



Green Power

Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.C.25.IT.W.17279.00.097.00

PAGE

1 di/of 74

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

IMPIANTO EOLICO GREENFIELD "SANLURI-SARDARA"

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo preliminare Fondazioni Aerogeneratori

File: GRE.EEC.C.25.IT.W.17279.00.097.00 - Relazione di calcolo preliminare Fondazioni Aerogeneratori.docx

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
00	17/06/2022	Prima emissione	A. Filiberti	G. Alfano	P. Polinelli

GRE VALIDATION

Name	Name	Name
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT Sanluri-Sardara	GRE CODE																		
	GROUP	FUNCTION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT			SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION							
	GRE	EEC	C	2	5	I	T	W	1	7	2	7	9	0	0	0	9	7	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. PARAMETRI GEOTECNICI	9
6. CARICHI DI PROGETTO	9
6.1. Carichi permanenti	9
6.1.1. Pesi permanenti strutturali (G1).....	9
6.1.2. Pesi permanenti non strutturali (G2)	10
6.2. Sovraccarichi (Q).....	10
6.2.1. Carichi indotti dal vento (W).....	10
6.3. Azione sismica (E)	10
6.3.1. Spettri di progetto.....	11
6.3.2. Determinazione della forzante sismica	13
7. MATERIALI	14
7.1. Calcestruzzo armato	14
7.1.1. Magrone	14
7.1.2. Pali.....	15
7.1.3. Basamento.....	15
7.1.4. Colletto di innesto	15
7.2. Acciaio di armatura.....	16
8. SOFTWARE IMPIEGATO PER LE ANALISI FEM	16
8.1. Sistemi di riferimento.....	16
8.2. Elementi beam	16
8.2.1. Output delle azioni interne	17
8.3. Elementi plate.....	17
8.3.1. Gradi di libertà degli elementi e ECS.....	18
8.3.2. Output delle azioni interne	19
9. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE	22
9.1. Analisi strutturale tramite modello FEM	22
9.1.1. Geometria del modello.....	22
9.1.2. Vincoli	24
9.1.3. Casi di di carico	24
9.1.4. Combinazioni di carico	28
9.1.5. Giudizio motivato accettabilità dei risultati	30

9.2.	Risultati del modello FEM	32
9.2.1.	Direzioni fissate per gli assi locali degli elementi	32
9.2.2.	Azioni assiali sui pali.....	34
9.2.3.	Azioni sul basamento.....	36
9.2.4.	Verifica degli elementi strutturali.....	56
9.2.5.	Verifica strutturale del palo	56
9.2.6.	Verifica a flessione platea.....	60
9.2.7.	Verifica a taglio platea	69
9.2.8.	Verifica a punzonamento platea	72
9.2.9.	Verifiche tensionali in esercizio	73
9.2.10.	Calcolo rigidezza alla rotazione	73

1. INTRODUZIONE

Stantec S.p.A., in qualità di Consulente Tecnico, è stata incaricata da Marte Srl di redigere il progetto definitivo per la costruzione di un nuovo impianto eolico denominato "Sanluri-Sardara" ubicato nei comuni di Sardara, Sanluri e Villanovaforru, che si trovano in provincia di Sud Sardegna.

Il progetto proposto prevede l'installazione di 12 nuove turbine eoliche ciascuna di potenza nominale fino a 6 MW, in linea con gli standard più alti presenti sul mercato, per una potenza installata totale fino a 72 MW.

L'energia prodotta dagli aerogeneratori, attraverso il sistema di cavidotti interrati in media tensione, verrà convogliata ad una stazione di trasformazione 33/36 kV di nuova realizzazione, all'interno del comune di Sanluri, e poi da qui convogliata alla futura Stazione Elettrica (SE) a 380/150 kV della RTN da inserire in entra - esce alla linea RTN a 380 kV "Ittiri - Selargius", situata nel comune di Sanluri.

In aggiunta alla stessa sottostazione sarà connesso un sistema di accumulo elettrochimico BESS (Battery Energy Storage System) da 35 MW, per un totale di capacità di stoccaggio pari a 280 MWh.

Il progetto è in linea con gli obiettivi nazionali ed europei per la riduzione delle emissioni di CO₂, legate a processi di produzione di energia elettrica.

1.1. Descrizione del proponente

Marte Srl., in qualità di soggetto proponente del progetto, è una società del Gruppo Enel che si occupa dello sviluppo e della gestione delle attività di generazione di energia da fonti rinnovabili facente capo a Enel Green Power Spa.

Il Gruppo Enel, tramite la controllata Enel Green Power Spa, 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

Il sito si trova nella provincia di Sud Sardegna ed interessa il territorio dei comuni di Villanovaforru, Sardara e Sanluri.

