28447	4916	
11	2.885	843.3	8.325931	7021	2433	
10	1.135	845.5	1.287338	1088	959	
9	0.296	717.7	0.087536	63	212	
8	0.028	638.6	0.000768	0	18	
			Σ	232899	33376	

L'accelerazione assunta nei calcoli, come anticipato, sarà pari a 0.021g, da cui ne seguono le forze statiche equivalenti all'azione sismica riportate in seguito.

Se (T_1) 0.021 g

Elemento	z_{min} m	z_{max} m	z m	Δz m	m kg	N kN	V kN	M kN m
Navicella+rotore	115.00	115.00	115.00		314298	3143.0	66.0	7590
Concio fusto 1/5	0.00	13.56	6.78	13.56	84960	849.6	17.8	121
Concio fusto 2/5	13.56	31.76	22.66	18.20	84330	843.3	17.7	401
Concio fusto 3/5	31.76	55.56	43.66	23.80	84550	845.5	17.8	775
Concio fusto 4/5	55.56	82.44	69.00	26.88	71770	717.7	15.1	1040
Concio fusto 5/5	82.44	112.41	97.43	29.97	63860	638.6	13.4	1307
						7037.7	147.8	11234.5

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico e di incertezze nella localizzazione delle masse, come indicato al paragrafo 7.2.6 delle NTC2018 si attribuisce un'eccentricità accidentale pari al 5% del diametro del basamento. Inoltre, per tenere conto della contemporaneità dell'azione sismica nelle due direzioni ortogonali si considera applicato in direzione Y il 30% dell'azione sismica applicata lungo X. Nella tabella sottostante vengono riassunte le forze sismiche risultanti:

eccentricità 0.05*D 1.25 m

	N kN	F_x kN	F_y kN	M_y kN m	M_x kN m	M_z kN m
SISMA X + 0.3 Y	7037.68	147.79	44.34	11234.5	3370.4	184.7

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:

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

$$\nu = 0.20;$$

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

$$f_{ck} = 32 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 18.13 \text{ MPa } (=0.85f_{ck}/1.5)$$

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

Classe di esposizione: XC4 (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:

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

$$\nu = 0.20;$$

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

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 25.5 \text{ MPa } (=0.85f_{ck}/1.5)$$

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

Classe di esposizione: XC4 (Bagnato, raramente asciutto)

Dimensione massima aggregato: 25 mm

6.1.5. Acciaio di armatura

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

$$E = 200000 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.30;$$

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

$$\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa};$$

$$f_{uk} = 540 \text{ Mpa}.$$

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 cartesiale 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.

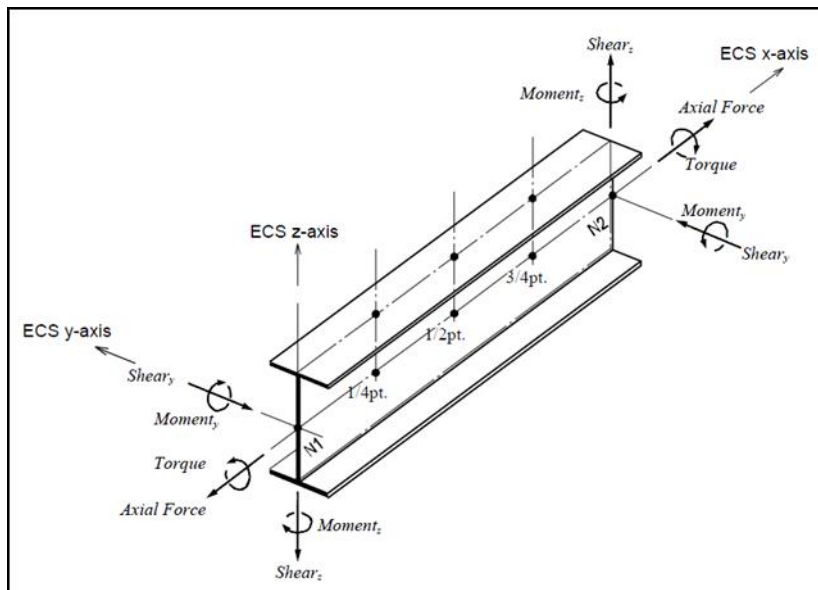
L'ECS usa le lettere minuscole x,y e z per definire un sistema di riferimento cartesiano, che segue la regola della mano destra, associati a un elemento. I risultati delle analisi in termini di forze interne e tensioni e la maggior parte degli input associati al singolo elemento sono espressi in questo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

7.2. Elementi beam

Gli elementi a due nodi assimilabili a elementi strutturali monodimensionali, quali travi e pilatri, 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 pressioni, 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.

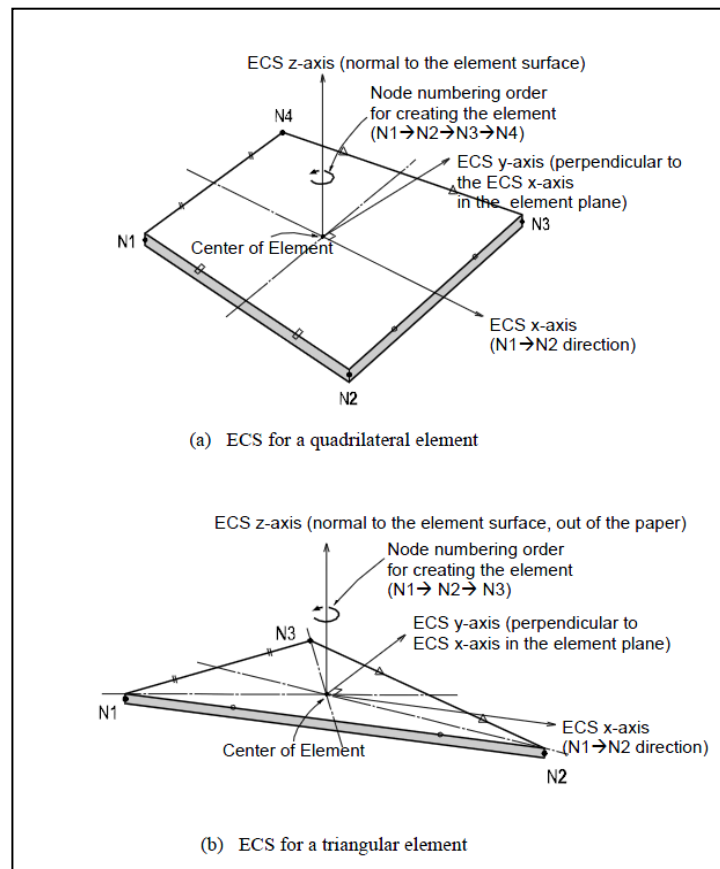


Figura 7-1 - Definizione degli elementi plate e rispettivi ECS

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 rigidezza 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.

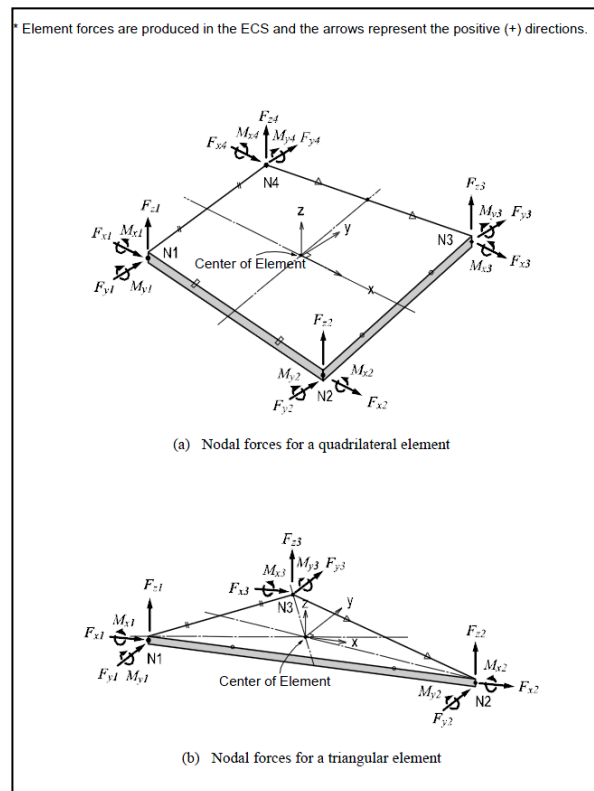
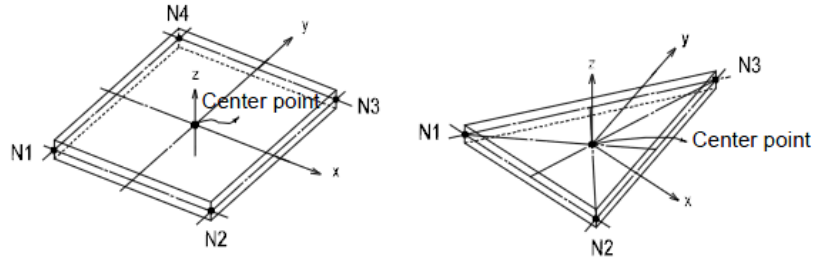
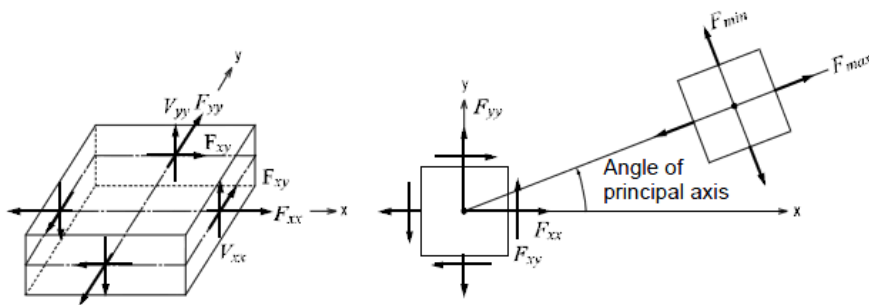


Figura 7-2 - Convenzione dei segni per le forze nodali degli elementi plate

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

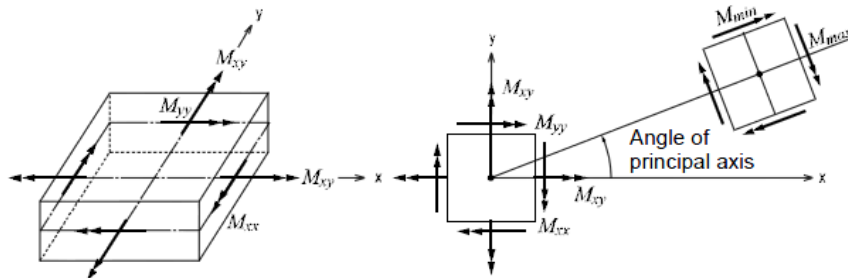


- Out put locations of element forces per unit length
- (a) Output locations of element forces



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

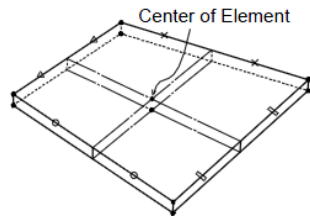
Figura 7-3 – Convenzione dei segni per l'output delle forze per unità di lunghezza



(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

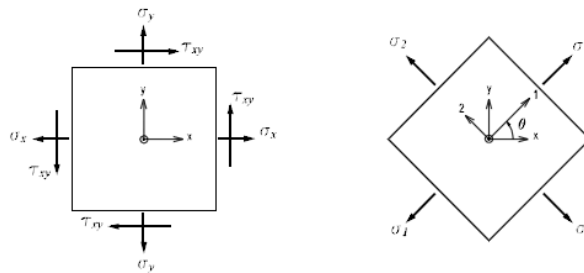


Figura 7-5 - Convenzione dei segni per le tensioni agenti

σ_x : Axial stress in the ECS x - direction

σ_y : Axial stress in the ECS y - direction

τ_{xy} : Shear stress in the ECS x - y plane

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

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

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

θ : 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 2021 v3.1, 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 rigidità 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 4.25 m superiore rispetto alla quota di testa dei pali, per poter tener conto degli effetti di eccentricità dei carichi verticali rispetto alla platea.

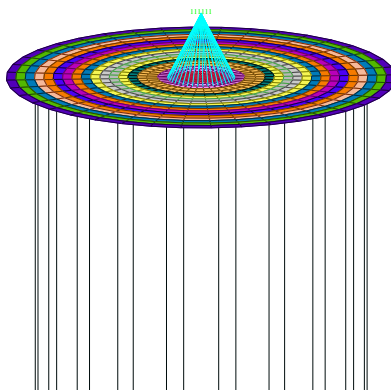


Figure 8-1 - Nodo master per l'applicazione dei carichi provenienti dalla torre

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

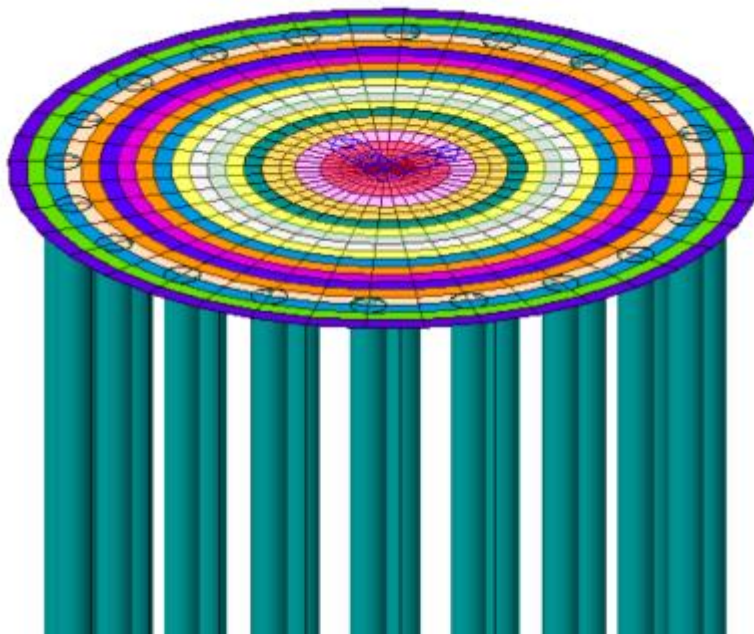


Figure 8-2 - Modello FEM, vista prospettica

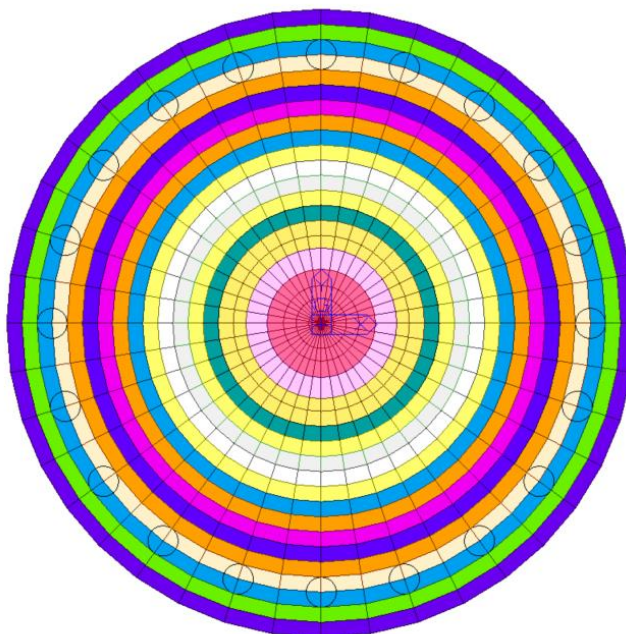


Figure 8-3 - Modello FEM, vista dall'alto

8.1.2. Vincoli

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

La rigidità della molla si calcola a partire da una stima della portata del singolo palo e del relativo cedimento. Maggiori informazioni al successivo paragrafo 8.2.2.

8.1.3. Casi di di carico

Si riportano le condizioni di carico applicate al modello di calcolo

Carico G2 rappresentante i pesi permanenti non strutturali viene diviso tra peso del terreno sovrastante il basamento (G2_terreno) e peso proprio della turbina e relative componenti (G2_WGT). Quest'ultimo viene applicato per tenere in considerazione l'effetto del peso sul basamento solamente nelle combinazioni dove non è presente l'azione del vento nella quale invece è già compreso nei carichi forniti dalle specifiche del produttore.

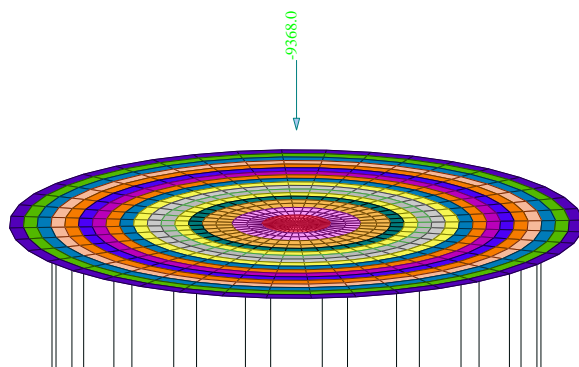


Figure 8-4 Load condition G2_terreno

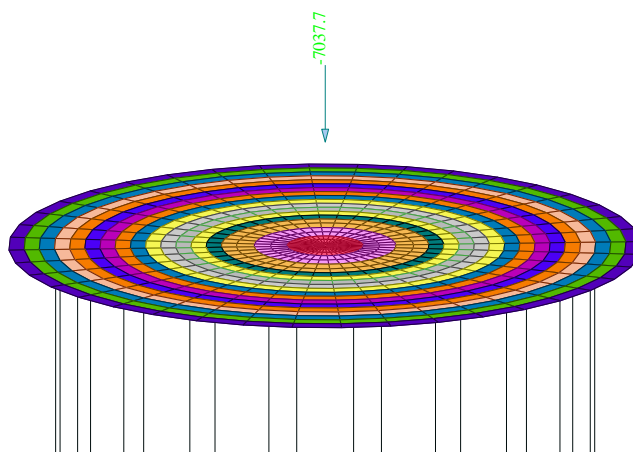


Figure 8-5 Load condition G2_WGT

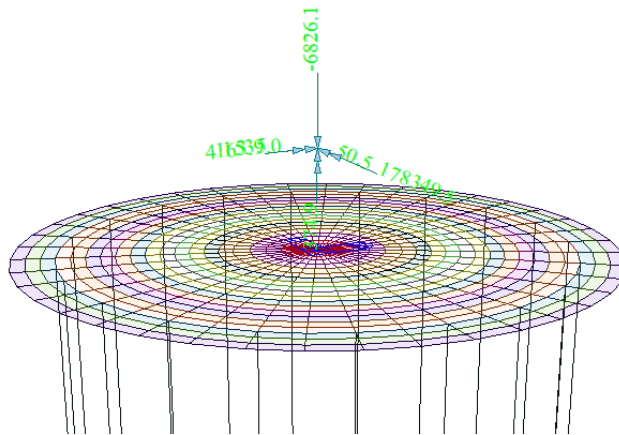


Figure 8-6 - Load condition W_Characteristic

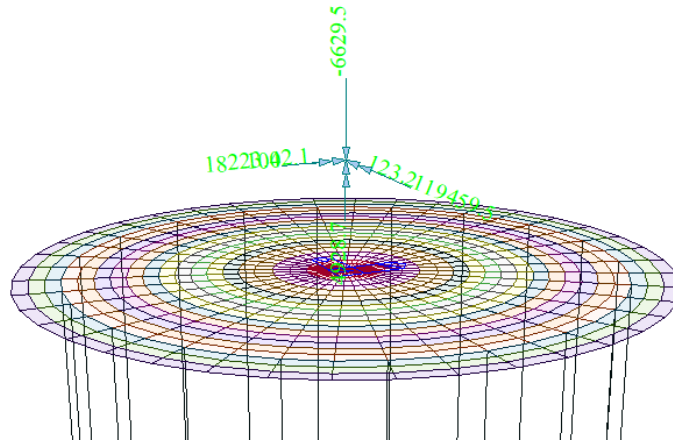


Figure 8-7 - Load condition W_Quasi-Permanent

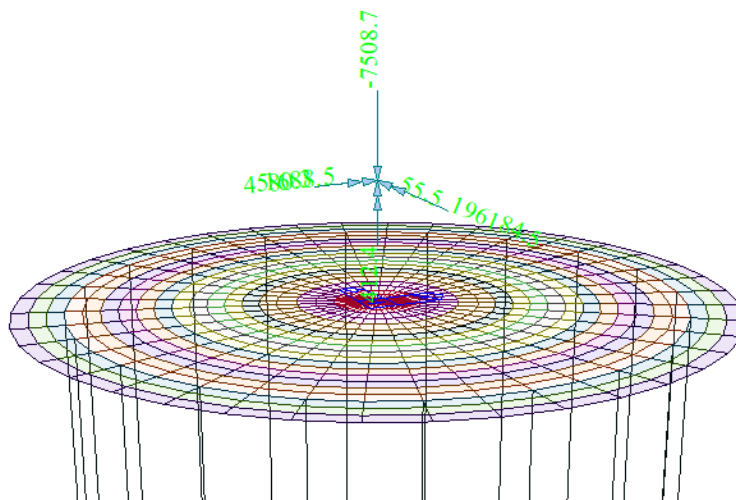


Figure 8-8 - Load condition W_Extreme

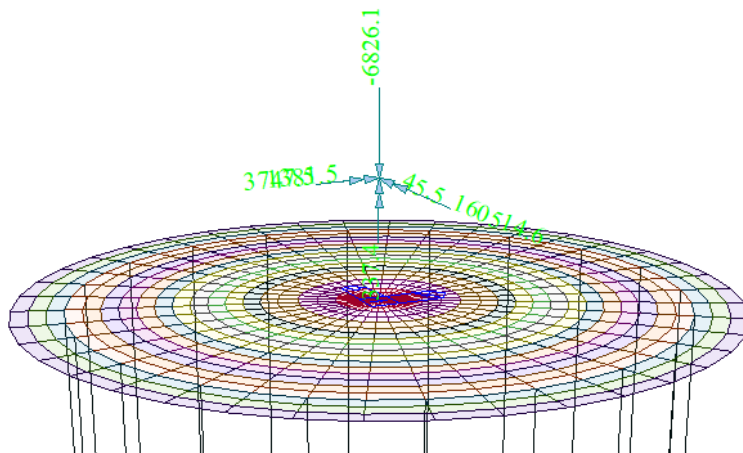


Figure 8-9 - Load condition W_Frequent

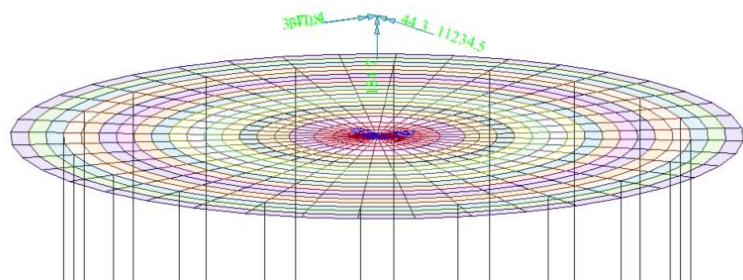


Figure 8-10 - Load condition E

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

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

Di seguito vengono elencati i carichi oggetto delle successive combinazioni, i valori sono indicati nelle rispettive tabelle estratte da "Foundation loads T115-50A SG 6.0-170" al precedente paragrafo 5.3.