L'area è identificata dalle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine: 39°35'49,84"N
- Longitudine: 8°52'32,16"E

L'impianto in progetto ricade all'interno dei seguenti fogli catastali:

- Comune di Sanluri: n° 1, n° 2, n° 3, n° 4, n° 5, n° 7, n° 8, n° 11, n° 12, n° 13, n° 14, n° 19
- Comune di Sardara: n° 31, n° 43, n° 44, n° 45, n° 46, n° 58, n° 59
- Comune di Villanovaforru: n° 14, n° 15, n° 16

L'area di progetto ricade all'interno dei fogli I.G.M. in scala 1:25.000 codificati 225-I-NE, denominato "Lunamatrona" e 225-I-SE denominato "Sanluri".

Di seguito è riportato l'inquadramento territoriale dell'area di progetto e la posizione degli aerogeneratori su ortofoto.



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

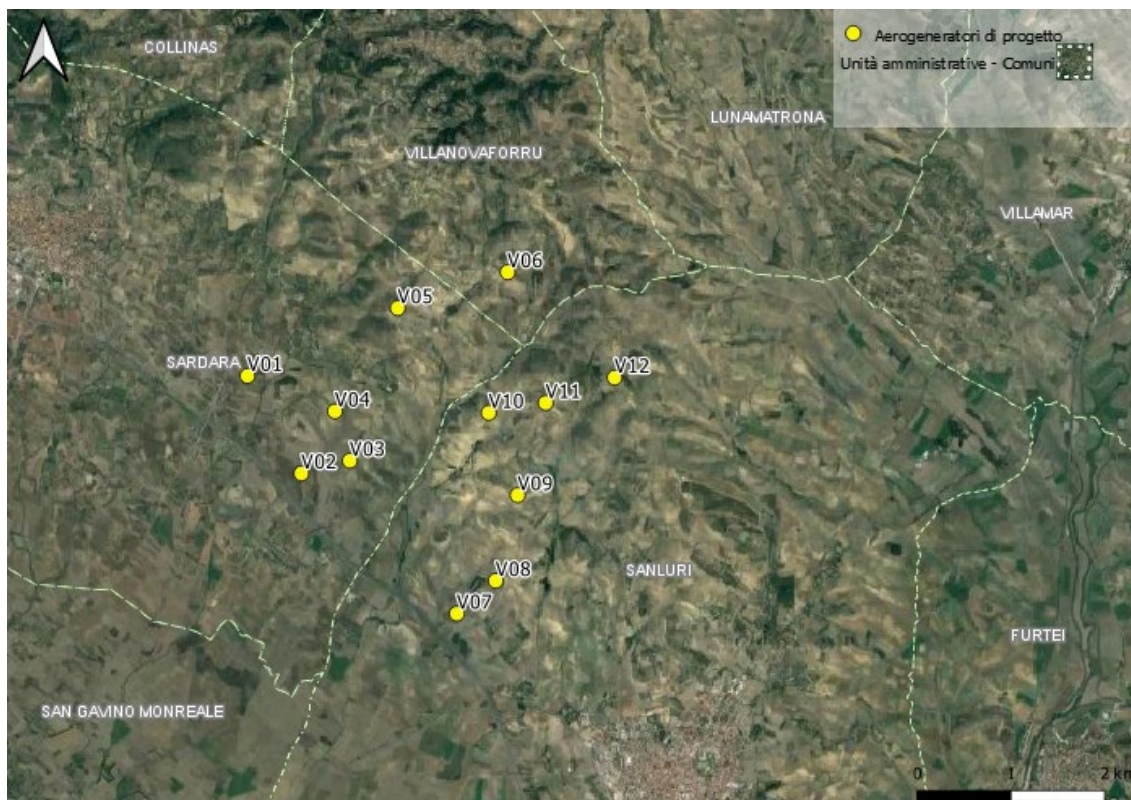


Figura 2-2: Configurazione proposta su ortofoto

Si riporta invece in formato tabellare un dettaglio sulla localizzazione delle WTG di nuova costruzione, in coordinate WGS84 UTM fuso 33 N:

ID	Comune	Est [m]	Nord [m]	Altitudine [m s.l.m.]
V01	Sardara	486748	4383451	160
V02	Sardara	487322	4382411	160
V03	Sardara	487838	4382546	186
V04	Sardara	487680	4383073	193
V05	Sardara	488349	4384173	265
V06	Villanovaforru	489520	4384555	287
V07	Sanluri	488979	4380917	157
V08	Sanluri	489393	4381267	187
V09	Sanluri	489627	4382180	229
V10	Sanluri	489319	4383057	236
V11	Sanluri	489926	4383162	283
V12	Sanluri	490660	4383432	297

Tabella 1: Coordinate aerogeneratori

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 - Pesi 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 T135-50A 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 135 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. Come verrà descritto in seguito, risulta necessario prevedere per questi aerogeneratori fondazioni costituite da plinti su pali di diametro 1.2 m e lunghezza 37 m.