Casi di carico

Cat.	
G1	pesi permanenti strutturali
G2_terreno	pesi permanenti non strutturali
G2_wtg	pesi permanenti non strutturali
W_Characteristic	carichi da vento caratteristici
W_QP	carichi da vento in condizione quasi permanente
W_Extreme	carichi da vento in condizione extreme (load factor 1.1)
W_Frequent	carichi 0.9*W_Characteristic eccetto Fz = Fz di W_Characteristic
E	sisma

La seguente tabella contiene le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli.

COMBO	TYPE										
			G1	G2 terreno	G2_wtg	W_Characteristic	W_QP	W_Extreme	W_Frequent	E	
SLU1	Strength/Stress	Add	1.30	1.50	1.50						
SLU2	Strength/Stress	Add	1.30	1.50				1.35			
SLU3	Strength/Stress	Add	1.00	0.80				1.35			
SLUext	Strength/Stress	Add	1.00	1.00					1.00		
SLV1	Strength/Stress(Elastic)	Add	1.00	1.00	1.00						1.00
SLV2	Strenght/Stress(Elastic)	Add	1.00	1.00				1.00			1.00
SLEr	Serviceability	Add	1.00	1.00			1.00				
SLEf	Serviceability	Add	1.00	1.00							1.00
SLEqp	Serviceability	Add	1.00	1.00				1.00			

Le combinazioni "SLU2" e "SLU3" si riferiscono alla combinazione fondamentale allo Stato Limite Ultimo. Viene attribuito il coefficiente amplificativo 1.35 in quanto si fa riferimento alla condizione "Normal", ovvero le normali condizioni di esercizio della turbina, come riportato nella sottostante tabella estratta documento "Design and construction guidelines for the foundations of wind turbine generators". Tale documento viene considerato come "di comprovata validità" rispetto alle NTC2018. I carichi da utilizzare nella condizione "Normal", sono quelli riportati nella tabella dei carichi quasi-permanenti (W_QP), come precisato dal produttore.

La combinazione "SLUext" si riferisce alla combinazione allo Stato Limite Ultimo per azioni di tipo eccezionale. In questa combinazione i carichi da vento utilizzati sono gli "Extreme loads" (W_Extreme) in condizione "Abnormal", quindi quelli riportati nella relativa tabella in corrispondenza del load factor 1.1, proprio della condizione "Abnormal".

La combinazione "SLV1" rappresenta la combinazione allo Stato Limite Ultimo per sisma.

La combinazione "SLV2" rappresenta la combinazione allo Stato Limite Ultimo per sisma combinata con l'azione del vento nelle normali condizioni di esercizio della turbina (W_QP), come indicato al paragrafo 7.3 del documento "Design and construction guidelines for the foundations of wind turbine generators".

La combinazione "SLEr" contiene i carichi da vento caratteristici (W_Characteristic).

La combinazione "SLEf" contiene i carichi da vento caratteristici (W_Characteristic) moltiplicati

per il fattore riduttivo 0.9, ad eccezione del carico F_z , che rimane pari a quello caratteristico.

La combinazione "SLEqp" contiene i carichi da vento in condizione quasi-permanente (W_{QP}).

Unfavourable loads			Favourable ⁹ 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

* For design load case DLC 1.1, given that loads are determined using statistical load extrapolation at prescribed wind speeds between V_{in} and V_{out} , the partial load factor for normal design situations shall be $\gamma_f = 1,25$.

If for normal design situations the characteristic value of the load response $F_{gravity}$ due to gravity can be calculated for the design situation in question, and gravity is an unfavourable load, the partial load factor for combined loading from gravity and other sources may have the value

$$\gamma_f = 1,1 + \varphi_s^2$$

$$\varphi_s = \begin{cases} 0,15 & \text{for DLC1.1} \\ 0,25 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\zeta = \begin{cases} 1 - \frac{|F_{gravity}|}{|R_k|} & |F_{gravity}| \leq |R_k| \\ 1 & |F_{gravity}| > |R_k| \end{cases}$$

Oltre ai casi di carico sopra elencati sono state introdotte anche delle combinazioni di involucro delle combinazioni di stato limite ultimo ("SLUenv").

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".

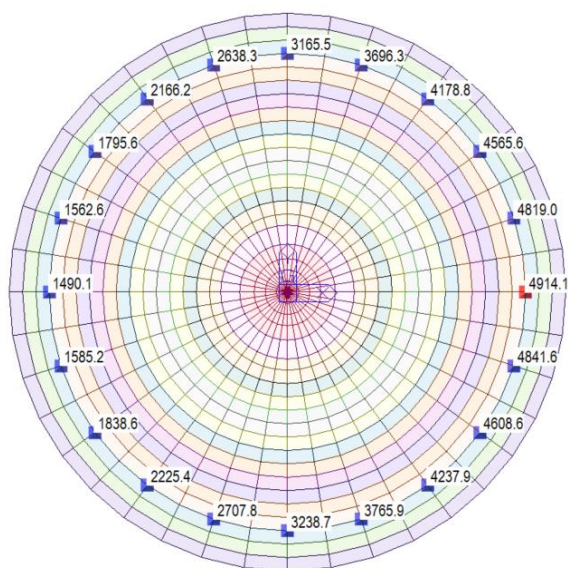


Figure 8-11 - Reazioni verticali su modello FEM – “Configurazione 1”

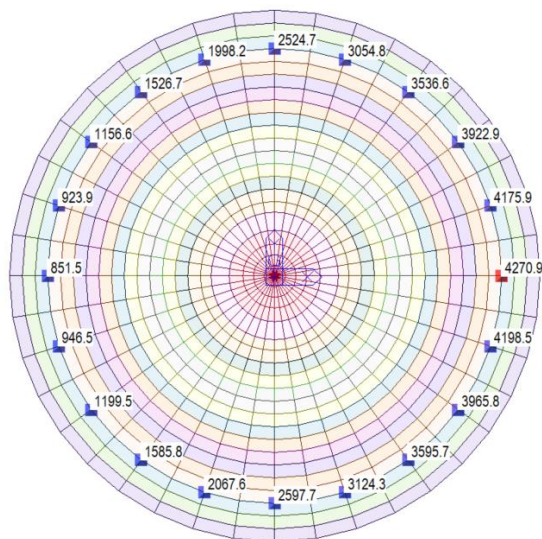


Figure 8-12 - Reazioni verticali su modello FEM – “Configurazione 2”

Di seguito, elaborazione con foglio di calcolo Excel e relative reazioni sui pali ottenute:

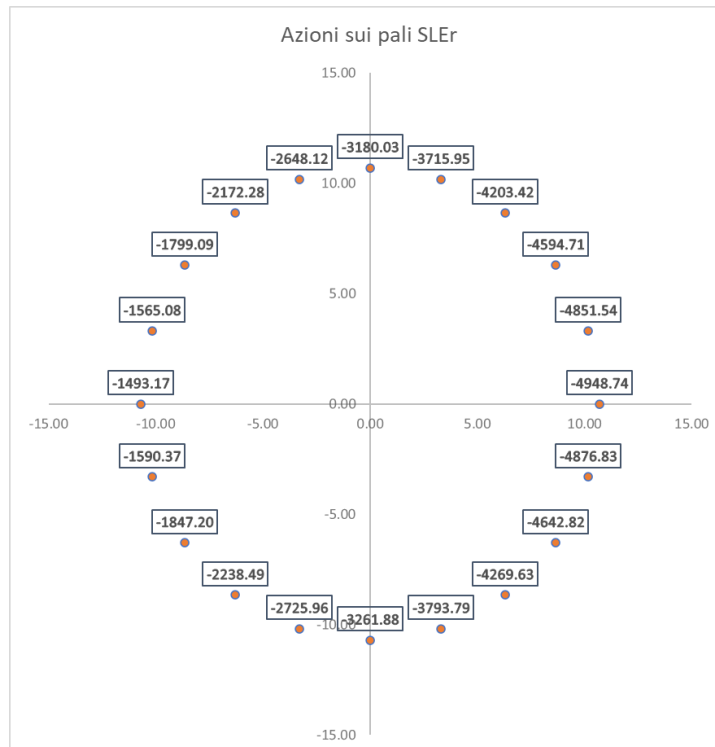


Figure 8-13 - Reazioni verticali foglio di calcolo Excel – “Configurazione 1”

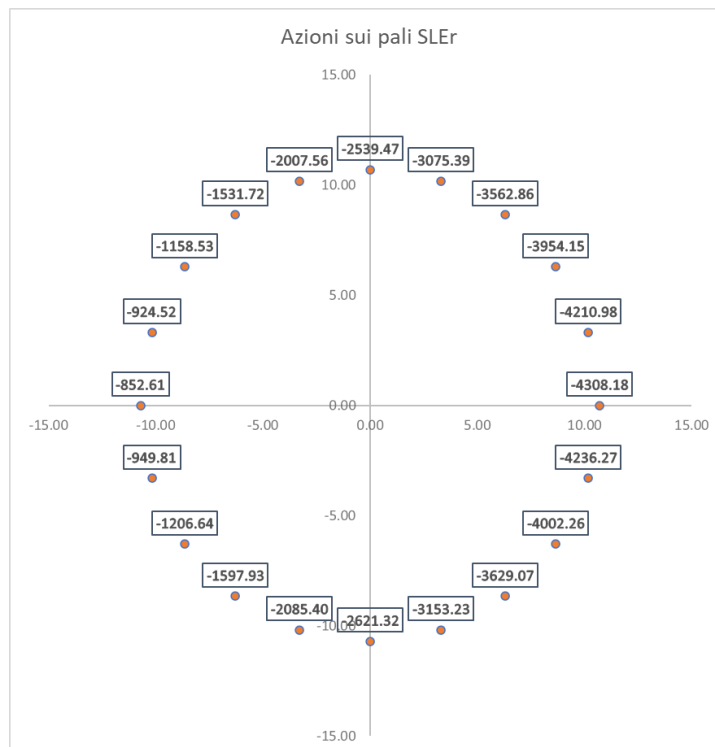


Figure 8-14 - Reazioni verticali foglio di calcolo Excel – “Configurazione 2”



Green Power

Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.C.25.IT.W.09458.40.001.00

PAGE

33 di/of 80

Lo scarto tra i risultati forniti dai due modelli 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).

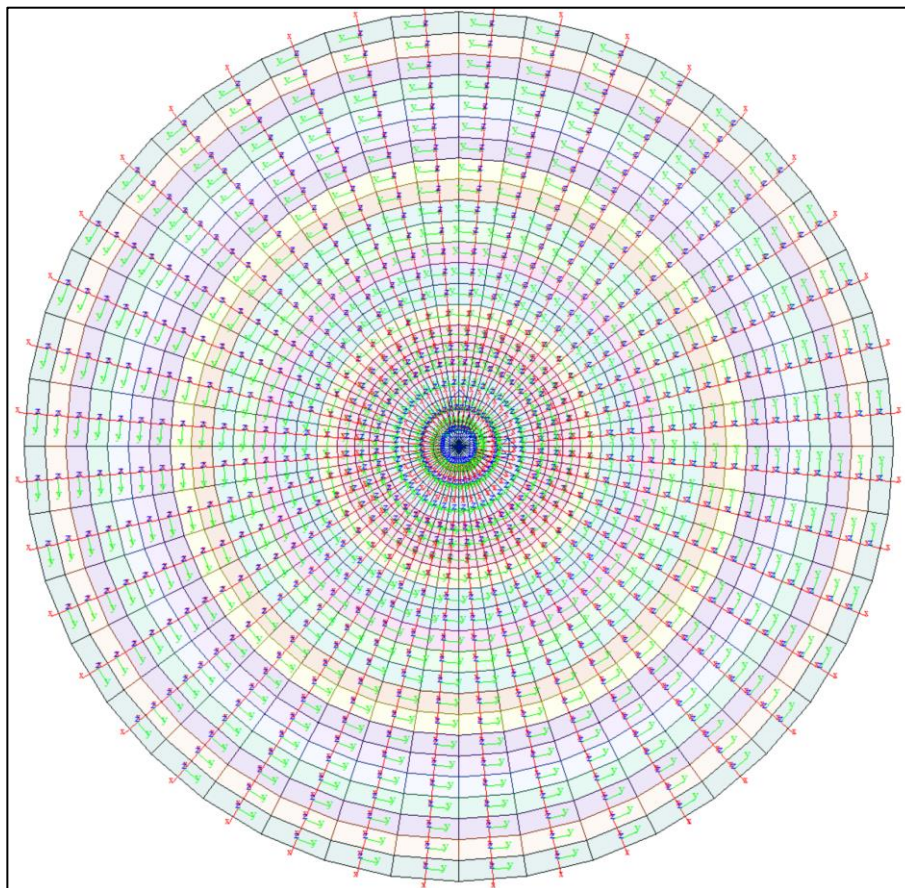


Figure 8-15 Assi di riferimento locali su elementi plate

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

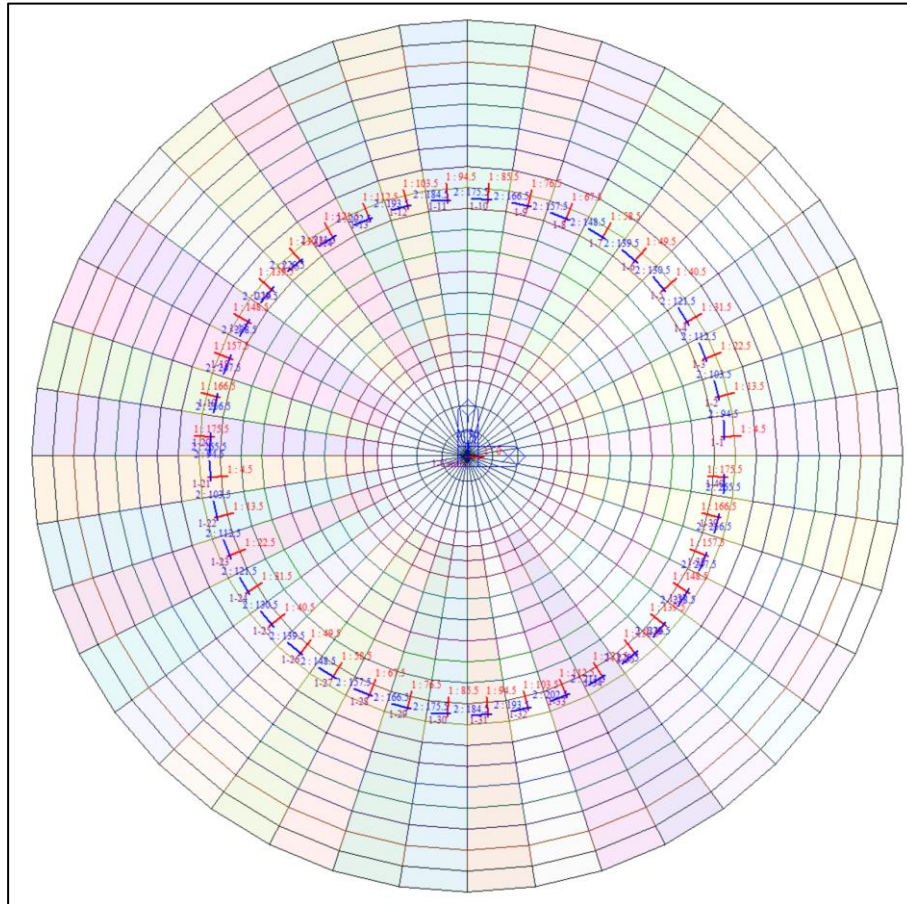


Figure 8-16 - Assi di riferimento delle armature

8.2.2. Azioni assiali sui pali

Come indicato al paragrafo 4, essendo presenti due differenti stratigrafie tipo che caratterizzano il sito, si è provveduto a stimare la portata verticale limite mediante metodi statici per entrambe le stratigrafie. I risultati ottenuti sono stati molto diversi, rendendo necessarie due differenti configurazioni di pali:

- "Stratigrafia 1" - "Configurazione 1": relativa agli aerogeneratori 1, 3 e 4;
- "Stratigrafia 2" - "Configurazione 2": relativa agli aerogeneratori 2, 5 e 6.

La "Stratigrafia 1" fornisce una portanza ai carichi verticali molto bassa, rendendo necessario l'impiego di pali di diametro 1.2 m e lunghezza 31 m. La "Stratigrafia 2" è caratterizzata da terreni con buone proprietà geotecniche, rendendo necessario l'impiego di pali di diametro 1 m e lunghezza 12 m.

Si precisa che i dati forniti dalla relazione geotecnica preliminare sono basati su indagini pregresse eseguite fino a un massimo di 20 metri di profondità, mancano quindi informazioni sulle caratteristiche tecniche dei terreni presenti al di sotto dei 20 metri. In questa sede si ipotizzano le medesime proprietà dello strato più profondo anche oltre i 20 m.

Per gli aerogeneratori della "Configurazione 1" risultano necessari pali di lunghezza oltre i 30 m; si ritiene quindi fondamentale indagare fino alle profondità massime previste per le perforazioni, al fine da individuare eventuali ulteriori variazioni litologiche e procedere al dimensionamento definitivo delle strutture di fondazione.

Stima portata verticale "Configurazione 1" - WTG 1,3,4.

CALCOLO PORTATA PALI TRIVELLATI

DATI DI INPUT

D	diámetro del palo	1.20	[m]	FS	Coefficiente parziale resistenza alla base	γ_b	1.35	[-]
L	lunghezza massima di calcolo	31.00	[m]		Coefficiente parziale resistenza laterale	γ_l	1.15	[-]
z_w	profondità della falda dal p.c.	50.00	[m]		Fattori di correlazione ξ	ξ	1.70	[-]
f_{cd}	resistenza di calcolo del c.l.s.	14.17	[Mpa]					

n° strato	tipo terreno	DH _i [m]	H _i [m]	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N _{SPT} [-]	f [°]	K [-]	c _u [kPa]	α [-]	c _a [kPa]
1	AR	5.00	5.00	21.00	21.00				166.00	0.40	66.40
2	SA	26.00	31.00	21.00	21.00				259.00	0.40	100.00
					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					0.00	0.00

LEGENDA

DH _i	spessore dello strato
H _i	profondità dello strato dal p.c.
γ_n	peso specifico del terreno naturale
γ'	peso specifico efficace
N _{SPT}	Numero colpi al piede (solo granulari)
ϕ	angolo di attrito (solo granulari)
K	rapporto tra σ_v/σ'_v
c _u	coesione non drenata (solo coesivi)
c _a = α c _u	adesione (solo coesivi)

PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzantzev

n° strato	tipo terreno	DH _i [m]	H _i [m]	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N _{SPT} [-]	f [°]	K [-]	c _u [kPa]	α [-]	c _a [kPa]
2		26.00	31.00	21.00	21.00	0.00	0.00	0.00	259.00	0.40	100.00

A _b	Area della base del palo	1.13	[m²]								
s _u	Pressione geostatica di base	651	[kPa]								
N _q = γ B _x	Coeff. di pressione geostatica	0.00									
c	Coesione alla base	259.00	[kPa]								
N _c	Coeff. di coesione	9.00									
Q _{b,lim}	Portata limite di base	1550.76	[kN]								
Q _{b,amm}	Portata amm. di base	1148.71	[kN]								

Tabella per il calcolo di B_x

Tabella per il calcolo di γ

H/D 25.8

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v(i+1)}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{h,med}$	c _a	σ
0.00	105.00	52.50	0.00	66.40	66.40
105.00	651.00	378.00	0.00	100.00	100.00
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	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	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

$$\sigma = c_{a,i} + \sigma_{h,med,i} \tan \phi$$

Q _{l,lim}	Portata limite laterale	11053.38	[kN]	Peso proprio palo	876.50	[kN]	<input checked="" type="checkbox"/>	tenere in conto nel calcolo della portata
Q _{l,amm}	Portata amm. laterale	5653.90	[kN]				<input type="checkbox"/>	non tenere in conto nel calcolo della portata

PORTATA PALO

PORTATA TOTALE LIMITE	5926.11	[kN]
-----------------------	---------	------

Stima portata verticale "Configurazione 2" - WTG 2,5,6.

CALCOLO PORTATA PALI TRIVELLATI

DATI DI INPUT

D	di diametro del palo	1.00	[m]	FS	Coefficiente parziale resistenza alla base	γ_b	1.35	[-]
L	lunghezza massima di calcolo	12.00	[m]		Coefficiente parziale resistenza laterale	γ_l	1.15	[-]
z_w	profondità della falda dal p.c.	50.00	[m]		Fattori di correlazione ξ	ξ	1.70	[-]
f_{cd}	resistenza di calcolo del c.i.s.	14.17	[Mpa]					

n° strato	tipo terreno	DH _i [m]	H _i [m]	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N _{SP} [-]	f [°]	K [-]	c _u [kPa]	α [-]	c _a [kPa]
1	AR	5.00	5.00	21.00	21.00				166.00	0.40	66.40
2	SA	7.00	12.00	18.00	18.00		37.00			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	0.00
					0.00					0.00	0.00

LEGENDA

DH_i spessore dello strato
H_i profondità dello strato dal p.c.
 γ_n peso specifico del terreno naturale
 γ' peso specifico efficace
N_{SP} Numero colpi al piede (solo granulari)
 ϕ angolo di attrito (solo granulari)
K rapporto tra σ_v/σ'_v
c_u coesione non drenata (solo coesivi)
c_a = $\alpha \cdot c_u$ adesione (solo coesivi)

PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzntzev

n° strato	tipo terreno	DH _i [m]	H _i [m]	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N _{SP} [-]	f [°]	K [-]	c _u [kPa]	α [-]	c _a [kPa]
2		7.00	12.00	18.00	18.00	0.00	37.00	0.00	0.00	0.00	0.00

A _b	Area della base del palo	0.79	[m²]	ϕ	26°	30°	34°	37°	40°
s _{uL}	Pressione geostatica di base	231	[kPa]	B _k	20.00	33.00	63.00	104.00	186.00
N _q = $\alpha \cdot B_k$	Coeff. di pressione geostatica	79.04							
c	Coesione alla base	0.00	[kPa]	H/D	26°	30°	34°	37°	40°
N _c	Coeff. di coesione	9.00		5	0.75	0.77	0.81	0.83	0.85
				10	0.62	0.67	0.73	0.76	0.79
Q _{b,lim}	Portata limite di base	8435.29	[kN]	15	0.55	0.61	0.68	0.73	0.77
Q _{b,amm}	Portata amm. di base	6248.36	[kN]	20	0.49	0.57	0.65	0.71	0.75

Tabella per il calcolo di B_k

Tabella per il calcolo di α

H/D 12.0

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

	$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,i(n)}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{h,med}$	c _a	σ
$\sigma_{h,1}$	tensione laterale strato 1°	0.00	105.00	52.50	0.00	66.40
$\sigma_{h,2}$	tensione laterale strato 2°	105.00	231.00	168.00	0.00	0.00
$\sigma_{h,3}$	tensione laterale strato 3°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma_{h,4}$	tensione laterale strato 4°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma_{h,5}$	tensione laterale strato 5°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma_{h,6}$	tensione laterale strato 6°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma_{h,7}$	tensione laterale strato 7°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma_{h,8}$	tensione laterale strato 8°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma_{h,9}$	tensione laterale strato 9°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

$$\sigma = c_{a,i} + \sigma_{h,med,i} \tan \phi$$

Q _{l,lim}	Portata limite laterale	1043.01	[kN]	Peso proprio palo	235.62	[kN]	<input checked="" type="checkbox"/> tenere in conto nel calcolo della portata
Q _{l,amm}	Portata amm. laterale	533.51	[kN]				<input type="checkbox"/> non tenere in conto nel calcolo della portata

PORTATA PALO

PORTATA TOTALE LIMITE	6546.25	[kN]
-----------------------	---------	------

A partire dalla della portata, dalla tipologia e geometria del palo è possibile ricavare una stima del cedimento, tramite la seguente relazione, e della rigidezza del terreno:

$$W_{singolo} = \frac{Q \cdot d}{\lambda \cdot Q_{lim}}$$

Per la "Stratigrafia 1" - WGT 1,3,4 si ottiene k = 1303374 kN/m

Per la "Stratigrafia 2" - WGT 2,5,6 si ottiene k = 691088 kN/m

Questi sono i valori di rigidezza del vincolo a molla applicato alla base dei pali di cui al paragrafo 8.1.2.

Nell'immagine sottostante si riportano le reazioni massime misurate alla base dei pali per l'involuppo delle combinazioni SLU e SLV. Le forze sono indicate in kN ed il software indica con il segno (+) azioni assiali di compressione.

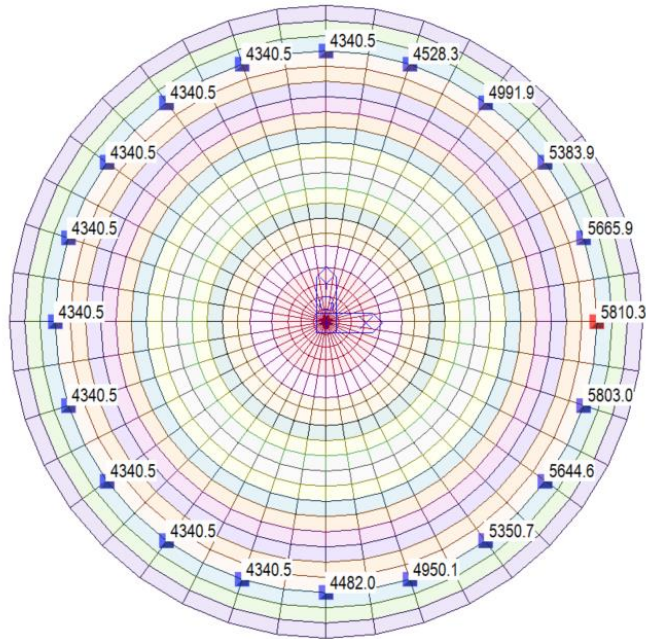


Figure 8-17 - Reazioni verticali massime riportate alla punta del palo – WGT “Stratigrafia 1”

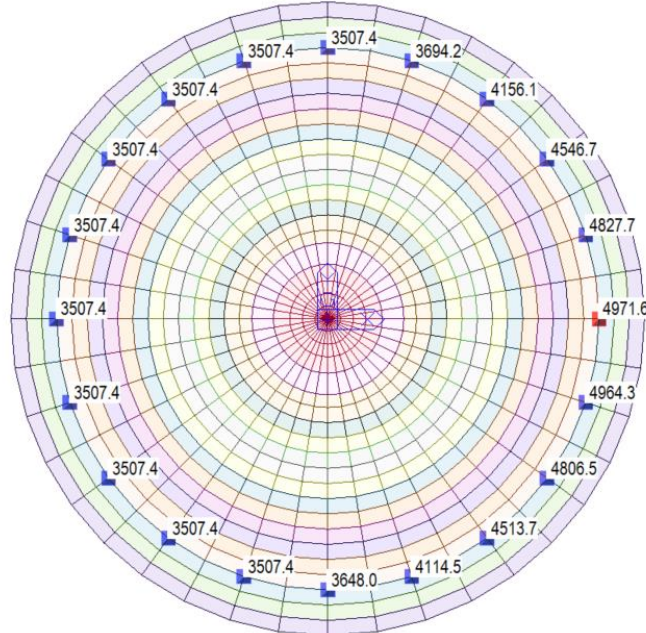


Figure 8-18 - Reazioni verticali massime riportate alla punta del palo – WGT “Stratigrafia 2”

I massimi valori di azione assiale per le due configurazioni sono compatibili con i valori di portata stimata.

8.2.3. Azioni sul basamento

Si riportano di seguito le sollecitazioni flettenti e taglianti sul basamento, calcolate secondo la teoria Wood Armer, in direzione radiale e circonferenziale. Sono state considerate sollecitazioni massime tra le due configurazioni, ovvero i valori relativi alla "Configurazione 1".

Involuppo delle combinazioni SLU: "SLUenv"

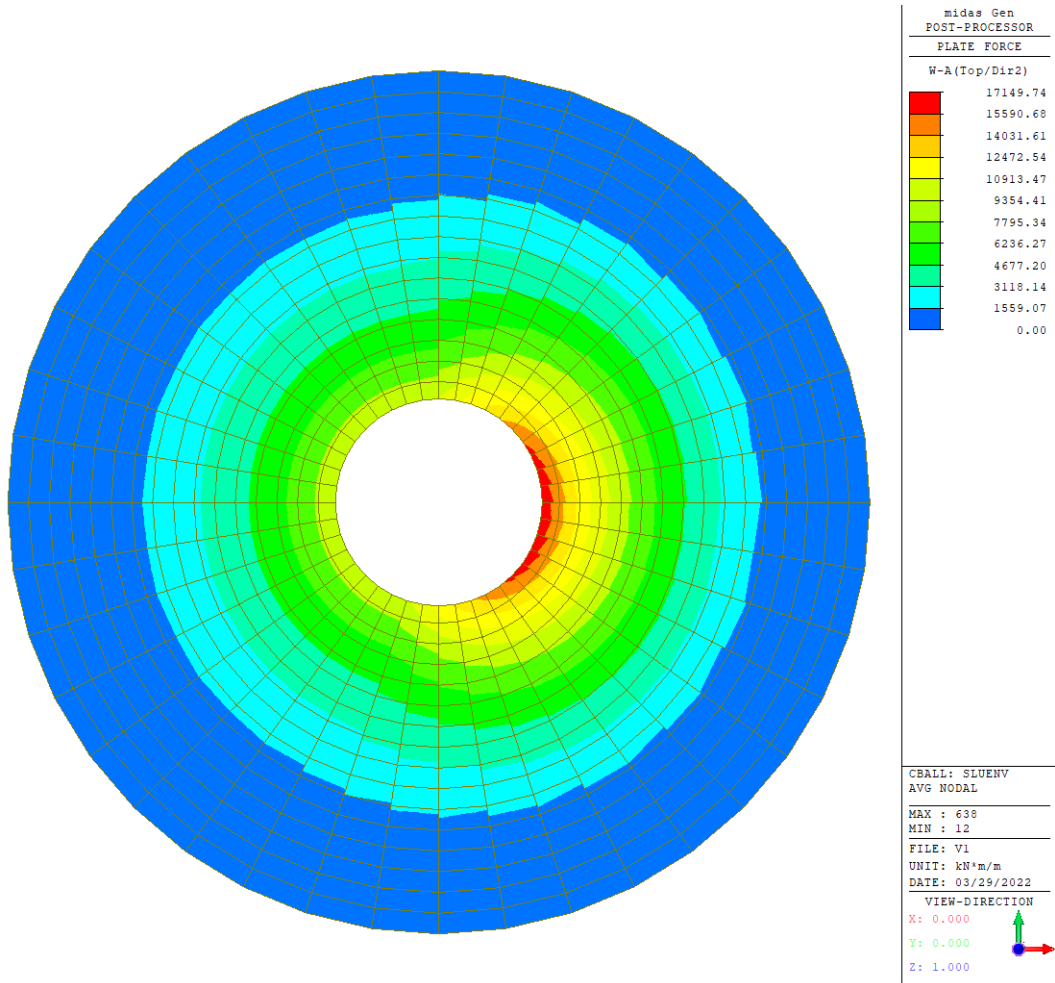


Figure 8-19 – SLUenv: Momento direzione radiale, Bottom

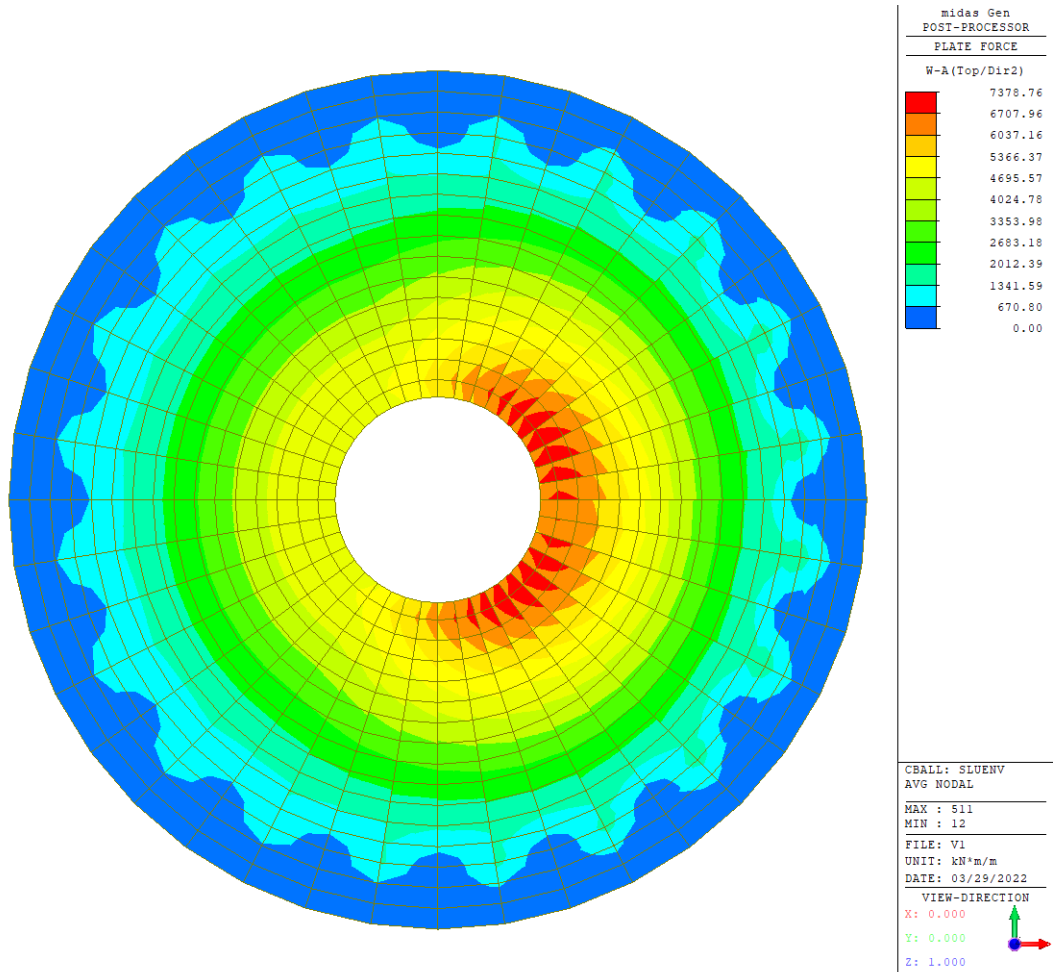
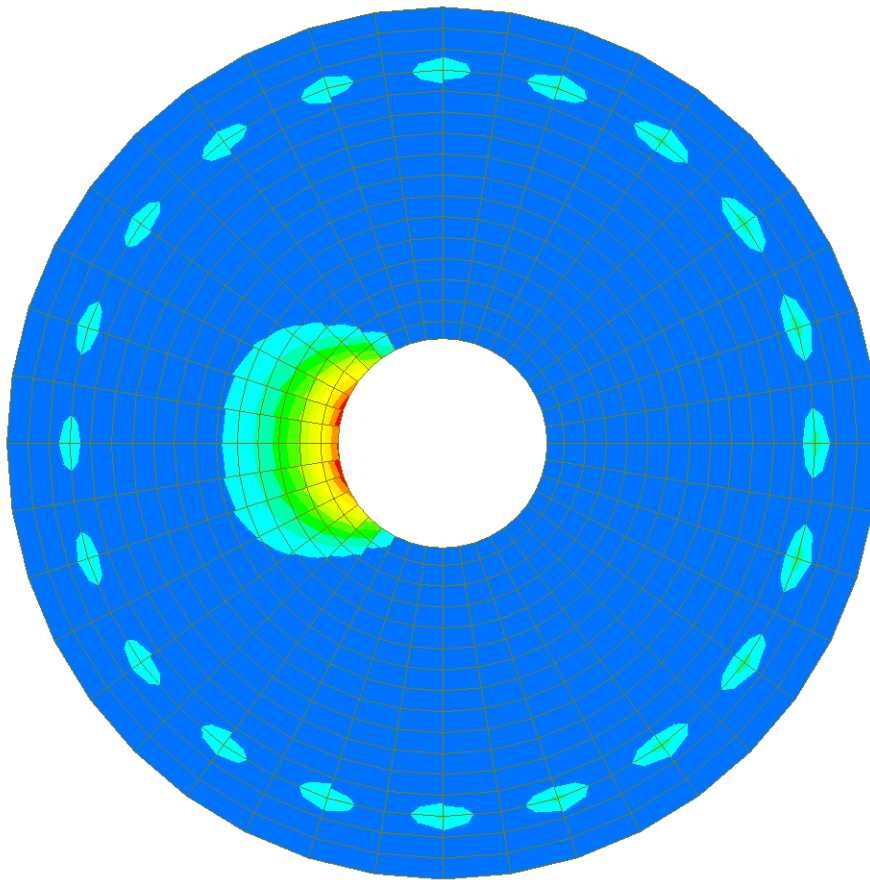


Figure 8-20 – SLUenv: Momento direzione circonferenziale, Bottom



midas Gen POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
W-A(Top/Dir2)	
3871.67	
3519.70	
3167.73	
2815.76	
2463.79	
2111.82	
1759.85	
1407.88	
1055.91	
703.94	
351.97	
0.00	

CBALL: SLUENV
 AVG NODAL
 MAX : 622
 MIN : 1
 FILE: V1
 UNIT: kN*m/m
 DATE: 03/29/2022
 VIEW-DIRECTION
 X: 0.000
 Y: 0.000
 Z: 1.000