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

Si riporta di seguito la sezione del plinto di fondazione:

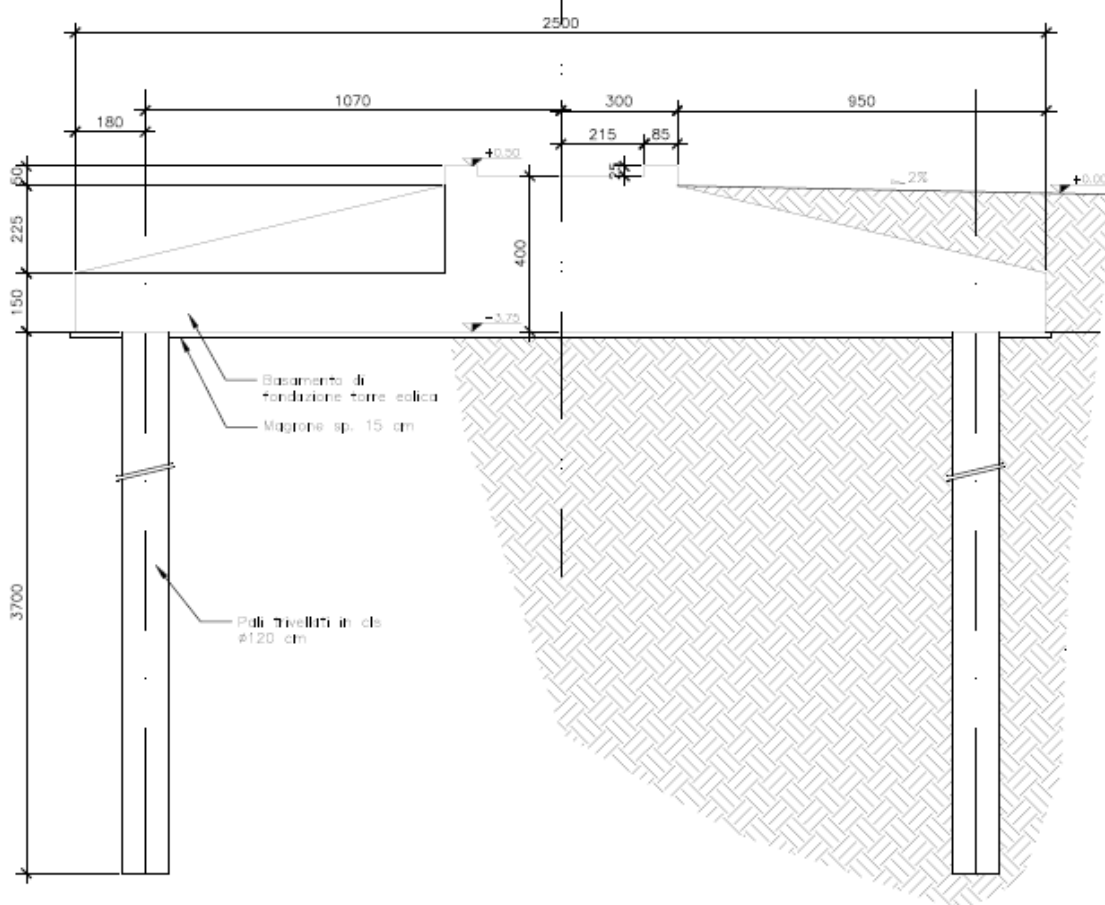


Figure 4-1 - Sezione plinto di fondazione

5. PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base delle proprietà dei terreni forniti dalla relazione preliminare geologica e geotecnica è possibile individuare la seguente stratigrafia tipo ed i relativi parametri geotecnici di progetto. Si riportano le tabelle estratte dall'elaborato "GRE.EEC.R.25.IT.W.17279.00.024.00 - Relazione geologica e geotecnica":

ID STRATO	DESCRIZIONE	PROFONDITA' (m da p.c.)
SISMOSTRATO 1	Materiali di copertura della sottostante formazione marnosa - arenacea, costituiti da clasti marnosi alterati e/o fratturati immersi in una matrice fine limosa	10
SISMOSTRATO 2	Formazione marnoso - arenacea	>10

Tabella 2: Stratigrafia di progetto

ID STRATO	γ (KN/m ³)	ϕ (°)	C	Coeff. di Poisson ν	Mod. di Young din. Ed (Mpa)	Mod. di Young st. Es (Mpa)	Mod. di taglio (rigidità) G0 (Mpa)	Mod. di Bulk K (Mpa)	Mod. ed. Mo (kg/m ³)
STRATO 1	19,1	22	-	0.2	201	24.2	264.6	347.1	71345
STRATO 2	22.5	25	-	0.3	869	104.7	1044	3134	461407

Tabella 3: Parametri geotecnici di progetto

Inoltre, per profondità maggiori di 6 m da piano campagna, è stata considerata la presenza di falda.

Si precisa anche in questa sede che i dati forniti dalla relazione geotecnica preliminare sono stati ricavati da fonti bibliografiche, risulta quindi necessario, nella successiva fase esecutiva, prevedere una campagna di indagini in sito che possa definire la stratigrafia realmente presente ed i relativi parametri geotecnici.

6. CARICHI DI PROGETTO

6.1. Carichi permanenti

6.1.1. Pesì permanenti strutturali (G1)

Il peso proprio delle strutture è calcolato 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.