Figure 8-21 – SLUenv: Momento direzione radiale, Top

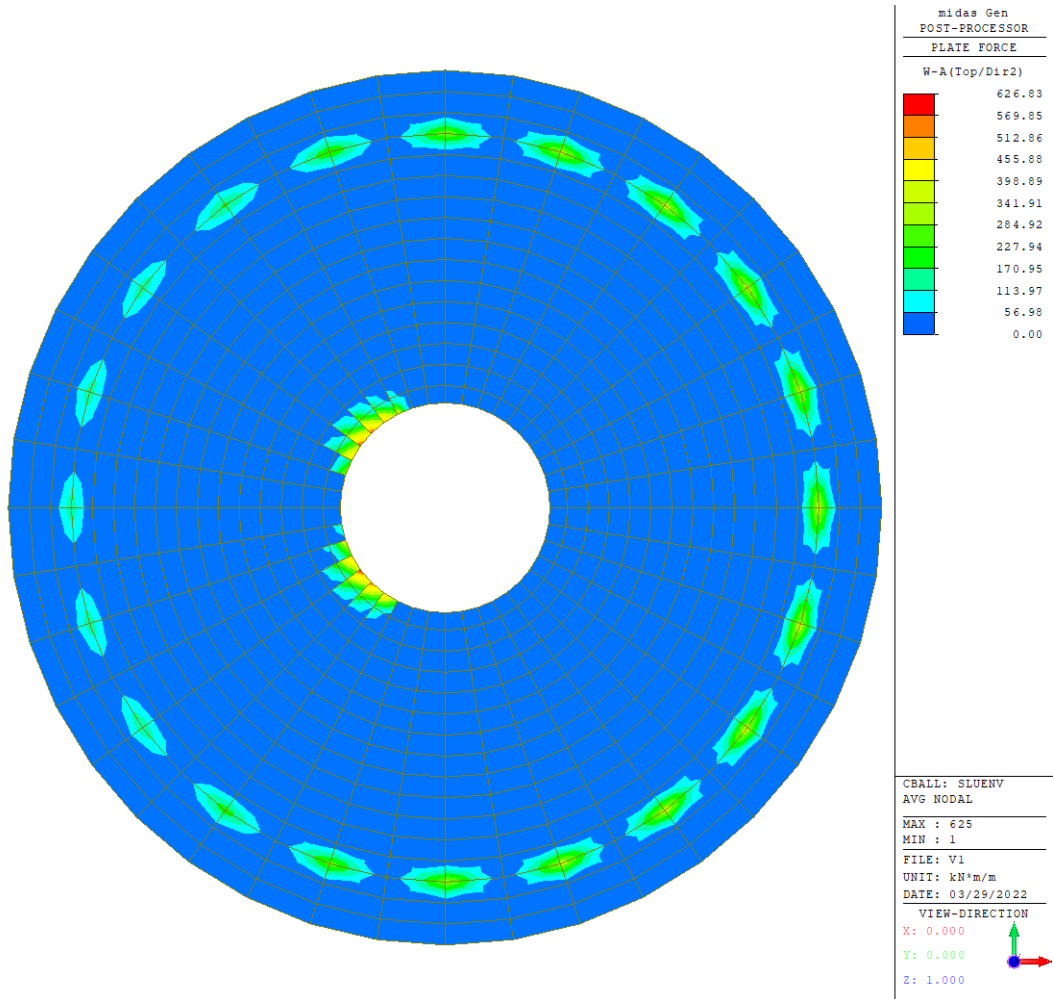


Figure 8-22 – SLUenv: Momento direzione Circonferenziale, Top

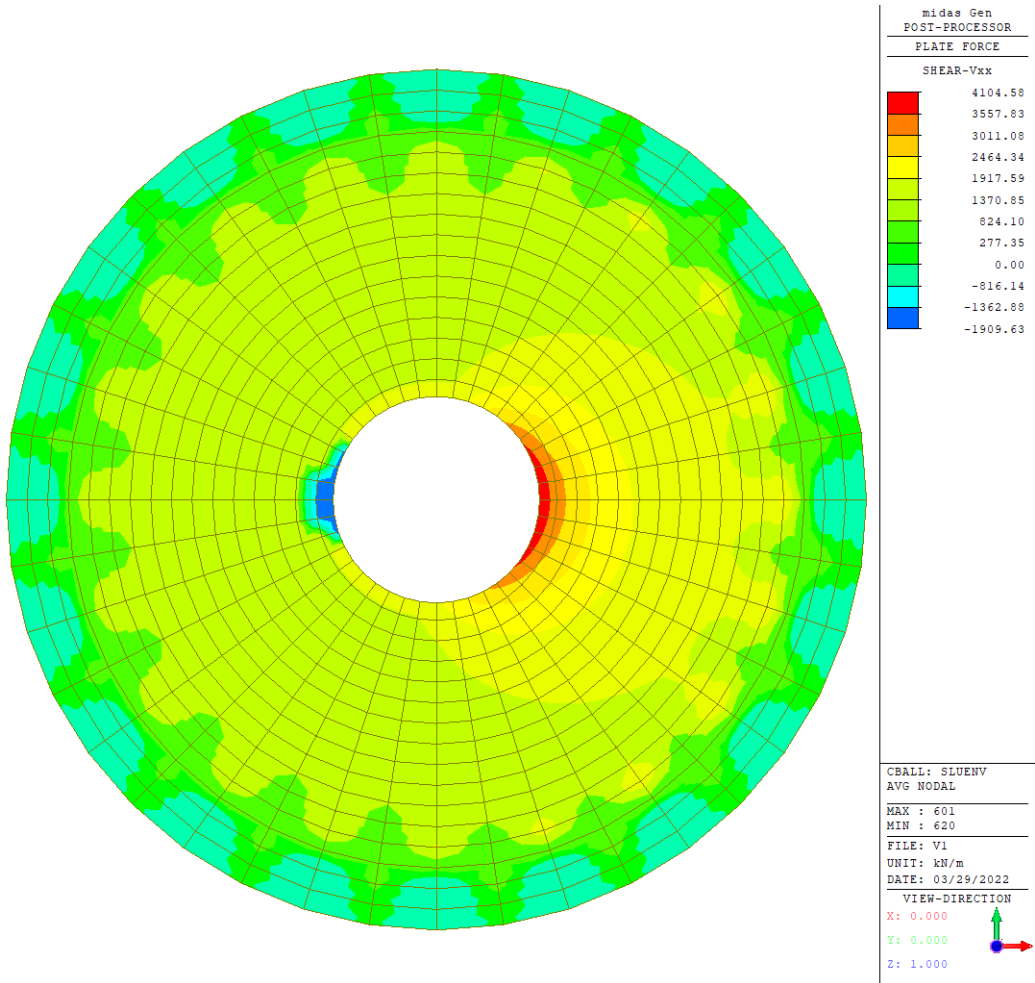


Figure 8-23 – SLUenv: Taglio Vxx

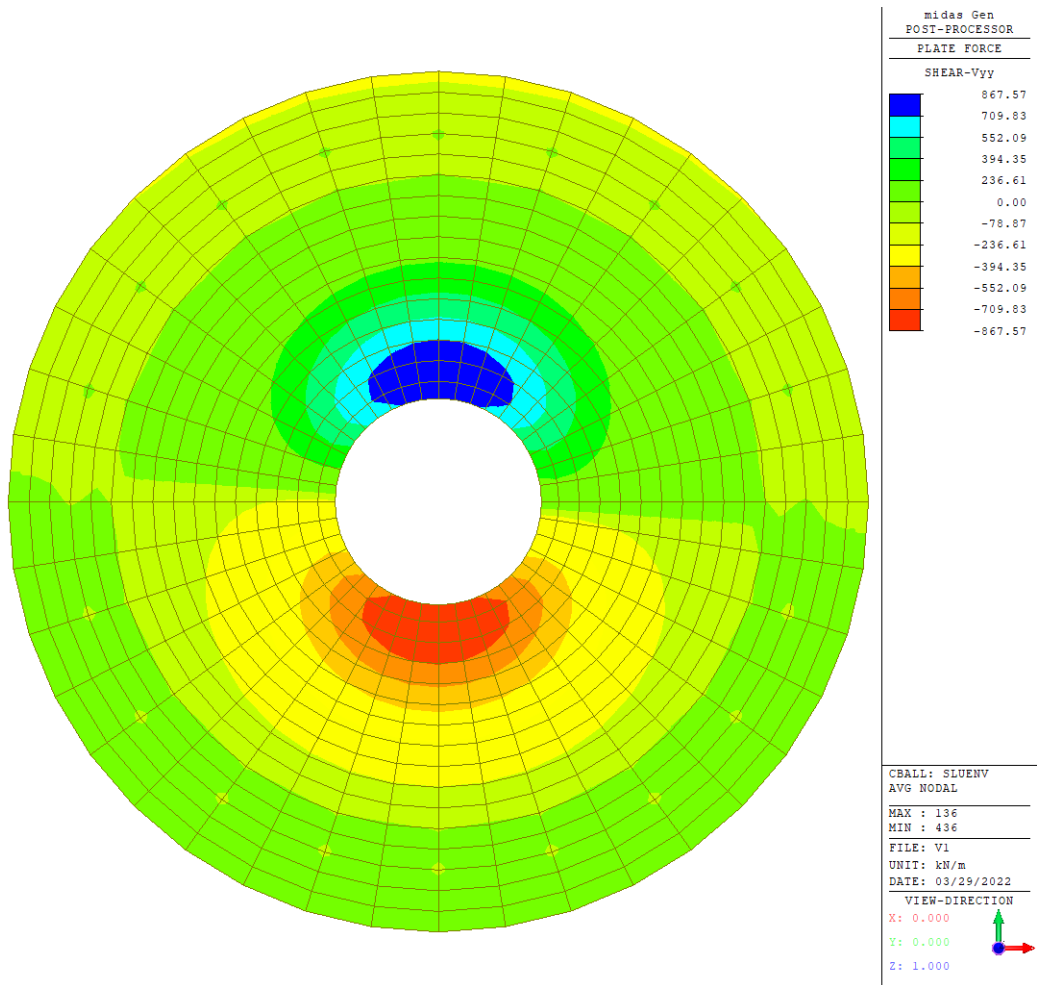


Figure 8-24 – SLUenv: Taglio Vyy

Combinazione "SLV2":

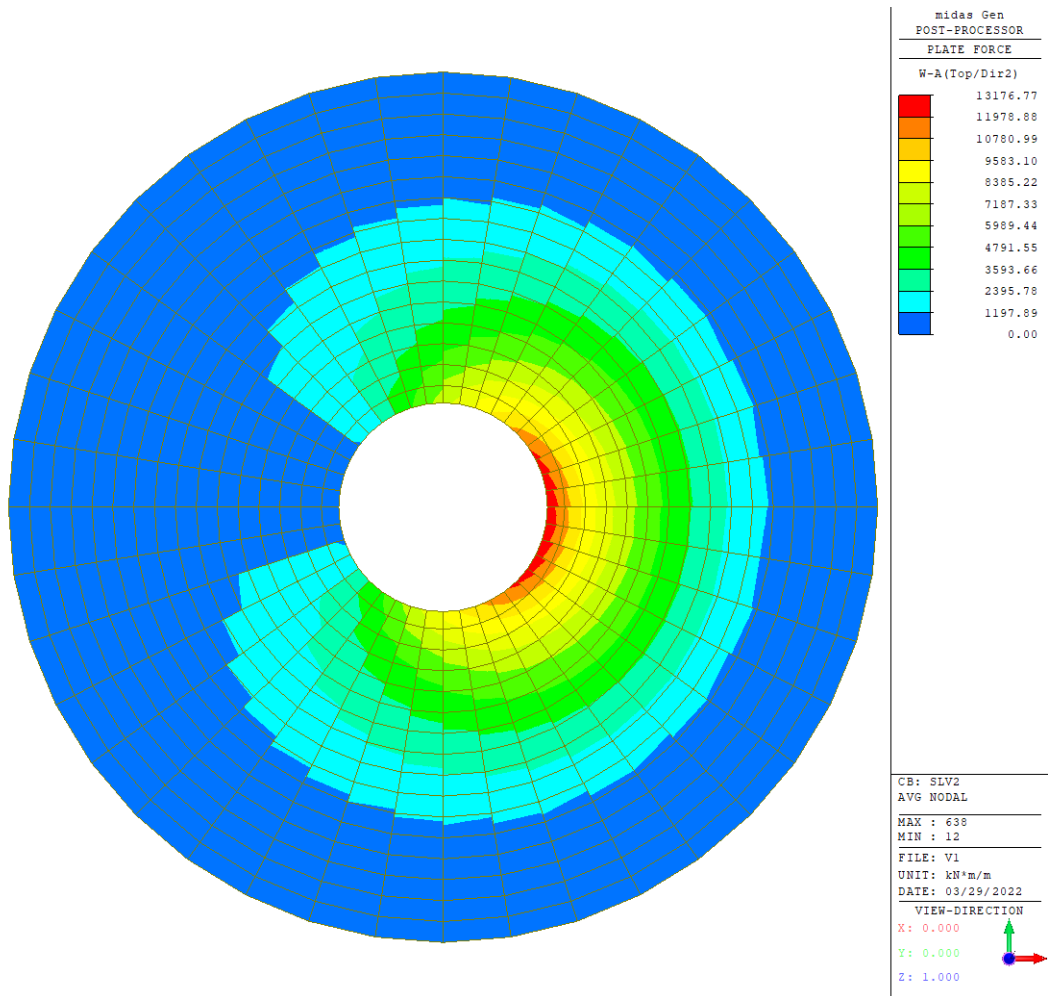


Figure 8-25 – SLV2: Momento direzione radiale, Bottom

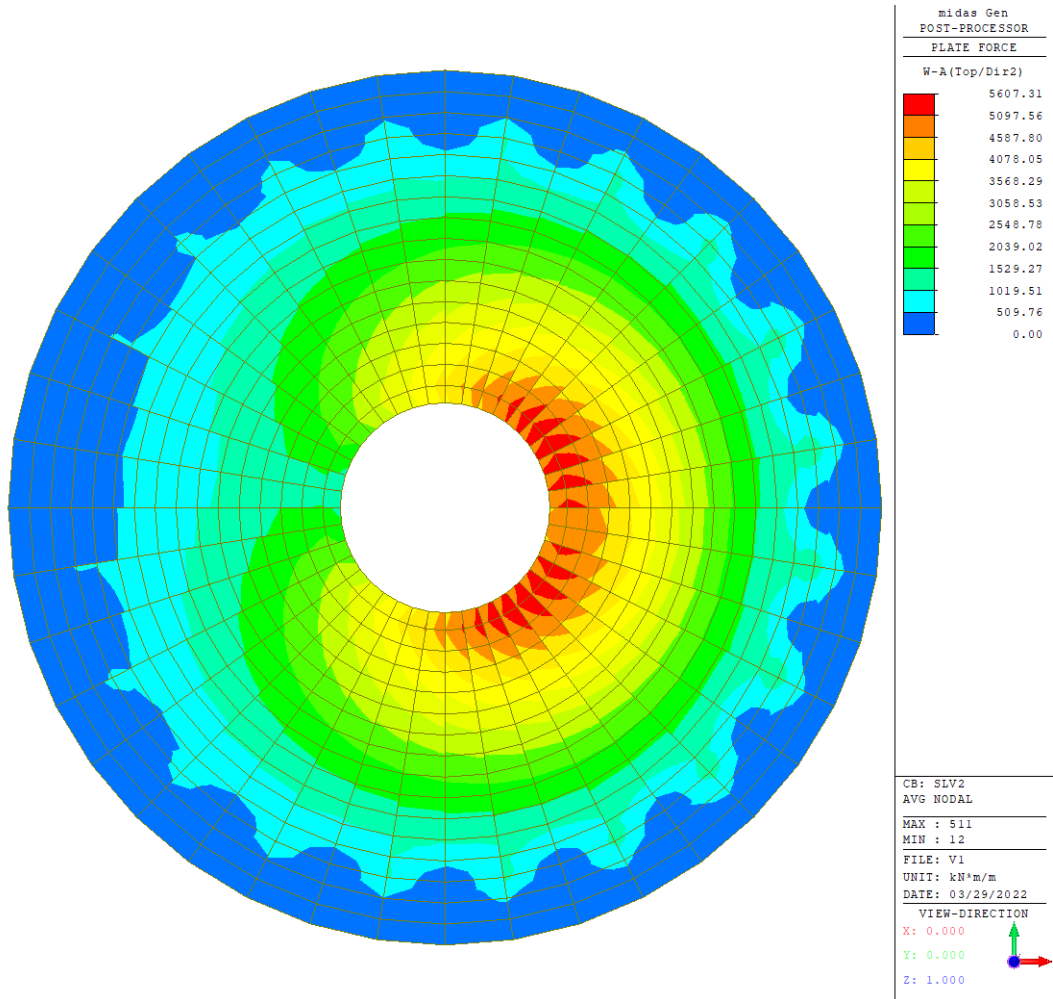


Figure 8-26 – SLV2: Momento direzione circonferenziale, Bottom

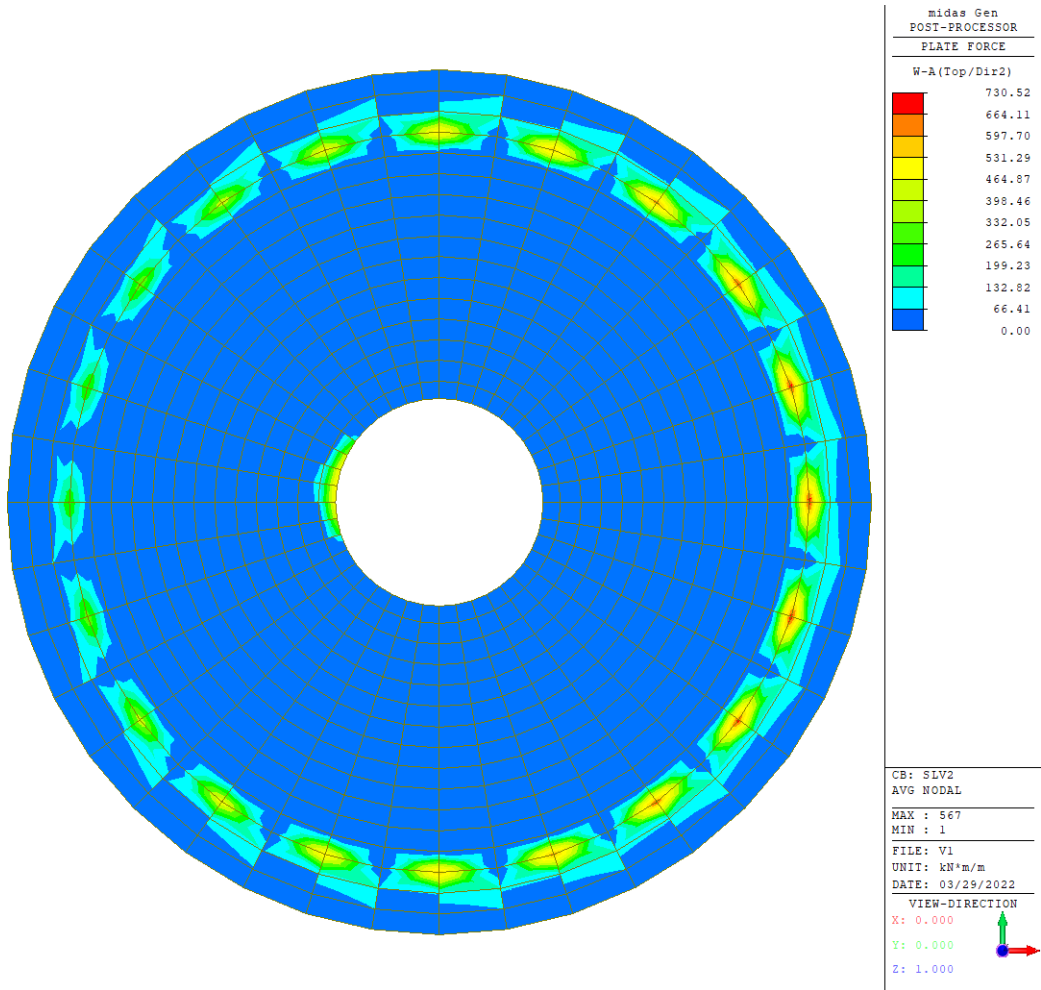


Figure 8-27 – SLV2: Momento direzione radiale, Top

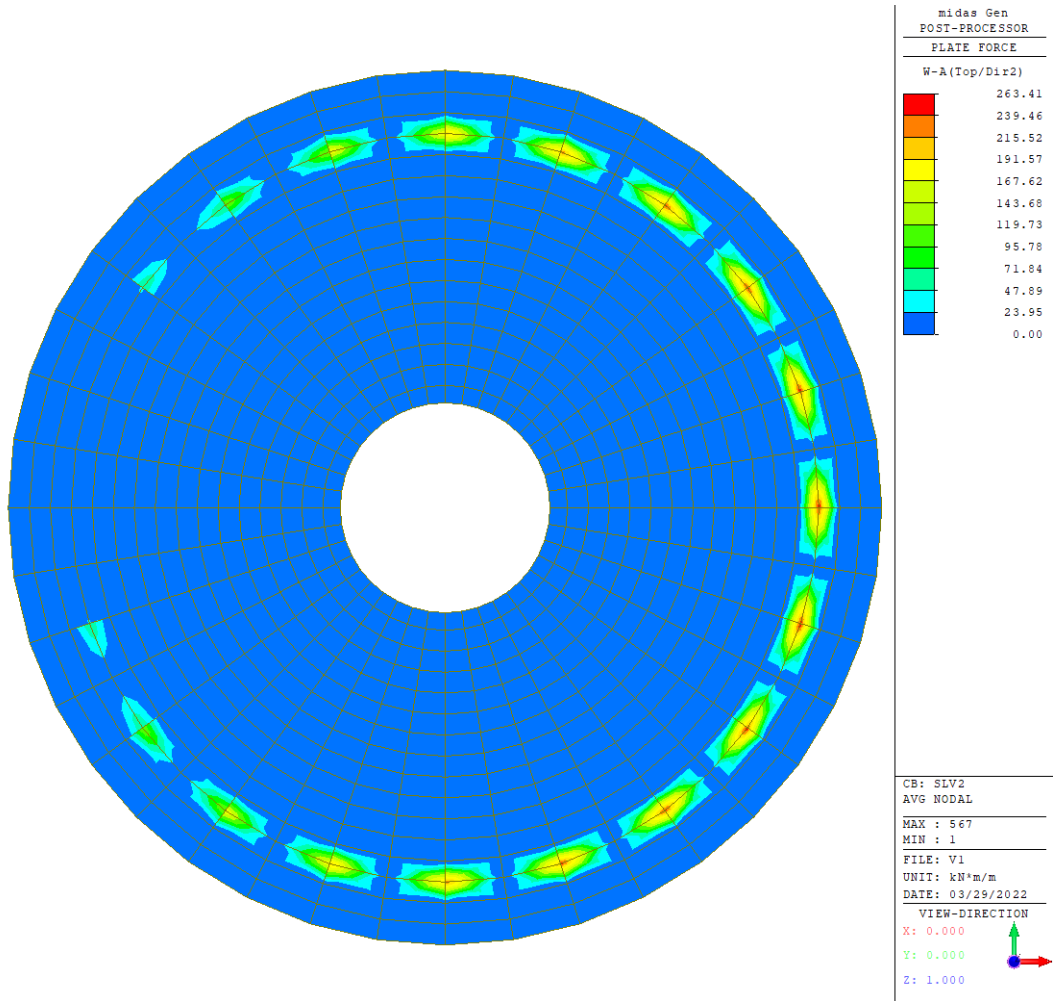


Figure 8-28 – SLV2: Momento direzione circonferenziale, Top

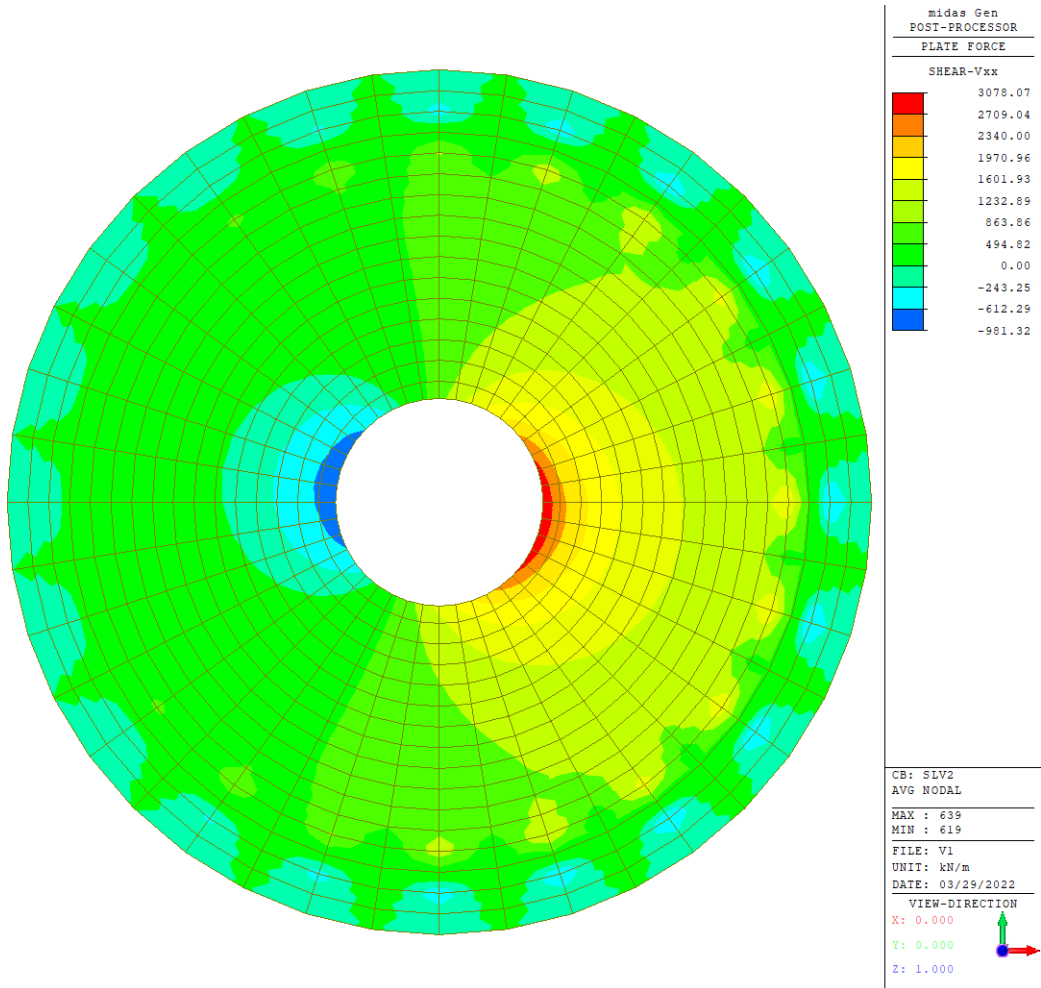


Figure 8-29 – SLV2: Taglio Vxx

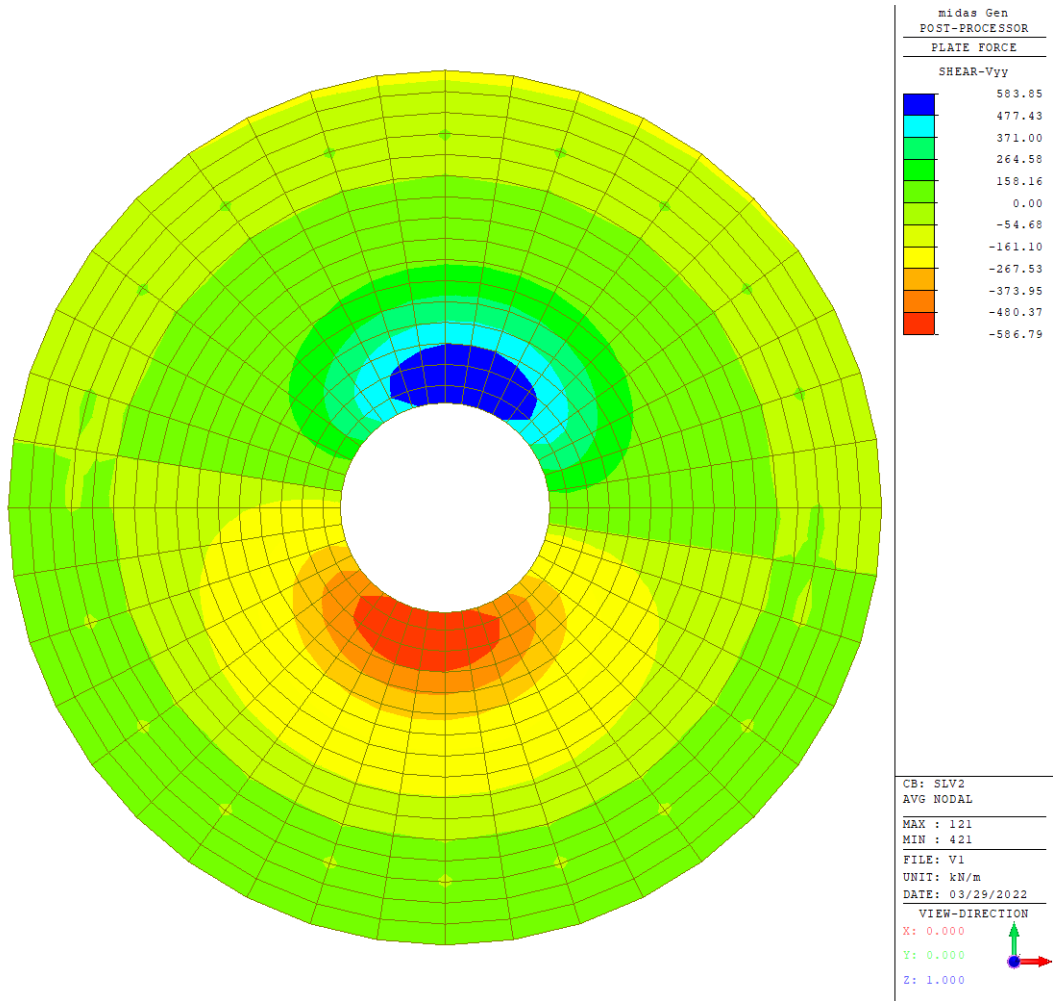


Figure 8-30 – SLV2: Taglio Vyy

Combinazione "SLER":

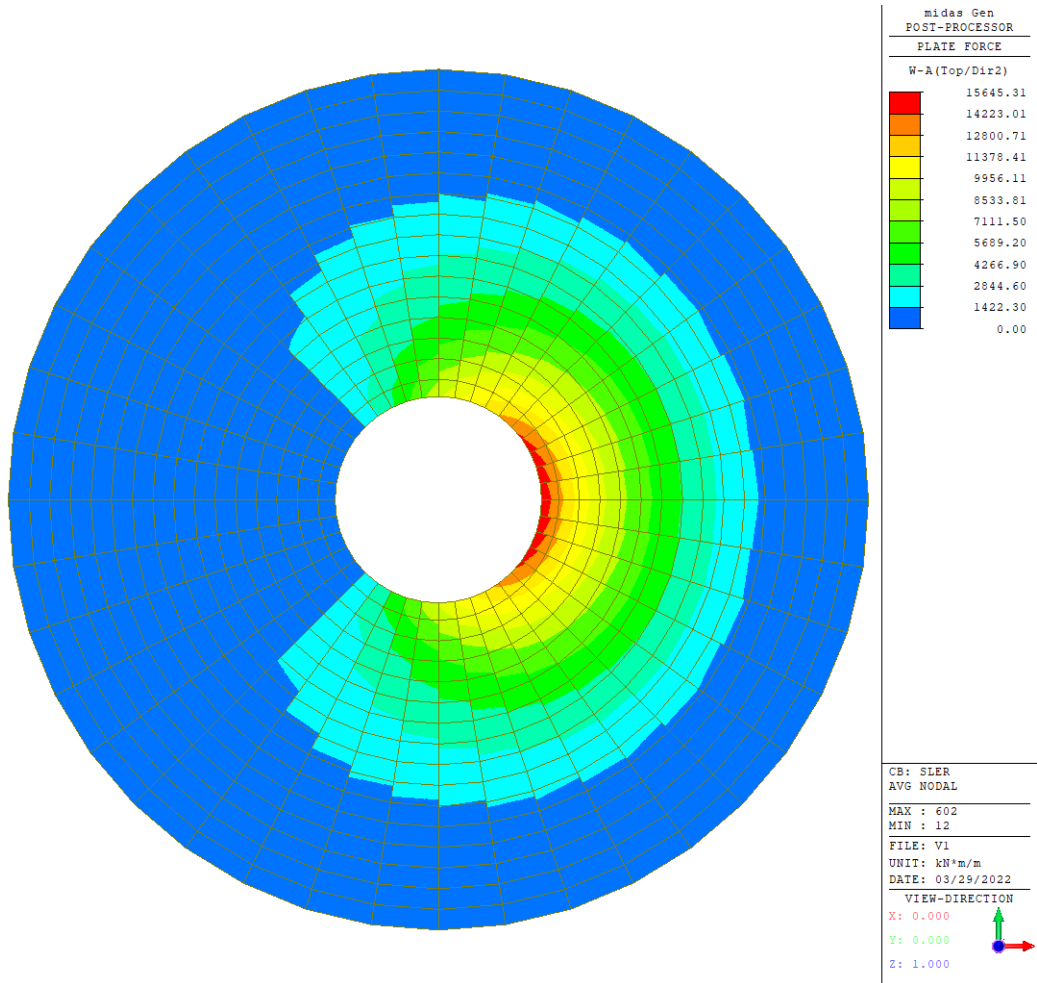


Figure 8-31 – SLER: Momento direzione radiale, Bottom

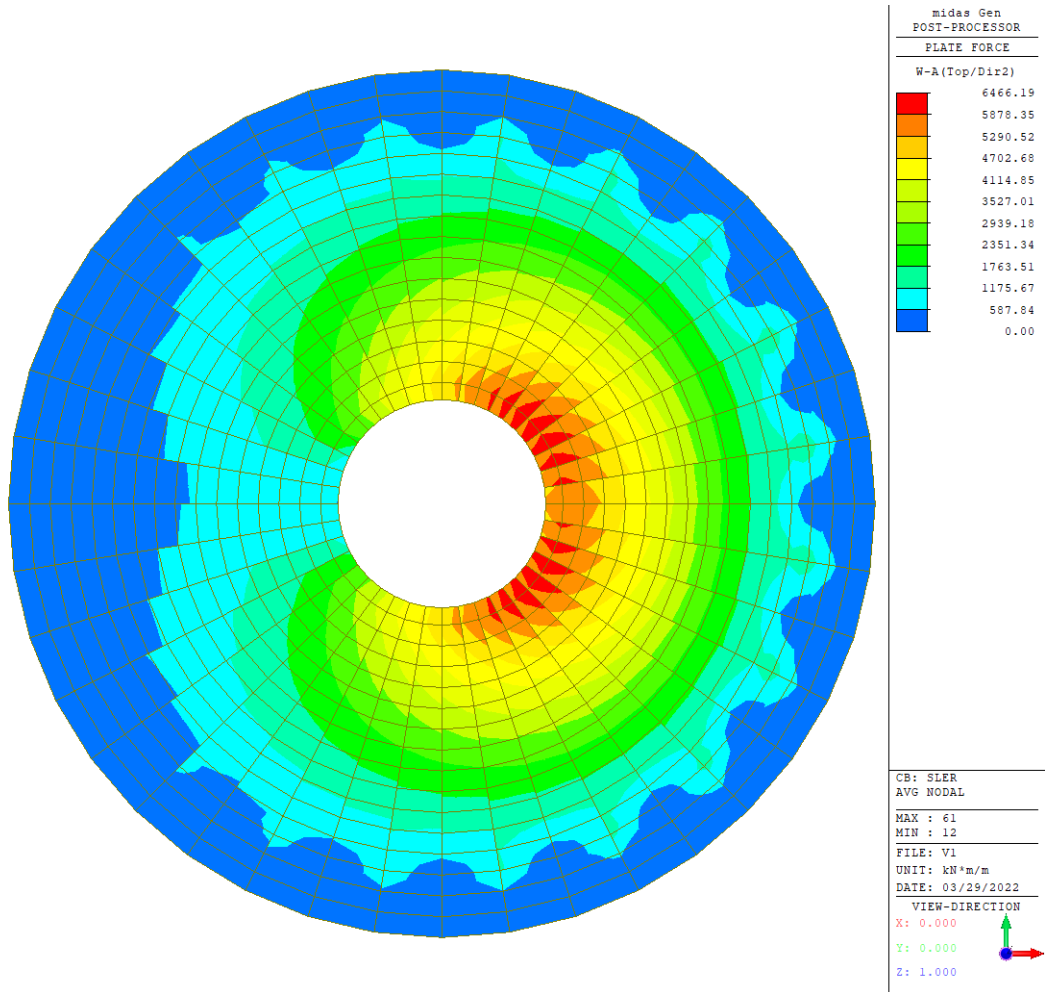


Figure 8-32 – SLEr: Momento direzione circonferenziale, Bottom

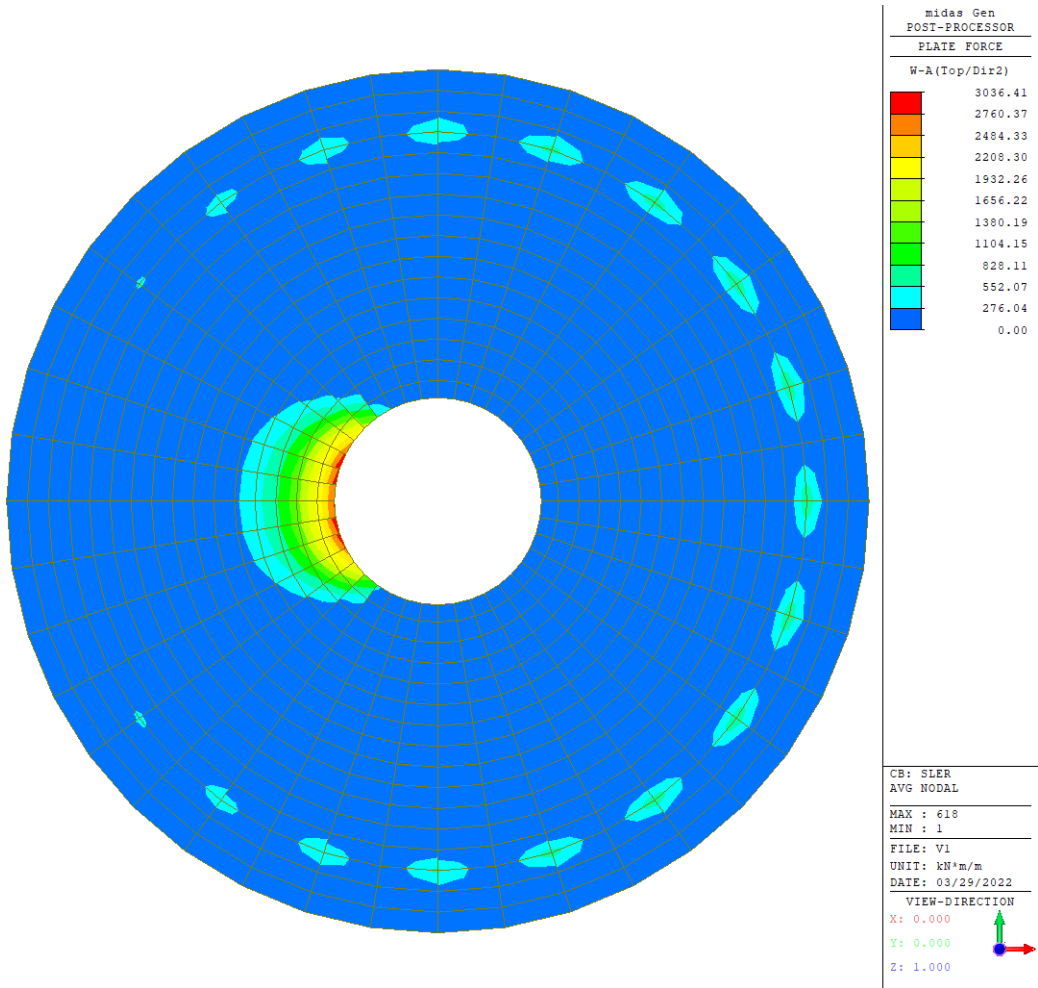


Figure 8-33 – SLER: Momento direzione radiale, Top

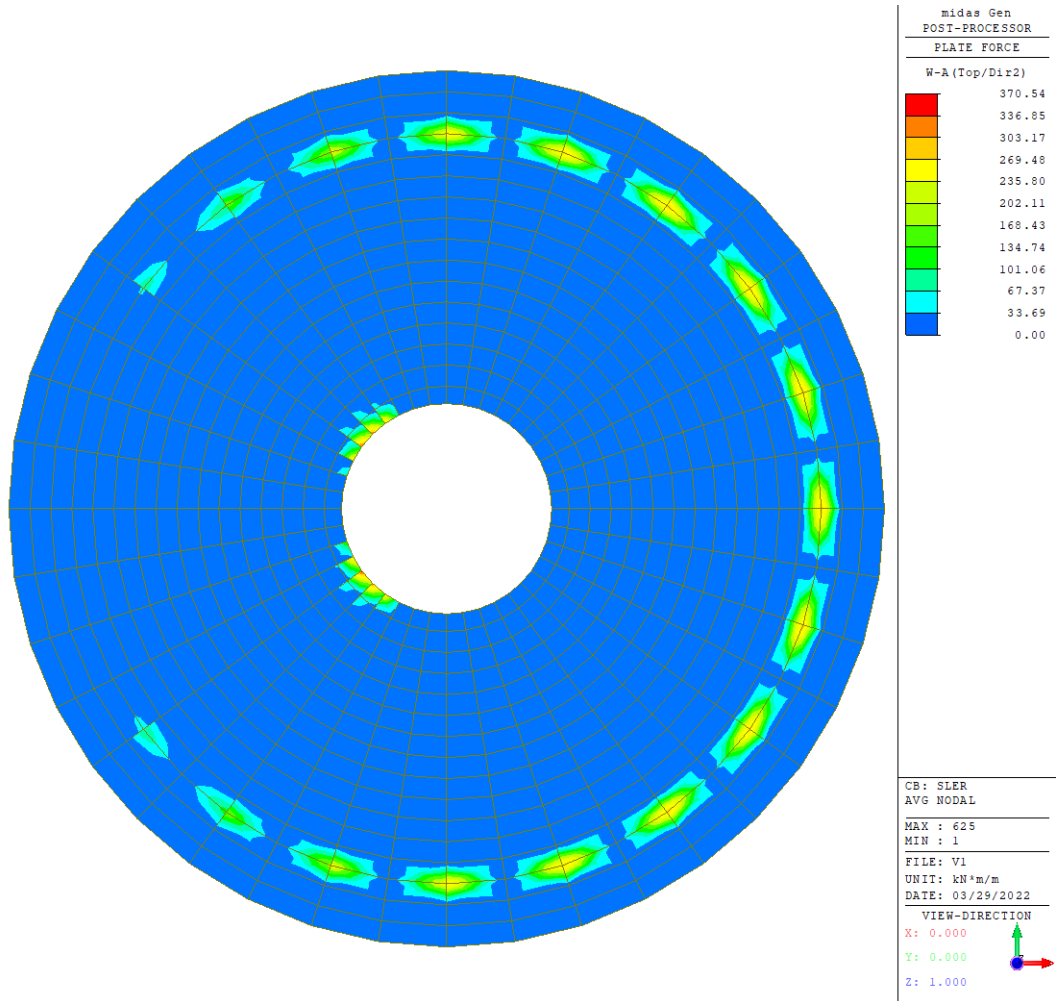


Figure 8-34 – SLER: Momento direzione circonferenziale, Top

Combinazione "SLEqp":