6.1.2. Pesì 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.

6.2. Sovraccarichi (Q)

6.2.1. 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 T135-50A SG 6.0-170"

Carichi da vento caratteristici (W_Characteristic):

Load case	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	F _{xy} (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)	M _{xy} (kNm)
Dlc14_v90.0_p_000	1316,18	54,14	-7707,99	1317,29	2463,44	186812,5	294,48	186828,7

Table 4 SG 6.0-170 HH135m 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_p_s8	1,1	1899,37	-30,2	-8518,03	1899,61	10542,98	248324,9	848,69	248548,63

Table 3 SG 6.0-170 HH135m 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:

pf=0.01000	Tower loads at section							
Section Height from bottom (m)	F _x (kN)	F _y (kN)	F _{xy} (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _{xy} (kNm)	M _z (kNm)
0	1006,5	113,9	1007,01	-7544,75	20249,99	139551,8	139856,37	4991,2

Table 5 SG 6.0-170 HH135m Quasi Permanent Loads at tower bottom

6.3. 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".

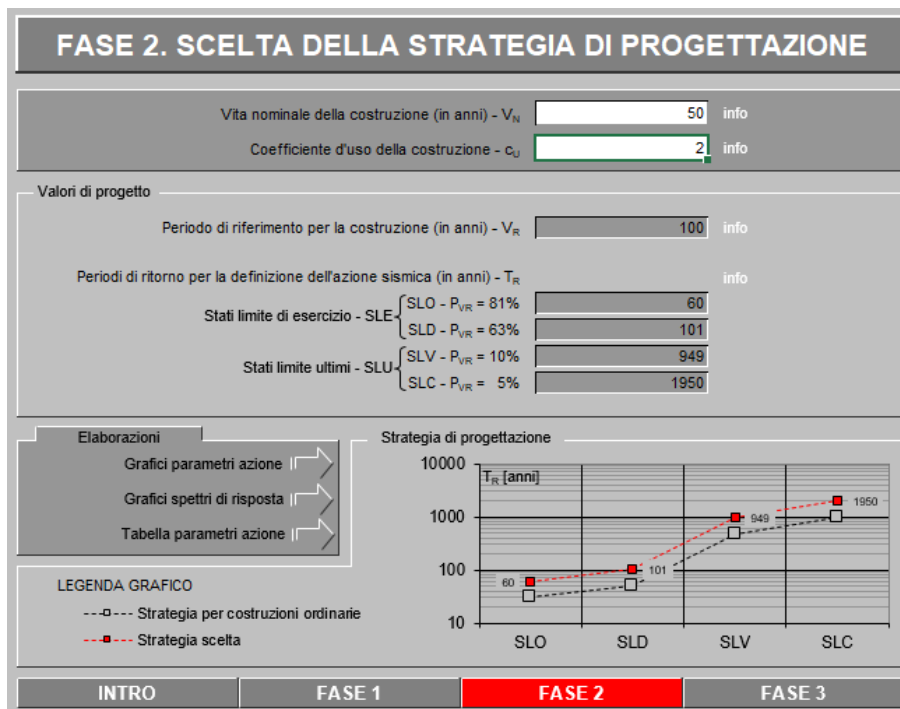
6.3.1. Spettri di progetto

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.



Per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono stati considerati i seguenti parametri di azione sismica:

	T_R	a_g	F_0	T^*_C
SLO	60	0.025	2.685	0.299
SLD	101	0.031	2.730	0.307
SLV	949	0.060	2.976	0.371
SLC	1950	0.071	3.061	0.393

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 **T1**.

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:

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

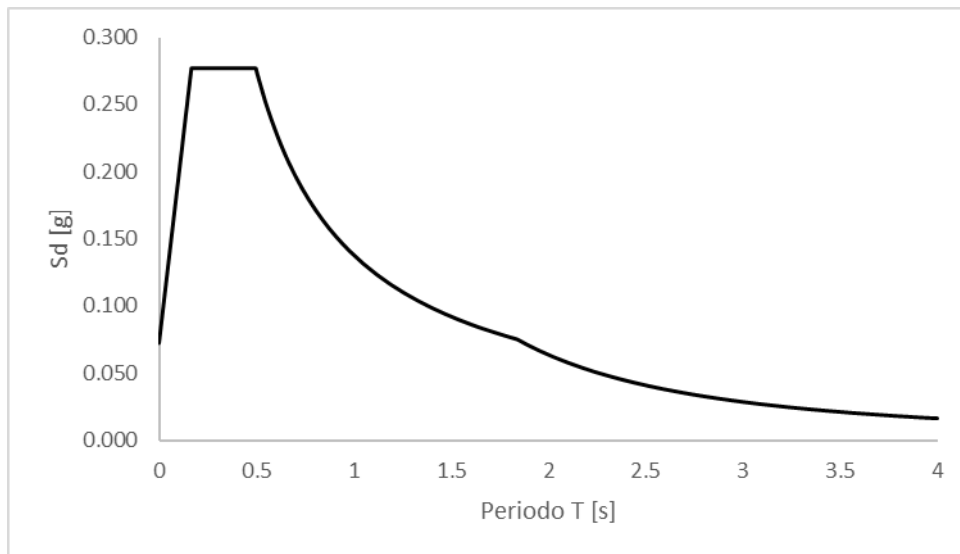
$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