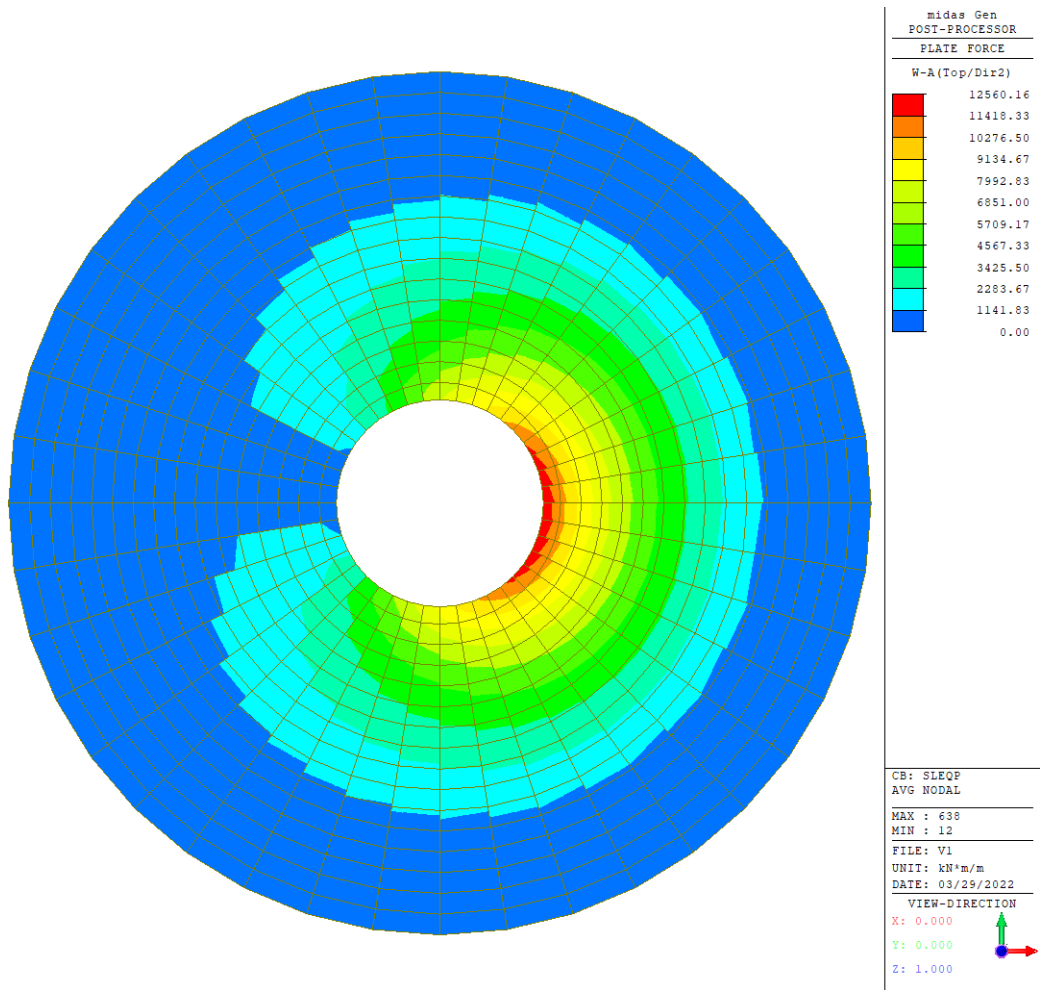


Figure 8-35 – SLEqp: Momento direzione radiale, Bottom

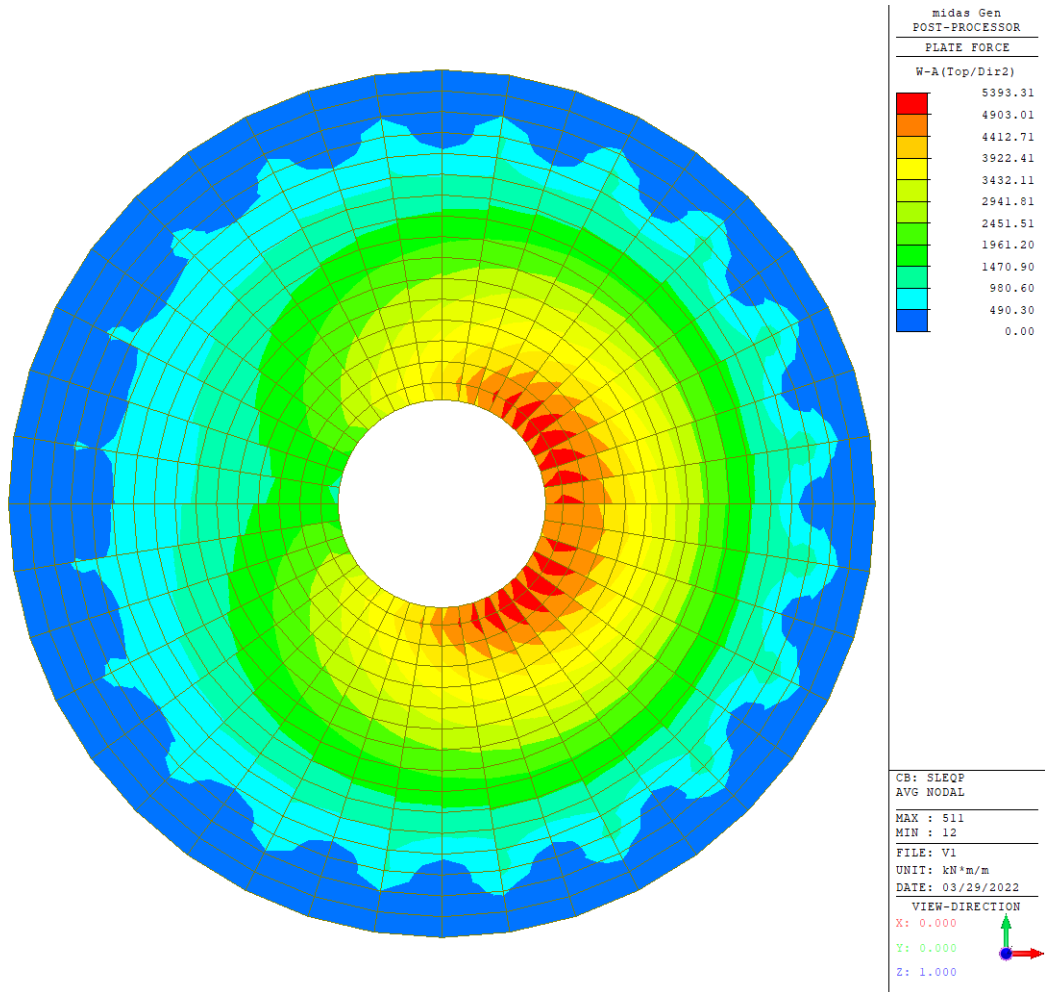
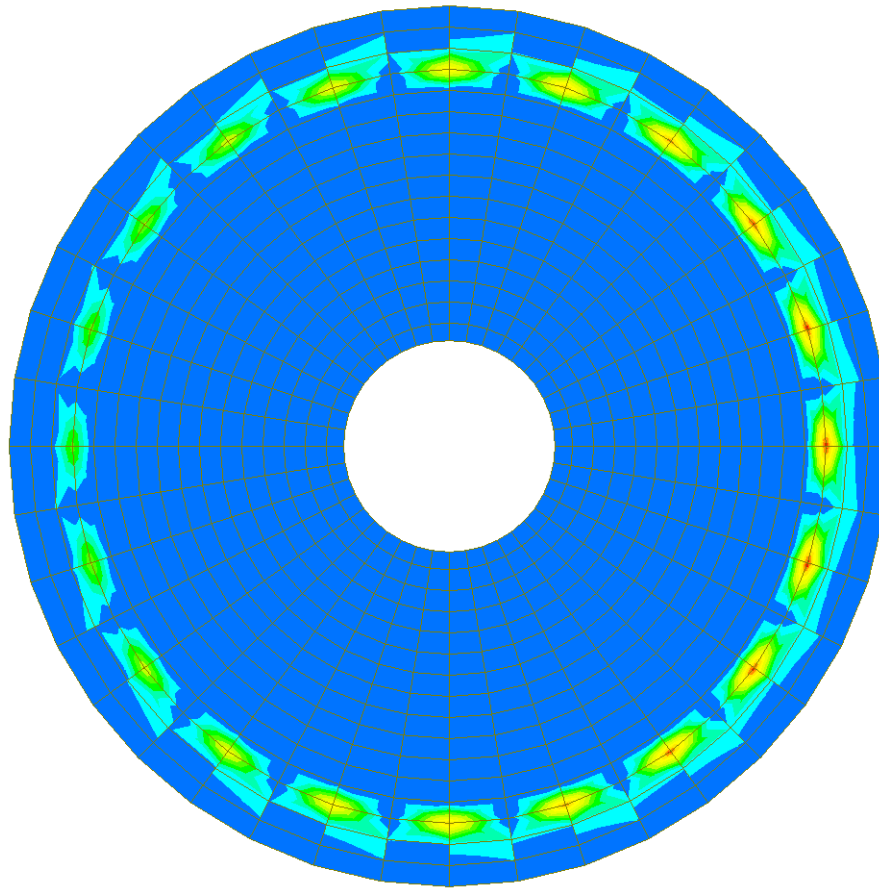


Figure 8-36 – SLEqp: Momento direzione circonferenziale, Bottom



midas Gen POST-PROCESSOR PLATE FORCE	
W-A(Top/Dir2)	
709.29	
644.81	
580.33	
515.85	
451.37	
386.88	
322.40	
257.92	
193.44	
128.96	
64.48	
0.00	

CB: SLEQP
AVG NODAL

MAX : 567
MIN : 1

FILE: V1
UNIT: kN*m/m
DATE: 03/29/2022

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

Y: 0.000

Z: 1.000

Figure 8-37 – SLEqp: Momento direzione radiale, Top

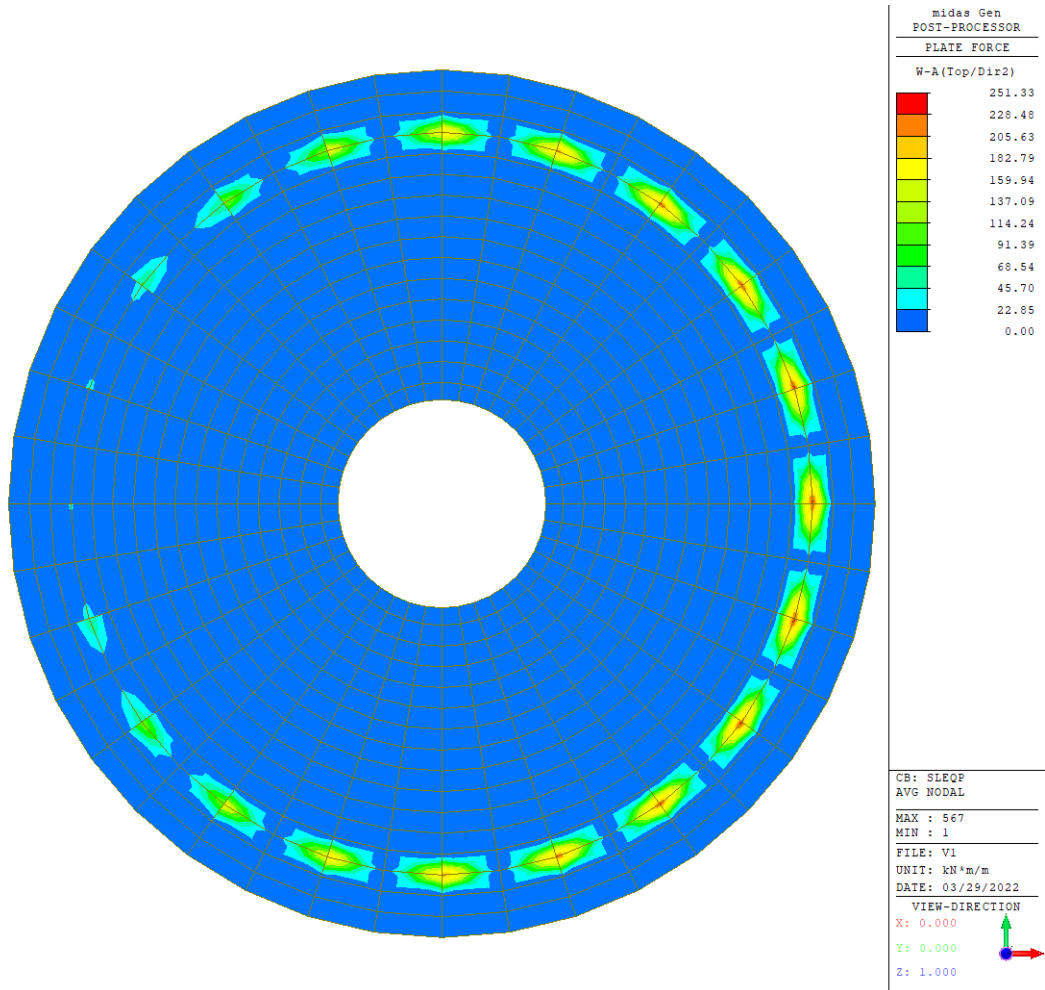


Figure 8-38 – SLEqp: Momento direzione circonferenziale, Top

8.2.4. Verifica degli elementi strutturali

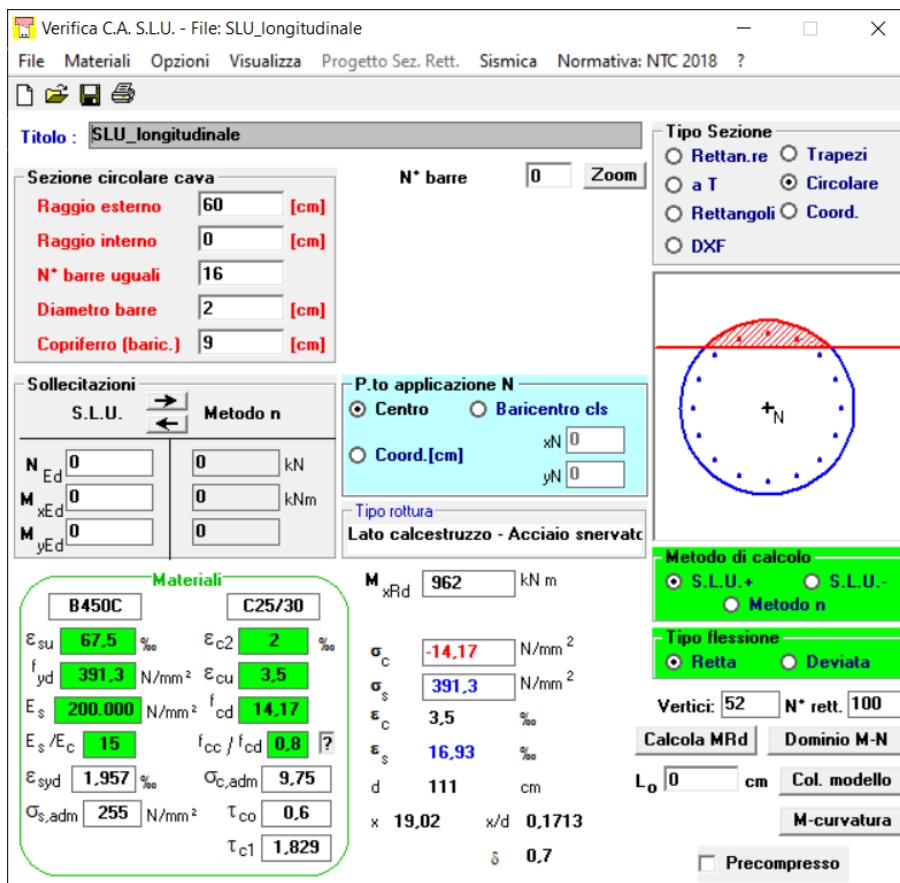
Le verifiche sugli elementi strutturali vengono eseguite come segue:

- 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 (rara): verifica tensionale sulla massima tensione delle fibre d'acciaio $\sigma_s \leq 0.8 * f_{yk}$ e sulla massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_c \leq 0.6 * f_{ck}$
- SLE quasi permanente: verifica sulla massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_c \leq 0.45 * f_{ck}$

8.2.5. Verifica strutturale del palo

"Configurazione 1" – Aerogeneratori 1, 3 e 4

Sul palo sono state disposti 16Ø20 longitudinali e un'armatura a spirale Ø10/25 su tutta la sua lunghezza per garantire adeguato confinamento. Tale armatura è maggiore del minimo indicato al paragrafo 7.7.2.5 delle NTC2018.



Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_longitudinale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: SLU_longitudinale

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 2 [cm]
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

E_{su}: 67.5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² E_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14.17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 E_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 962 kN m
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 16.93 ‰
 d: 111 cm
 x: 19.02 x/d: 0.1713
 δ: 0.7

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

“Configurazione 2” - Aerogeneratori 2, 5 e 6

Sul palo sono state disposti 16Ø20 longitudinali e un’armatura a spirale Ø10/25 su tutta la sua lunghezza per garantire adeguato confinamento. Tale armatura è maggiore del minimo indicato al paragrafo 7.7.2.5 delle NTC2018.

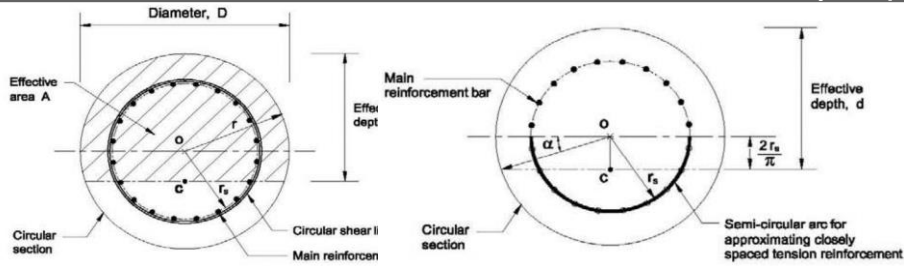
Le sollecitazioni di taglio vengono estratte dalle reazioni orizzontali globali e ripartite sui 20 pali presenti.

Load	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	V _{TOT} (kN)	V _{PALO} (kN)
SLU1	0.00	0.00	86810.57	0.00	0.00
SLU2	-1352.79	-166.25	85203.91	1362.97	68.15
SLU3	-1352.79	-166.25	64291.99	1362.97	68.15
SLUext	-1688.55	-55.55	64724.44	1689.46	84.47
SLV1	-147.79	-44.34	64253.41	154.30	7.71
SLV2	-1149.86	-167.49	63845.25	1161.99	58.10

Si considera il valore di azione sollecitante tagliante derivante dalla combinazione “SLUext”, più gravosa.

La resistenza a taglio viene calcolata su una sezione rettangolare equivalente attraverso il Metodo di Clarke & Birjandi.

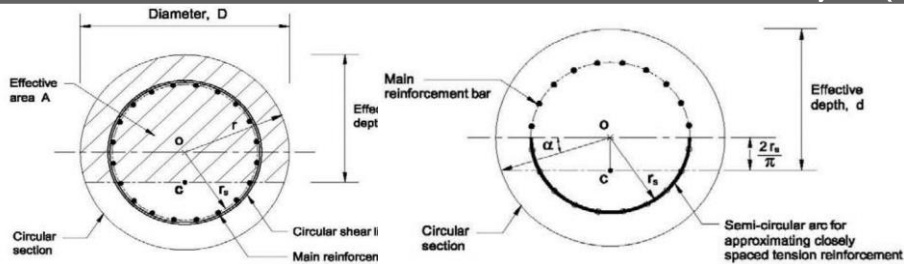
DETERMINAZIONE DELLA SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE - Metodo di Clarke & Birjandi (1993)



r	cm	60	raggio della sezione circolare
rs	cm	50.5	distanza del baricentro dall'asse delle barre longitudinali
sen α	$2r_s/\pi r$ con $(0 < \alpha < \pi/2)$	0.536	
α	rad	0.57	
	°	32.40	
A	cm ²	11309.73	area di calcestruzzo della sezione
Aequiv	$r^2[\pi/2 + \alpha + \sin(\alpha)\cos(\alpha)]$	cm ² 9319.276	area di calcestruzzo della sezione rettangolare equivalente
dequiv	$d = r[1 + \sin(\alpha)]$	cm 90.63	altezza utile della sezione equivalente
bequiv	$b_w = A_v / \text{dequiv}$	cm 102.82	larghezza della sezione equivalente
hequiv	$b_w = A_v / \text{bequiv}$	cm 109.99	altezza della sezione equivalente

Figure 8-39 – Sezione rettangolare equivalente – “Configurazione 1”

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



r	cm	50	raggio della sezione circolare
rs	cm	40.5	distanza del baricentro dall'asse delle barre longitudinali
sen α	$2r_s/\pi r$ con $(0 < \alpha < \pi/2)$	0.516	
α	rad	0.54	
	°	31.04	
A	cm ²	7853.982	area di calcestruzzo della sezione
Aequiv	$r^2[\pi/2 + \alpha + \sin(\alpha)\cos(\alpha)]$	cm ² 6385.979	area di calcestruzzo della sezione rettangolare equivalente
dequiv	$d = r[1 + \sin(\alpha)]$	cm 74.66	altezza utile della sezione equivalente
bequiv	$b_w = A_v / \text{dequiv}$	cm 85.54	larghezza della sezione equivalente
hequiv	$b_w = A_v / \text{bequiv}$	cm 91.82	altezza della sezione equivalente

Figure 8-40 – Sezione rettangolare equivalente – “Configurazione 2”

Si procede alla verifica a taglio:

"Configurazione 1" – Aerogeneratori 1, 3 e 4

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

Caratteristiche dei materiali

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

Caratteristiche della sezione resistente

V_{Ed}	taglio sollecitante di progetto	kN	85	
b_w	larghezza della sezione	cm	102.82	
h	altezza totale della sezione	cm	109.99	
c	distanza asse barre dal lembo teso	cm	9.5	
d	altezza utile della sezione	cm	100.49	$h - c$
d^*		cm	90.441	0.9 d
k			1.446	$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
A_{sl}	area di armatura longitudinale tesa	cm ²	40.82	
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0036	
A_{sw}	area di armatura a taglio disposta	cm ²	1.571	
s	spaziatura staffe	cm	25	