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

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

Categoria di sottosuolo						B
Categoria topografica						T1
Coefficiente amplificazione stratigrafica					$S_s =$	1.2
Coefficiente di amplificazione topografica					$S_T =$	1.0
Coefficiente S			$S = S_s \cdot S_T$		S	1.2
Coefficiente C_C					$C_C =$	1.3
Smorzamento Convenzionale						NO
Coefficiente di smorzamento viscoso non convenzionale					$\zeta =$	1.00
Fattore che altera lo spettro			$\eta = \text{sqrt}(10/5 + \zeta)$		$\eta =$	1.3
T_C			$T_C = C_C \cdot T^*_C$		$T_C =$	0.498 [s]
T_B			$T_B = T_C/3$		$T_B =$	0.166 [s]
T_D			$T_D = 4.0 \cdot a_g/g + 1.6$		$T_D =$	1.840 [s]

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



6.3.2. 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 7.87 s. Per questo valore si ottiene $S_d=0.0041g$.

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
14	19.42	569.3	377.1364	214703.753	11055.81	7.87
7	16.750	3471.0	280.563	973827	58139	
13	14.300	697.9	204.490	142714	9980	
12	9.600	844.7	92.16	77848	8109	
11	5.860	850.5	34.3396	29206	4984	
10	1.390	839.4	1.9321	1622	1167	
9	0.033	907.1	0.001089	1	30	
Σ				1439920	93464	

L'accelerazione assunta nei calcoli, come anticipato, sarà pari a 0.0041g, da cui ne seguono le forze statiche equivalenti all'azione sismica riportate in seguito.

Se (T_1) 0.0041 g

Elemento	z_{min} m	z_{max} m	z m	Δz m	m kg	N kN	V kN	M kN m
Navicella+rotore	135.00	135.00	135.00		347098	3471.0	14.2	1921
Concio fusto 1/6	0.00	15.00	7.50	15.00	90710	907.1	3.7	28
Concio fusto 2/6	15.00	62.64	38.82	47.64	83940	839.4	3.4	134
Concio fusto 3/6	62.64	83.36	73.00	20.72	85050	850.5	3.5	255
Concio fusto 4/6	83.36	108.28	95.82	24.92	84470	844.7	3.5	
Concio fusto 5/6	108.28	135.72	122.00	27.44	69790	697.9	2.9	349
Concio fusto 6/6	135.72	162.41	149.07	26.69	56930	569.3	2.3	348
						8179.9	33.5	3034.3

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
S/SMA X + 0.3 Y	8179.88	33.54	10.06	3034.3	910.3	41.9

7. MATERIALI

7.1. Calcestruzzo armato

7.1.1. 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:

$E_{cm} = 27000$ MPa;

$\nu = 0.20$;

$\gamma = 25$ kN/m³;

$f_{ck} = 12$ MPa;

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

7.1.2. 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

7.1.3. 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

7.1.4. 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

7.2. Acciaio di armatura

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

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

$$\nu = 0.30;$$

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

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

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

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

8. 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.

8.1. 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.

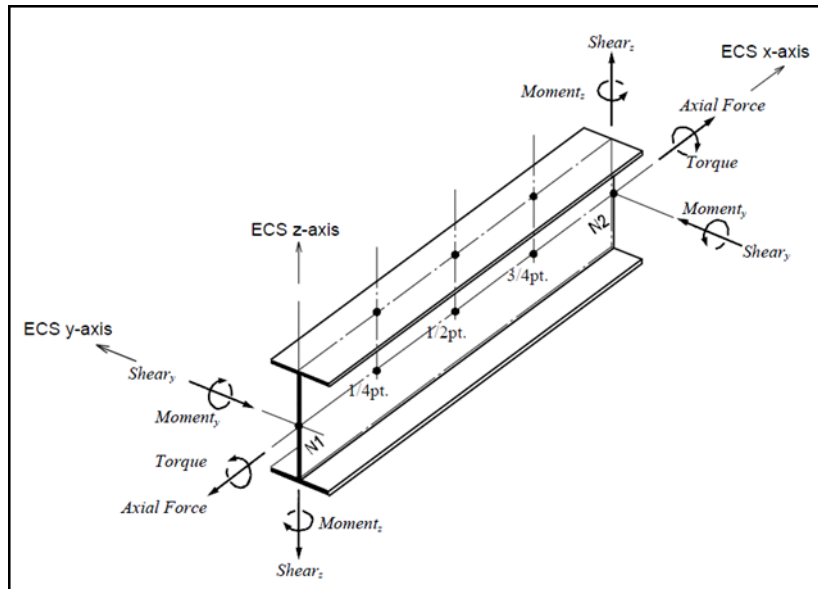
L'ECS usa le lettere minuscole x,y e z per definire un sistema di riferimento cartesiano, che segue la regola della mano destra, associati a un elemento. I risultati delle analisi in termini di forze interne e tensioni e la maggior parte degli input associati al singolo elemento sono espressi in questo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

8.2. 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.