Controllo necessità di armatura a taglio

V_{Rdc1}		kN	405.31	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc2}		kN	355.75	$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc}	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	405.31	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
V_{Ed} / V_{Rdc}	non 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	
α_c	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1	
α	inclinazione armature a taglio	rad	1.571	gradi 90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-compressione della sezione	kN	4215.61	$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} \{ \cot(45) + \tan(45) \} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio 0.020			

Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio

ω_{sw}	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$)		0.01	$(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
ϑ_{calc}	valore di teta calcolato	rad	0.163	= 9.34° $\cot(\vartheta_{calc}) = 6.08$
ϑ_{min}	valore minimo di teta	rad	0.785	= 45° $\cot(\vartheta_{min}) = 1.00$
ϑ_{max}	valore massimo di teta	rad	0.381	= 21.8° $\cot(\vartheta_{max}) = 2.50$
ϑ	valore di calcolo di teta	rad	0.381	= 21.8° $\cot(\vartheta) = 2.50$
V_{Rsd}	resistenza a taglio trazione	kN	555.98	$A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
V_{Rcd}	resistenza a taglio compressione	kN	2907.32	$b \cdot d^* \cdot a_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
V_{Rd}	resistenza a taglio della sezione	kN	555.98	
V_{Ed} / V_{Rd}	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio		0.153	

"Configurazione 2" – Aerogeneratori 2, 5 e 6

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

Caratteristiche dei materiali

f_{ck}		MPa	32	
α_{cc}			0.85	
γ_c			1.5	
f_{cd}	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	18.13	$\alpha_{cc} \cdot f_{cd} / \gamma_c$
γ_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	85	
b_w	larghezza della sezione	cm	85.54	
h	altezza totale della sezione	cm	91.8	
c	distanza asse barre dal lembo teso	cm	9.5	
d	altezza utile della sezione	cm	82.3	$h - c$
d^*		cm	74.07	0.9 d
k			1.493	$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
A_{sl}	area di armatura longitudinale tesa	cm ²	40.82	
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0052	
A_{sw}	area di armatura a taglio disposta	cm ²	1.571	
s	spaziatura staffe	cm	25	

Controllo necessità di armatura a taglio

V_{Rdc1}		kN	321.96	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc2}		kN	254.26	$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc}	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	321.96	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
V_{Ed} / V_{Rdc}	non 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	
α_c	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1	
α	inclinazione armature a taglio	rad	1.571	gradi 90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-comprensione della sezione	kN	2872.30	$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot(45) + \tan(45)) \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio 0.030			

Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio

ω_{sw}	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$)		0.02	$(A_{sw} \cdot f_{y,d}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
ϑ_{calc}	valore di teta calcolato	rad	0.179	= 10.25° $\cot(\vartheta_{calc}) = 5.53$
ϑ_{min}	valore minimo di teta	rad	0.785	= 45° $\cot(\vartheta_{min}) = 1.00$
ϑ_{max}	valore massimo di teta	rad	0.381	= 21.8° $\cot(\vartheta_{max}) = 2.50$
ϑ	valore di calcolo di teta	rad	0.381	= 21.8° $\cot(\vartheta) = 2.50$
V_{Rsd}	resistenza a taglio trazione	kN	455.34	$A_{sw} \cdot f_{y,d} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
V_{Rcd}	resistenza a taglio compressione	kN	1980.89	$b \cdot d^* \cdot \alpha_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
V_{Rd}	resistenza a taglio della sezione	kN	455.34	
V_{Ed} / V_{Rd}	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio		0.187	

Si ottiene che non è necessario prevedere armatura a taglio, la resistenza del calcestruzzo è sufficiente a garantire adeguata resistenza all'elemento.

Utilizzando la teoria di Broms, si deduce che i valori di resistenza geotecnica e strutturale del palo sono sufficienti a garantirne la stabilità.

"Configurazione 1" – Aerogeneratori 1, 3 e 4
INPUTS
Geometria

Dimensione sezionale del palo	d =	1.20 m
Lunghezza palo	L =	31.00 m
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	962.00 kN m

Parametri geotecnici

Peso specifico terreno	$\gamma =$	21.00 kN/m ²
Coesione non drenata	$C_u =$	259.00 kN/m ²
Angolo di resistenza al taglio terreno	$\phi =$	0.00 ° = 0,00 rad

Coefficienti parziali

Coefficiente parziale SLU per pali soggetti a carichi trasversali	$\gamma_T =$	1.30	¹ Tab.6.4.VI
Fattore di correlazione	$\zeta =$	1.70	

CALCOLO PER PALI IN TERRENI COESIVI IN CND

Affondamento del punto di pressione	$z = 1.5 \cdot d$	z =	1.80 m
Modulo della pressione	$p = 9 \cdot C_u \cdot d$	p =	2,797.20 kN/m ²

Meccanismo di palo corto

Resistenza caratt. alla traslazione orizzontale	$H_C = f(C_u, d, L)$	$H_C =$	81,678.24 kN
Momento massimo	$M_{max} = C_u \cdot d^3 \cdot (4.5 \cdot (L/d)^2 - 10.125)$	$M_{max} =$	1,339,523.14 kN m

Meccanismo di palo intermedio

Resistenza caratt. alla traslazione orizzontale	$H_M = f(C_u, d, L, M_y)$	$H_M =$	31,133.18 kN
---	---------------------------	---------	--------------

Meccanismo di palo lungo

Resistenza caratt. a alla traslazione orizzontale	$H_L = f(C_u, d, M_y)$	$H_L =$	974.57 kN
---	------------------------	---------	-----------

Meccanismo di rottura

Resistenza di calcolo del palo a forze orizzontali		Meccanismo di palo lungo	$H_D =$	440.98 kN
--	--	--------------------------	---------	-----------

"Configurazione 2" – Aerogeneratori 2, 5 e 6
INPUTS
Geometria

Dimensione sezionale del palo	d =	1.00 m
Lunghezza palo	L =	12.00 m
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	762.00 kN m

Parametri geotecnici

Peso specifico terreno	$\gamma =$	18.00 kN/m ²
Angolo di resistenza al taglio terreno	$\phi =$	37.00 ° = 0,65 rad

Coefficienti parziali

Coefficiente parziale SLU per pali soggetti a carichi trasversali	$\gamma_T =$	1.30	¹ Tab.6.4.VI
Fattore di correlazione	$\zeta =$	1.70	

CALCOLO PER PALI IN CD

Coefficiente di spinta passiva	$K_P = (1 + \text{sen}\phi) / (1 - \text{sen}\phi)$	$K_P =$	4.02
Pressione in testa	$p = 3 \cdot K_P \cdot \gamma \cdot D \cdot z$	$p(z=0) =$	0.00 kN/m ²
Pressione in punta	$p = 3 \cdot K_P \cdot \gamma \cdot D \cdot z$	$p(z=L) =$	2,606.77 kN/m ²

Meccanismo di palo corto

Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_C = f(K_P, d, L)$	$H_C =$	15,640.61 kN
Momento massimo	$M_{max} = 2/3 \cdot H \cdot L$	$M_{max} =$	125,124.90 kN m

Meccanismo di palo intermedio

Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_M = f(C_u, d, L, M_y)$	$H_M =$	5,277.04 kN
---	---------------------------	---------	-------------

Meccanismo di palo lungo

Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_L = f(C_u, d, M_y)$	$H_L =$	828.24 kN
---	------------------------	---------	-----------

Meccanismo di rottura

Resistenza di calcolo del palo a forze orizzontali		Meccanismo di palo lungo	$H_D =$	374.77 kN
--	--	--------------------------	---------	-----------

8.2.6. Verifica a flessione platea

Preliminarmente è stato calcolato il quantitativo di armatura disposto in termini di sezione trasversale per metro. Se ne riportano i risultati nelle tabelle sottostanti.

ARMATURA RADIALE BOTTOM

r	s	layer	n	fi	As	Note
cm	mm			mm	cm ²	
300	97	2	20.62	30	145.7	
350	122	2	16.39	30	115.8	
470	164	2	12.20	30	86.2	
890	310	2	6.45	30	45.6	
1070	373	2	5.36	30	37.9	
775	270	2	7.41	30	52.3	Mezzeria Basamento

ARMATURA CIRCONFERENZIALE BOTTOM

r	s	layer	n	fi	As	Note
cm	mm			mm	cm ²	
175	100	2	20.00	20	62.8	
890	100	2	20.00	20	62.8	
890	100	1	10.00	20	31.4	
1200	100	1	10.00	20	31.4	
1200	200	1	5.00	20	15.7	
1250	200	1	5.00	20	15.7	
775	100	2	20.00	20	62.8	Mezzeria Basamento

ARMATURA RADIALE TOP

r	s	layer	n	fi	As	Note
cm	mm			mm	cm ²	
300	97	1	10.31	30	72.8	
470	164	1	6.10	30	43.1	
775	270	1	3.70	30	26.2	Mezzeria Basamento

ARMATURA CIRCONFERENZIALE TOP

r	s	layer	n	fi	As	Note
cm	mm			mm	cm ²	
215	150	2	13.33	20	41.9	
470	150	2	13.33	20	41.9	
470	100	1	10.00	20	31.4	
1200	100	1	10.00	20	31.4	
1200	200	1	5.00	20	15.7	
1250	200	1	5.00	20	15.7	
775	100	1	10.00	20	31.4	Mezzeria Basamento
1070	100	1	10.00	20	31.4	Centro palo

La verifica a flessione della platea è stata eseguita in tre sezioni significative, in entrambe le direzioni radiale e circonferenziale, confrontando il momento resistente con quello sollecitante Wood Armer riportato al paragrafo 8.2.3. Sono state svolte le verifiche considerando l'involuppo delle combinazioni stato limite ultimo "SLUenv" e la combinazione "SLV2", con differenti parametri dei materiali per soddisfare le condizioni al paragrafo 8.2.4. La verifica lato Top è stata eseguita solamente sulla sezione del colletto, più sollecitata.

Verifiche allo Stato Limite Ultimo: involuppo combinazioni SLU

Sezione Colletto: Verifica direzione radiale, Bottom

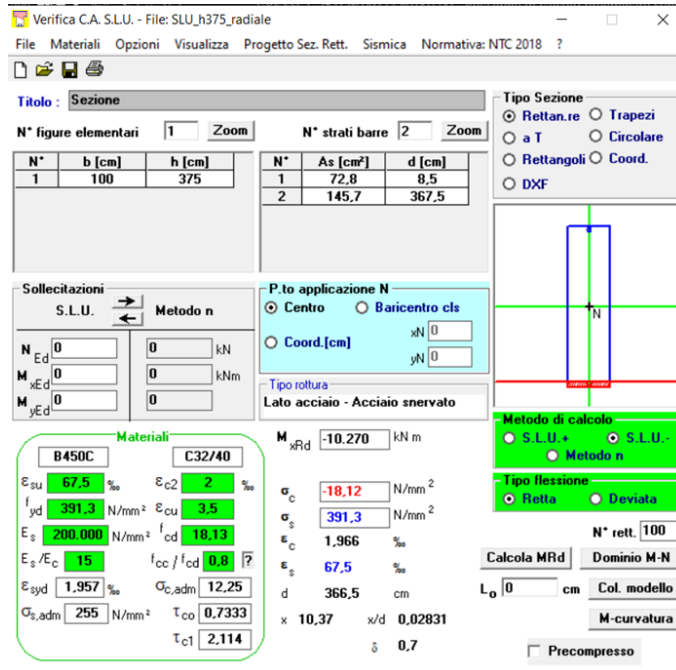
$M_{Ed} = 17149.74 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 20478 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.837$
---------------------------------	------------------------------	-------------------------------

Sezione Colletto: Verifica direzione circonferenziale, Bottom

$M_{Ed} = 7378.76 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 8624 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.856$
--------------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Sezione Colletto: Verifica direzione radiale, Top

$M_{Ed} = 3871.67 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 10270 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.377$
--------------------------------	------------------------------	-------------------------------



Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h375_radiale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Sezione

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	375	1	72,8	8,5
			2	145,7	367,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} -10.270 kNm

Materiali

B450C	C32/40
E _{su} 67,5 %	E _{c2} 2 %
f _{yd} 391,3 N/mm²	E _{cu} 3,5
E _s 200.000 N/mm²	f _{cd} 18,13
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
E _{syd} 1,957 %	σ _{c,adm} 12,25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,7333
	τ _{c1} 2,114

σ_c -18,12 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 1,966 ‰
ε_s 67,5 ‰
d 366,5 cm
x 10,37 x/d 0,02831
δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

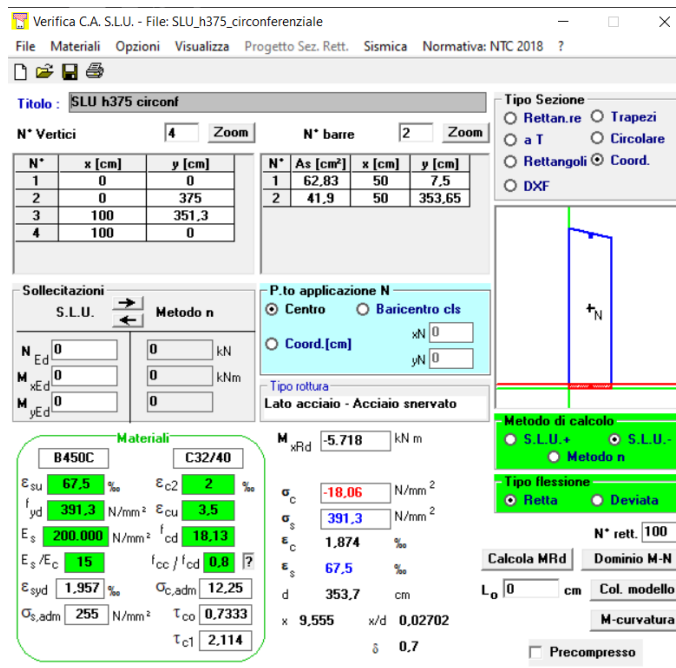
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Sezione Colletto: Verifica direzione circonferenziale, Top

$M_{Ed} = 626.83 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 5718 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.110$
-------------------------------	-----------------------------	-------------------------------



Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h375_circonferenziale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: SLU h375 circonfer

N° Vertici 4 Zoom N° barre 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	62,83	50	7,5
2	0	375	2	41,9	50	353,65
3	100	351,3				
4	100	0				

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} -5.718 kNm

Materiali

B450C	C32/40
E _{su} 67,5 %	E _{c2} 2 %
f _{yd} 391,3 N/mm²	E _{cu} 3,5
E _s 200.000 N/mm²	f _{cd} 18,13
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
E _{syd} 1,957 %	σ _{c,adm} 12,25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,7333
	τ _{c1} 2,114

σ_c -18,06 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 1,874 ‰
ε_s 67,5 ‰
d 353,7 cm
x 9,555 x/d 0,02702
δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Sezione in mezzeria del basamento: Verifica direzione radiale

$M_{Ed} = 3881.05 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 5117 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.758$
--------------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica CA, S.L.U. - File: SLU_h263 (mezzeria)_radiale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: SLU_H263_Radiale

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	263	1	26,2	8,5
			2	52,3	255,5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 5.117 kNm

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s/E_c 200,000	f_{cd} 18,13
ϵ_{syd} 1,957 ‰	f_{cc}/f_{cd} 0,8
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Sezione in mezzeria del basamento: Verifica direzione circonferenziale

$M_{Ed} = 3324.92 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 6227 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.534$
--------------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica CA, S.L.U. - File: SLU_h263 (mezzeria)_circonferenziale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: SLU_h263_circonferenziale

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	62,8	50	5
2	0	274	2	31,42	50	256
3	100	251				
4	100	0				

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 6.227 kNm

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s/E_c 200,000	f_{cd} 18,13
ϵ_{syd} 1,957 ‰	f_{cc}/f_{cd} 0,8
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Sezione perimetrale del basamento, asse palo: Verifica direzione radiale

$M_{Ed} = 687.5 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 2681 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.256$
------------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h193 (palo)_radiale

Titolo: SLU_H193(palo)_radiale

N° figure elementari: 1 | N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	193	1	20.2	7.5
			2	37.9	185

Materiali: B450C, C32/40

Proprietà materiali:

- $E_{cu} = 67.5 \text{ GPa}$, $E_{c2} = 2 \text{ GPa}$
- $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $E_{cu} = 3.5$
- $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{cd} = 18.13$
- $E_s/E_c = 15$, $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$
- $E_{syd} = 1.957$, $\sigma_{c,adm} = 12.25$
- $\sigma_{s,adm} = 255$, $\tau_{co} = 0.7333$
- $\tau_{c1} = 2.114$

P.to applicazione N: Centro

M_{xRd} = 2.681 kNm

Stress: $\sigma_c = -18.13 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$

Struttura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Sezione perimetrale del basamento, asse palo: Verifica direzione circonferenziale

$M_{Ed} = 1804.19 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 2300 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.784$
--------------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h193 (palo)_circonferenziale

Titolo: SLU_SeZ palo_circonferenziale

N° Vertici: 4 | N° barre: 2

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	31.42	50	5
2	0	204	2	31.42	50	188
3	100	181				
4	100	0				

Materiali: B450C, C32/40

Proprietà materiali:

- $E_{cu} = 67.5 \text{ GPa}$, $E_{c2} = 2 \text{ GPa}$
- $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $E_{cu} = 3.5$
- $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{cd} = 18.13$
- $E_s/E_c = 15$, $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$
- $E_{syd} = 1.957$, $\sigma_{c,adm} = 12.25$
- $\sigma_{s,adm} = 255$, $\tau_{co} = 0.7333$
- $\tau_{c1} = 2.114$

P.to applicazione N: Centro

M_{xRd} = 2.300 kNm

Stress: $\sigma_c = -18.13 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 33.97 \text{ N/mm}^2$

Struttura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Verifica Stato Limite di Vita: combinazione SLV2

Sezione Colletto: Verifica direzione radiale, Bottom

$M_{Ed} = 13176.77 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 19351 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.681$
---------------------------------	------------------------------	-------------------------------

Verifica CA. S.L.U. - File: SLV_h375_radiale

Titolo: Sezione

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	375	1	72.8	8.5
			2	145.7	367.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ε_{su} 1.957 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{c,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 19.351 kNm
σ_c -9.895 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 0.6521 ‰
ε_s 1.957 ‰
d 367.5 cm
x 91.85 x/d 0.2499
δ 0.7524

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Sezione Colletto: Verifica direzione circonferenziale, Bottom

$M_{Ed} = 5607.31 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 8283 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.677$
--------------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica CA. S.L.U. - File: SLU_h375_circonferenziale

Titolo: SLU h375 circonfer

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	62.83	50	7.5
2	0	375	2	41.9	50	353.65
3	100	351.3				
4	100	0				

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ε_{su} 1.957 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{c,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 8.283 kNm
σ_c -7.793 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 0.4898 ‰
ε_s 1.957 ‰
d 367.5 cm
x 73.57 x/d 0.2002
δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Sezione Colletto: Verifica direzione radiale, Top

$M_{Ed} = 730.52 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 9989 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.074$
-------------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Sezione Colletto: Verifica direzione circonferenziale, Top

$M_{Ed} = 263.41 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 5558 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.047$
-------------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Sezione mezzeria basamento: Verifica direzione radiale

$M_{Ed} = 2976.38 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 4907 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.607$
--------------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h263 (mezzeria)_radiale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: SLU_H263_Radiale

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	263	1	26,2	8,5
			2	52,3	255,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 4.907 kNm

Materiali B450C C32/40

ϵ_{cu} 1.957 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 2 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cd}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -7.335 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 0.4567 ‰
 ϵ_s 1.957 ‰
d 255,5 cm
x 48,34 x/d 0,1892
 δ 0,7

Metodo di calcolo S.L.U. + S.L.U. - Metodo n
Tipo flessione Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Sezione mezzeria basamento: Verifica direzione circonferenziale

$M_{Ed} = 2446.76 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 5945 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.412$
--------------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h263 (mezzeria)_circonferenziale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: SLU_h263_circonferenziale

N° Vertici 4 Zoom N° barre 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	62,8	50	5
2	0	274	2	31,42	50	256
3	100	251				
4	100	0				

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 5.945 kNm

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 1.957 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 2 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cd}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -9.326 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 0.6063 ‰
 ϵ_s 1.957 ‰
d 269 cm
x 63,63 x/d 0,2365
 δ 0,7357

Metodo di calcolo S.L.U. + S.L.U. - Metodo n
Tipo flessione Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Sezione perimetrale del basamento, asse palo: Verifica direzione radiale

$M_{Ed} = 530.85 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 2573 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.206$
-------------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h193 (palo)_radiale

Titolo: SLU_H193(palo)_radiale

N° figure elementari: 1 | N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	193	1	20.2	7.5
			2	37.9	185

Sollecitazioni S.L.U.: $N_{Ed} = 0$, $M_{xEd} = 0$, $M_{yEd} = 0$

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n

Materiali: B450C, C32/40

$M_{xRd} = 2.573 \text{ kNm}$

$\sigma_c = -7.332 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_c = 0.4565$, $\epsilon_s = 1.957$

$d = 185 \text{ cm}$, $x = 34.99$, $x/d = 0.1892$, $\delta = 0.7$

Sezione perimetrale del basamento, asse palo: Verifica direzione circonferenziale

$M_{Ed} = 1369.67 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 2208 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.620$
--------------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h193 (palo)_circonferenziale

Titolo: SLU_SeZ_palo_circonferenziale

N° Vertici: 4 | N° barre: 2

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	31.42	50	5
2	0	204	2	31.42	50	188
3	100	181				
4	100	0				

Sollecitazioni S.L.U.: $N_{Ed} = 0$, $M_{xEd} = 0$, $M_{yEd} = 0$

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n

Materiali: B450C, C32/40

$M_{xRd} = 2.208 \text{ kNm}$

$\sigma_c = -8.249 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_c = 0.5235$, $\epsilon_s = 1.957$

$d = 199 \text{ cm}$, $x = 42$, $x/d = 0.2111$, $\delta = 0.7038$

8.2.7. Verifica a taglio platea

Si considerano i valori di taglio massimo V_{xx} in combinazione "SLUenv", come riportati al paragrafo 8.2.3., essendo in questa direzione le azioni più gravose.