8.2.1. 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.



8.3. Elementi plate

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

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

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

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

Il comportamento flessionale degli elementi plate è descritto secondo due approcci: DKT/DKQ (Discrete Kirchhoff elements) e DKMT/DKMQ (Discrete Kirchhoff-Mindlin elements). DKT/DKQ è sviluppato sulla base della teoria 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.

8.3.1. 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.

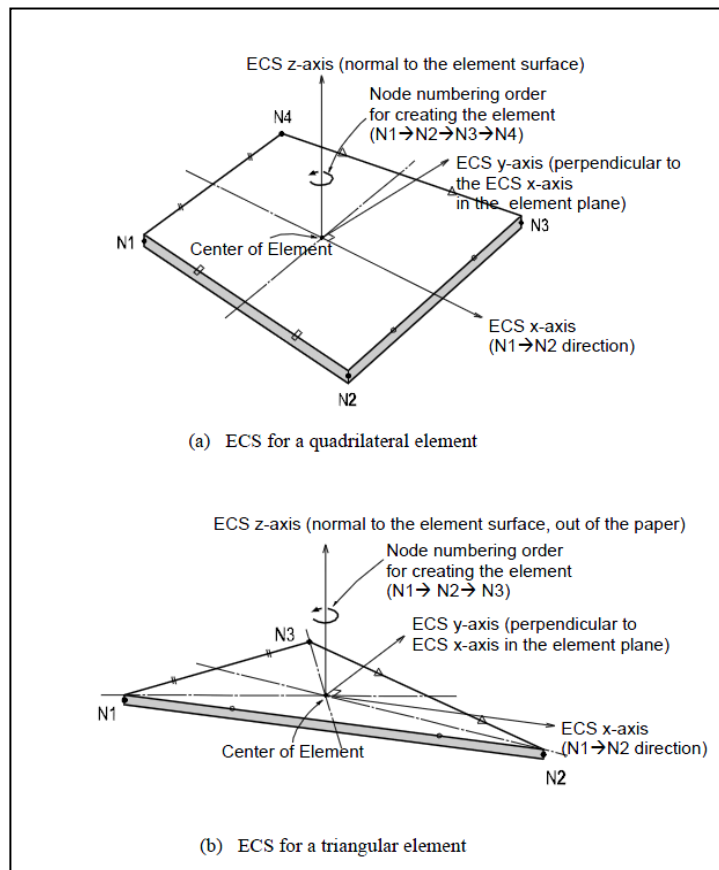


Figura 7-1 - Definizione degli elementi plate e rispettivi ECS

8.3.2. Output delle azioni interne

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

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

Azioni sui nodi di connessione

Azioni per unità di lunghezza sui nodi di connessione e sul baricentro dell'elemento

Tensioni sulla superficie superiore e inferiore in corrispondenza dei nodi di connessione

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

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

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

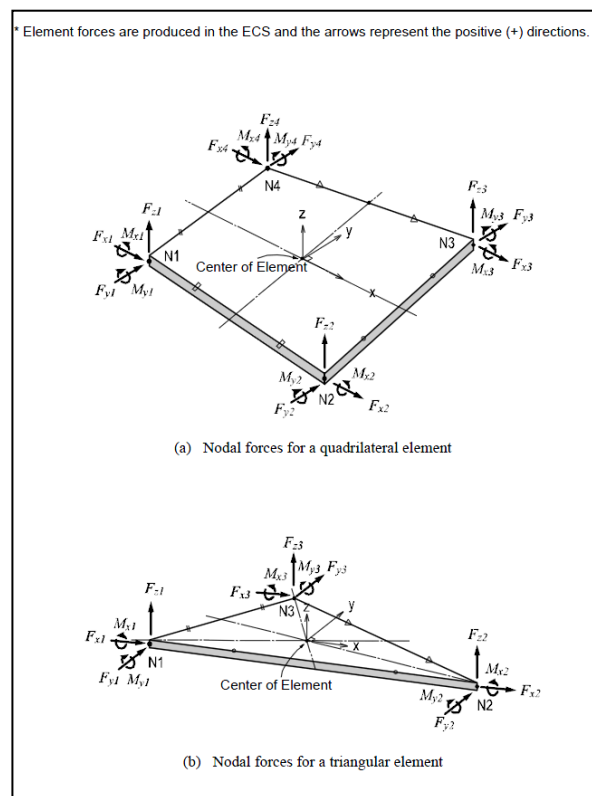
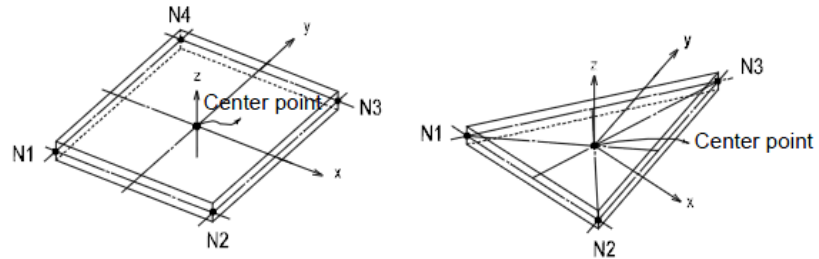


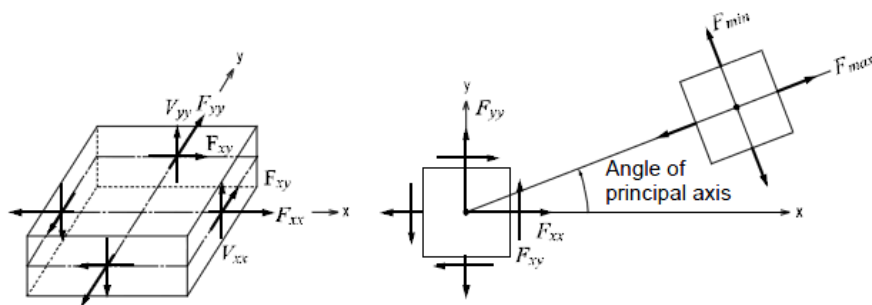
Figura 7-2 - Convenzione dei segni per le forze nodali degli elementi plate

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



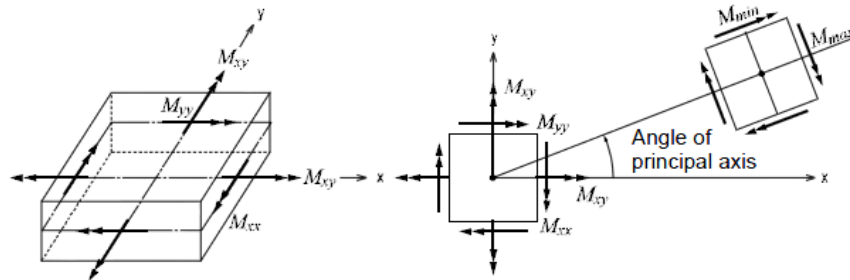
• Out put locations of element forces per unit length

(a) Output locations of element forces



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

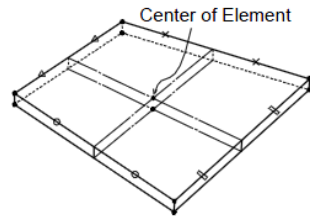
Figura 7-3 – Convenzione dei segni per l'output delle forze per unità di lunghezza



(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

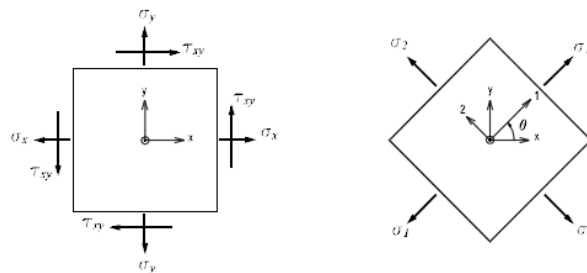


Figura 7-5 - Convenzione dei segni per le tensioni agenti

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

9. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE

9.1. 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 la determinazione 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.

9.1.1. 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 6.2.1
- azioni sismiche, come definite in 6.3

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.