Sezione Colletto:

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^2 di armatura ($2\emptyset 20$) per metro, come mostrato nella verifica sottostante.

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

Caratteristiche dei materiali

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

Caratteristiche della sezione resistente

V_{Ed}	taglio sollecitante di progetto	kN	4105	
b_w	larghezza della sezione	cm	100	
h	altezza totale della sezione	cm	375	
c	distanza asse barre dal lembo teso	cm	8.5	
d	altezza utile della sezione	cm	366.5	$h - c$
d^*		cm	329.85	$0.9 d$
k			1.234	$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
A_{sl}	area di armatura longitudinale tesa	cm^2	145.7	
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0039	
A_{sw}	area di armatura a taglio disposta	cm^2	6.28	
s	spaziatura staffe	cm	25	

Controllo necessità di armatura a taglio

V_{Rdc1}		kN	1256.87	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc2}		kN	994.21	$[0.035 \cdot k^2 (3/2) \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc}	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	1256.87	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
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	
α_c	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1	
α	inclinazione armature a taglio	rad	1.571	gradi 90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-compressione della sezione	kN	14953	$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} \{ \cot(45) + \tan(45) \} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio 0.275			

Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio

ω_{sw}	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$)		0.05	$(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
ϑ_{calc}	valore di teta calcolato	rad	0.336	= 19.22° $\cot(\vartheta_{calc}) = 2.87$
ϑ_{min}	valore minimo di teta	rad	0.785	= 45° $\cot(\vartheta_{min}) = 1.00$
ϑ_{max}	valore massimo di teta	rad	0.381	= 21.8° $\cot(\vartheta_{max}) = 2.50$
ϑ	valore di calcolo di teta	rad	0.381	= 21.8° $\cot(\vartheta) = 2.50$
V_{Rsd}	resistenza a taglio trazione	kN	8106	$A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
V_{Rcd}	resistenza a taglio compressione	kN	10313	$b \cdot d^* \cdot \alpha_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
V_{Rd}	resistenza a taglio della sezione	kN	8106	
V_{Ed} / V_{Rd}	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio 0.506			

Nelle altre zone si è verificato che è sufficiente una spaziatura inferiore.

Nel tratto centrale del basamento è possibile aumentare il passo a 50 cm, come mostrato nella verifica sottostante, nella sezione posta a 470 cm dal centro del basamento.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018
Caratteristiche dei materiali

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

Caratteristiche della sezione resistente

V_{Ed}	taglio sollecitante di progetto	kN	2740	
b_w	larghezza della sezione	cm	100	
h	altezza totale della sezione	cm	335	
c	distanza asse barre dal lembo teso	cm	8.5	
d	altezza utile della sezione	cm	326.5	$h - c$
d^*		cm	293.85	$0.9 d$
k			1.247	$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
A_{sl}	area di armatura longitudinale tesa	cm ²	86.2	
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0026	
A_{sw}	area di armatura a taglio disposta	cm ²	6.28	
s	spaziatura staffe	cm	50	

Controllo necessità di armatura a taglio

V_{Rdc1}		kN	986.98	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc2}		kN	900.71	$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc}	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	986.98	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
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	
α_c	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1	
α	inclinazione armature a taglio	rad	1.571	gradi 90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-compressione della sezione	kN	13321	$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot(45) + \tan(45)) \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio 0.206			

Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio

ω_{sw}	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$)		0.03	$(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
ϑ_{calc}	valore di teta calcolato	rad	0.235 = 13.46°	$\cot(\vartheta_{calc}) = 4.18$
ϑ_{min}	valore minimo di teta	rad	0.785 = 45°	$\cot(\vartheta_{min}) = 1.00$
ϑ_{max}	valore massimo di teta	rad	0.381 = 21.8°	$\cot(\vartheta_{max}) = 2.50$
ϑ	valore di calcolo di teta	rad	0.381 = 21.8°	$\cot(\vartheta) = 2.50$
V_{Rsd}	resistenza a taglio trazione	kN	3611	$A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
V_{Rcd}	resistenza a taglio compressione	kN	9187	$b \cdot d^* \cdot a_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
V_{Rd}	resistenza a taglio della sezione	kN	3611	
V_{Ed} / V_{Rd}	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio 0.759			

Nella zona più periferica è possibile aumentare il passo fino a 1 m come evidenziato nella verifica sottostante, per una sezione a 1130 cm dal centro del basamento.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018
Caratteristiche dei materiali

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

Caratteristiche della sezione resistente

V_{Ed}	taglio sollecitante di progetto	kN	800	
b_w	larghezza della sezione	cm	100	
h	altezza totale della sezione	cm	175	
c	distanza asse barre dal lembo teso	cm	8.5	
d	altezza utile della sezione	cm	166.5	$h - c$
d^*		cm	149.85	$0.9 d$
k			1.347	$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
A_{sl}	area di armatura longitudinale tesa	cm ²	35.9	
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0021	
A_{sw}	area di armatura a taglio disposta	cm ²	6.28	
s	spaziatura staffe	cm	100	

Controllo necessità di armatura a taglio

V_{Rdc1}		kN	503.77	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc2}		kN	515.12	$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc}	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	515.12	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
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	
α_c	coefficiente per effetti dello sforzo assiale di compressione		1	
α	inclinazione armature a taglio	rad	1.571	gradi 90
$V_{Rd,max}$	massima resistenza a taglio-comprensione della sezione	kN	6793	$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} \{ \cot(\alpha) + \tan(\alpha) \} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio 0.118			

Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio

ω_{sw}	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$)		0.01	$(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
ϑ_{calc}	valore di teta calcolato	rad	0.165	= 9.47° $\cot(\vartheta_{calc}) = 5.99$
ϑ_{min}	valore minimo di teta	rad	0.785	= 45° $\cot(\vartheta_{min}) = 1.00$
ϑ_{max}	valore massimo di teta	rad	0.381	= 21.8° $\cot(\vartheta_{max}) = 2.50$
ϑ	valore di calcolo di teta	rad	0.381	= 21.8° $\cot(\vartheta) = 2.50$
V_{Rsd}	resistenza a taglio trazione	kN	921	$A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
V_{Rcd}	resistenza a taglio compressione	kN	4685	$b \cdot d^* \cdot a_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
V_{Rd}	resistenza a taglio della sezione	kN	921	
V_{Ed} / V_{Rd}	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio		0.869	

8.2.8. Verifica a punzonamento platea

La verifica di punzonamento viene eseguita considerando la reazione massima (combinazione "SLUenv") misurata alla base del palo meno il peso proprio del palo, sulla base delle indicazioni dell'EC2. Cautelativamente il coefficiente β viene adottato pari a 1.5, come per il caso di elementi posti all'angolo di piastre.

"Configurazione 1" - WTG 1,3,4

$$V_{Ed} = 5810.30 - 876.06 = 4934.24 \text{ kN}$$

Elemento: Basamento pala eolica

$V_{Ed,g}$	daN	493,424	Forza globale di taglio-punzonamento di progetto	
ΔV_{Ed}	daN	0	Forza contraria a $V_{Ed,g}$ (eventuale, nel caso di fondazioni)	
β	n.o puro	1.50	coefficiente amplificativo della forza, in caso di eccentricità di carico	
H	cm	177.00	Altezza totale della piastra	
d_y	cm	168.00	altezze utili relative alle armature poste nelle due dir. ortogonali	
d_z	cm	165.00	altezze utili relative alle armature poste nelle due dir. ortogonali	
ρ_{ly}	%	0.21%	Rapporto % dell'armat. tesa in direz. "y" rispetto area sezione	
ρ_{lz}	%	0.09%	Rapporto % dell'armat. tesa in direz. "z" rispetto area sezione	
R _{ck}	daN/cm ²	400.0	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo della lastra	
Pilastro	Sezione	b) Circolare	C	simbolo
Pilastro	Posizione	d) di Bordo con sporto	BS	simbolo
Fori	Vicinanza	a) No	N	simbolo
Φ	cm	120.00	diametro pilastro circolare	

Dati dedotti dai materiali e dai dati di input

f_{ck}	daN/cm ²	332.0	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
f_{cd}	daN/cm ²	188.1	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
$f = f_{ck}^{1/2} / f_{yk}$	cm/daN ^{1/2}	0.004049	Parte dipendente dai materiali nella formula (9.11)
$d = d_{eff}$	cm	166.50	Altezza utile della sezione
$\rho_{lyz} = \text{RADQ}(\rho_{ly} \times \rho_{lz})$	n.o puro	0.00140	Radice quadrata del prodotto delle percentuali di armatura
$\rho_l = \min(0.02; \rho_{lyz})$	n.o puro	0.00140	Coefficiente della formula (6.47); deve essere comunque ≤ 0.02
$d_{u1} = 2 \times d$	cm	333.00	Distanza di u_1 dal filo pilastro
$d_{est} = k_{out} \times d$	cm	249.75	Distanza da u_{out} dell'armatura più lontana dal filo pilastro
$d_{min} = 0.3 \times d$	cm	49.95	Distanza dal filo pilastro dell'armatura più vicina (cuciture verticali)
$d_{rad,max} = 0.75 \times d$	cm	124.88	Distanza radiale massima fra cuciture
$d_{cir,max,i} = 1.5 \times d$	cm	249.75	Distanza circonferenziale massima per cuciture interne a u_{out}
$d_{cir,max,e} = 2.0 \times d$	cm	333.00	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	740,136	Forza effettiva di taglio-punzonamento di progetto
$\tau_{Rd,max} = v_v \times v \times f_{cd}$	daN/cm ²	37.63	Tensione di taglio-punzonamento massima assoluta
$k = \min(2; 1 + (20/d)^{1/2})$	n.o puro	1.347	Coefficiente della formula (6.47); deve essere comunque ≤ 2.00
$\tau_a = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}$	daN/cm ²	2.698	Tensione massima ammessa senza armatura da confrontare con τ_{min}
$\tau_{min} = 0.1107 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$	daN/cm ²	3.152	Tensione massima ammessa senza armatura: valore minimo comunque
$\tau_{Rd,c} = \max(\tau_a; \tau_{min})$	daN/cm ²	3.152	Tensione massima ammessa senza armatura (max fra τ_{min} e $\tau_{Rd,c}$)
$u_{out} = V_{Ed} / (\tau_{Rd,c} \times d)$	cm	1,410.4	Perimetro di verifica oltre il quale non serve armatura

Perimetro di filo pilastro: u_0	cm	377.0	Perimetro di verifica di filo pilastro
Perimetro di verifica di base: u_1	cm	1,554.6	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 ²	11.79	Tensione di progetto in corrispondenza della faccia del pilastro
$r = \tau_{Rd,max} / \tau_{Ed}$	n.o puro	3.191	materiali e geometria idonei

Verifica al perimetro di base; controllo della necessità di armatura

$\tau_{Ed,1} = V_{Ed} / (u_1 \times d)$	daN/cm ²	2.859	Tensione di progetto in corrispondenza della sezione di base
$r = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed,1}$	n.o puro	1.102	non è necessaria l'armatura

"Configurazione 2" - WTG 2,5,6

$$V_{Ed} = 4971.60 - 235.5 = 4736.1 \text{ kN}$$

Elemento: **Basamento pala eolica**

$V_{Ed,g}$	daN	473,610	Forza globale di taglio-punzonamento di progetto
ΔV_{Ed}	daN	0	Forza contraria a $V_{Ed,g}$ (eventuale, nel caso di fondazioni)
β	n.o puro	1.50	coefficiente amplificativo della forza, in caso di eccentricità di carico
H	cm	177.00	Altezza totale della piastra
d_y	cm	168.00	altezze utili relative alle armature poste nelle due dir. ortogonali
d_z	cm	165.00	altezze utili relative alle armature poste nelle due dir. ortogonali
ρ_{ly}	%	0.21%	Rapporto % dell'armat. tesa in direz. "y" rispetto area sezione
ρ_{lz}	%	0.09%	Rapporto % dell'armat. tesa in direz. "z" rispetto area sezione
R_{ck}	daN/cm ²	400.0	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo della lastra
Pilastro	Sezione	b) Circolare	C simbolo
Pilastro	Posizione	d) di Bordo con sporto	BS simbolo
Fori	Vicinanza	a) No	N simbolo
Φ	cm	100.00	diametro pilastro circolare

Dati dedotti dai materiali e dai dati di input

f_{ck}	daN/cm ²	332.0	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
f_{cd}	daN/cm ²	188.1	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
$f = f_{ck}^{1/2} / f_{yk}$	cm/daN ^{1/2}	0.004049	Parte dipendente dai materiali nella formula (9.11)
$d = d_{eff}$	cm	166.50	Altezza utile della sezione
$\rho_{lyz} = \text{RADQ}(\rho_{ly} \times \rho_{lz})$	n.o puro	0.00140	Radice quadrata del prodotto delle percentuali di armatura
$\rho_I = \min(0.02; \rho_{lyz})$	n.o puro	0.00140	Coefficiente della formula (6.47): deve essere comunque ≤ 0.02
$d_{u1} = 2 \times d$	cm	333.00	Distanza di u_1 dal filo pilastro
$d_{est} = k_{out} \times d$	cm	249.75	Distanza da u_{out} dell'armatura più lontana dal filo pilastro
$d_{min} = 0.3 \times d$	cm	49.95	Distanza dal filo pilastro dell'armatura più vicina (cuciture verticali)
$d_{rad,max} = 0.75 \times d$	cm	124.88	Distanza radiale massima fra cuciture
$d_{cir,max,i} = 1.5 \times d$	cm	249.75	Distanza circonferenziale massima per cuciture interne a u_{out}
$d_{cir,max,e} = 2.0 \times d$	cm	333.00	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	710,415	Forza effettiva di taglio-punzonamento di progetto
$\tau_{Rd,max} = v_v \times v \times f_{cd}$	daN/cm ²	37.63	Tensione di taglio-punzonamento massima assoluta
$k = \min(2; 1 + (20/d)^{1/2})$	n.o puro	1.347	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 ²	2.698	Tensione massima ammessa senza armatura da confrontare con τ_{min}
$\tau_{min} = 0.1107 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$	daN/cm ²	3.152	Tensione massima ammessa senza armatura: valore minimo comunque
$\tau_{Rd,c} = \max(\tau_a; \tau_{min})$	daN/cm ²	3.152	Tensione massima ammessa senza armatura (max fra τ_{min} e $\tau_{Rd,c}$)
$u_{out} = V_{Ed} / (\tau_{Rd,c} \times d)$	cm	1,353.7	Perimetro di verifica oltre il quale non serve armatura

Perimetro di filo pilastro: u_0	cm	314.2	Perimetro di verifica di filo pilastro
Perimetro di verifica di base: u_1	cm	1,503.2	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 ²	13.58	Tensione di progetto in corrispondenza della faccia del pilastro
$r = \tau_{Rd,max} / \tau_{Ed}$	n.o puro	2.770	materiali e geometria idonei

Verifica al perimetro di base; controllo della necessità di armatura

$\tau_{Ed,1} = V_{Ed} / (u_1 \times d)$	daN/cm ²	2.838	Tensione di progetto in corrispondenza della sezione di base
$r = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed,1}$	n.o puro	1.110	non è necessaria l'armatura

8.2.9. Verifiche tensionali in esercizio

Si esegue il controllo delle tensioni sulla sezione del colletto, più sollecitata, e si verifica che siano compatibili con i seguenti limiti imposti dalle NTC2018.

Sono stati ottenuti i seguenti risultati, che verificano le sezioni analizzate.

Combinazione	Normativa	Valore limite	Valore progetto	
			Direzione radiale	Direzione circonferenziale
SLEr			Bottom	
	$\sigma_s \leq 0.8 * f_{yk}$	$\sigma_s \leq 360$ MPa	317.10 MPa	307.70 MPa
	$\sigma_c \leq 0.6 * f_{ck}$	$\sigma_c \leq 19.2$ MPa	7.78 MPa	4.88 MPa
			Top	
	$\sigma_s \leq 0.8 * f_{yk}$	$\sigma_s \leq 360$ MPa	119.2 MPa	26.12 MPa
	$\sigma_c \leq 0.6 * f_{ck}$	$\sigma_c \leq 19.2$ MPa	1.69 MPa	0.31 MPa
SLEqp			Bottom	
	$\sigma_c \leq 0.45 * f_{ck}$	$\sigma_c \leq 14.4$ MPa	6.24 MPa	4.08 MPa
			Top	
	$\sigma_c \leq 0.45 * f_{ck}$	$\sigma_c \leq 14.4$ MPa	0.39 MPa	0.21 MPa

8.3. CALCOLO RIGIDEZZA ALLA ROTAZIONE

Ai fini del calcolo della rigidezza alla rotazione si sono presi in considerazione i nodi agli estremi della fondazione (16 e 336) indicati nell'immagine seguente e distanti 2500 cm.

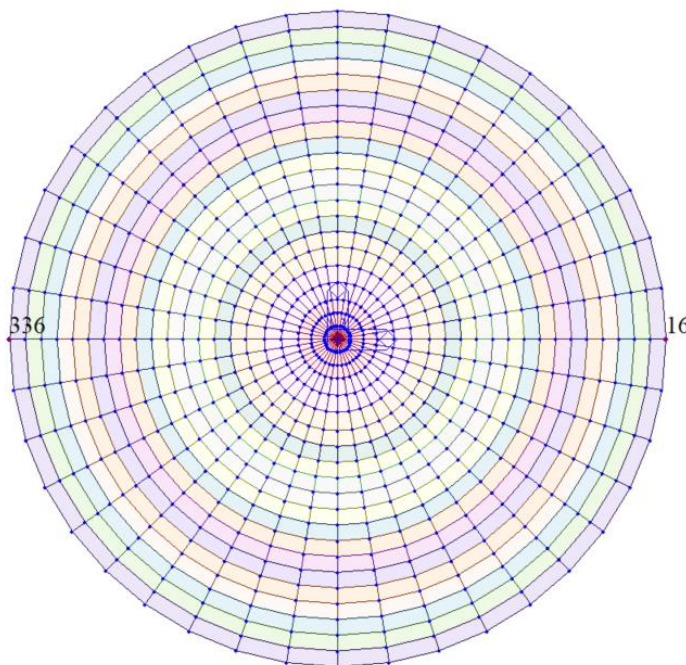


Figure 8-41 – Identificazione nodi

Il documento "Design and construction guidelines for the foundations of wind turbine generators", al paragrafo 9.1, specifica di verificare la rigidità del basamento allo Stato Limite di Esercizio. Si considerano quindi gli spostamenti dei nodi precedentemente indicati, nelle combinazioni "SLEr" e "SLEqp".

La seguente tabella riassume i dati di input ed i risultati relativi al calcolo della rigidità rotazionale del basamento:

"Configurazione 1" – WTG 1, 3, 4

	Combinazione SLEr	Combinazione SLEqp
Spostamento massimo (Nodo 16)	0.759239 cm	0.655295 cm
Spostamento minimo (Nodo 336)	0.139064 cm	0.240271 cm
Differenza	0.620175 cm	0.415024 cm
Angolo	0.0002481 rad	0.00016601 rad
Momento flettente applicato	178349500 Nm	119805990 Nm
Rigidità rotazionale	7.189E+11 Nm/rad	7.2168E+11 Nm/rad

"Configurazione 2" – WTG 2, 5, 6

	Combinazione SLEr	Combinazione SLEqp
Spostamento massimo (Nodo 16)	0.819691 cm	0.696448 cm
Spostamento minimo (Nodo 336)	0.084587 cm	0.204512 cm
Differenza	0.735104 cm	0.491936 cm
Angolo	0.000294 rad	0.00019677 rad
Momento flettente applicato	178349500 Nm	119805990 Nm
Rigidità rotazionale	6.065E+11 Nm/rad	6.0885E+11 Nm/rad

La rigidità alla rotazione, calcolata come (M/σ) è superiore in entrambe le configurazioni e per entrambe le combinazioni di calcolo, al valore minimo indicato nella specifica fornita dal produttore della turbina ($1.5E+11$ Nm/rad) e riportata nell'immagine sottostante.

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