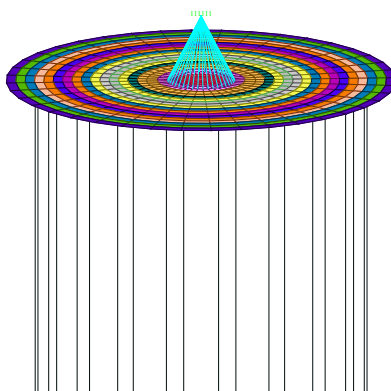


Figure 9-1 - Nodo master per applicazione dei carichi provenienti dalla torre

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

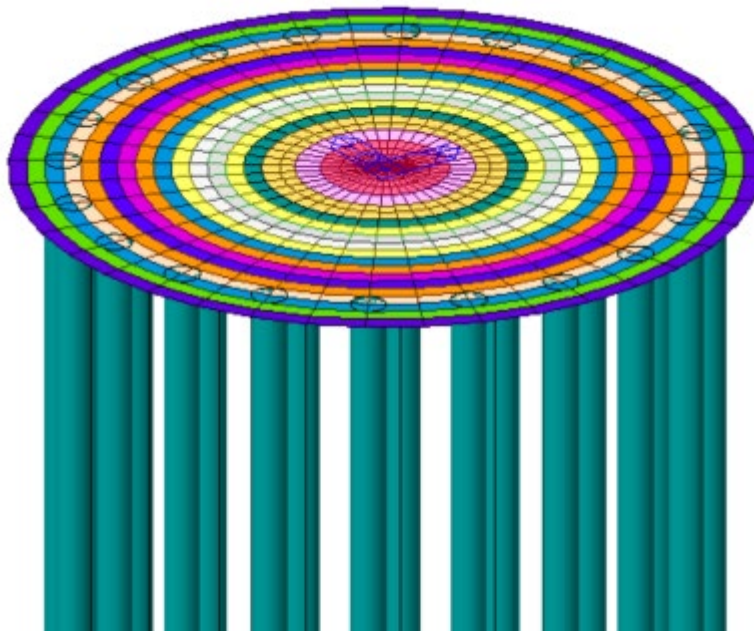


Figure 9-2 - Modello FEM, vista prospettica

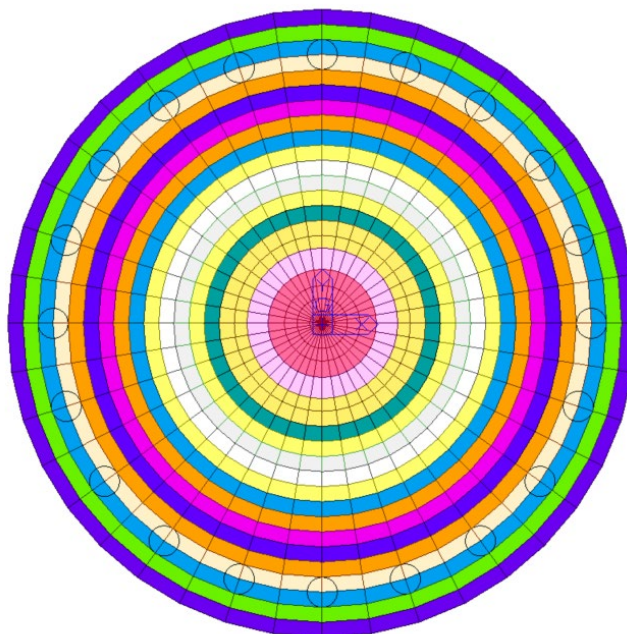


Figure 9-3 - Modello FEM, vista dall'alto

9.1.2. 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 rigidezza della molla si calcola a partire da una stima della portata del singolo palo e del relativo cedimento utilizzando la formulazione di Viggiani:

STIMA APPROSSIMATA DEL CEDIMENTO - Secondo Viggiani

Q	carico in esercizio sul palo	4731.5 kN
Q_{lim}	portata limite di calcolo	17197.9 kN
λ	coefficiente relativo al tipo di palo	40
w	cedimento stimato	0.01 m
k	rigidezza verticale	573264 kN/m

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

9.1.3. 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.

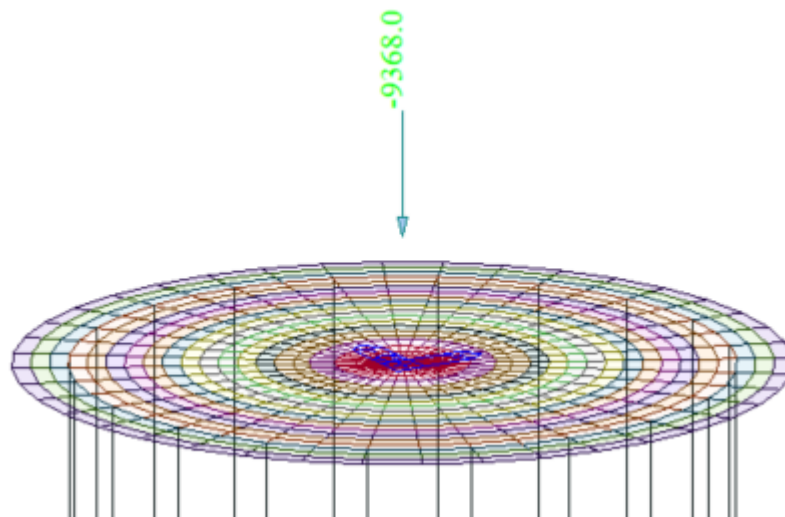


Figure 9-4 Load condition G2_terreno

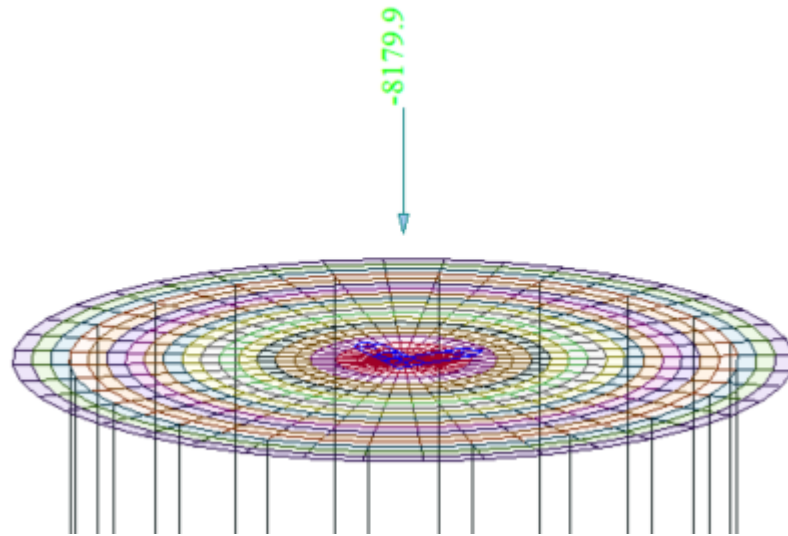


Figure 9-5 Load condition G2_WGT

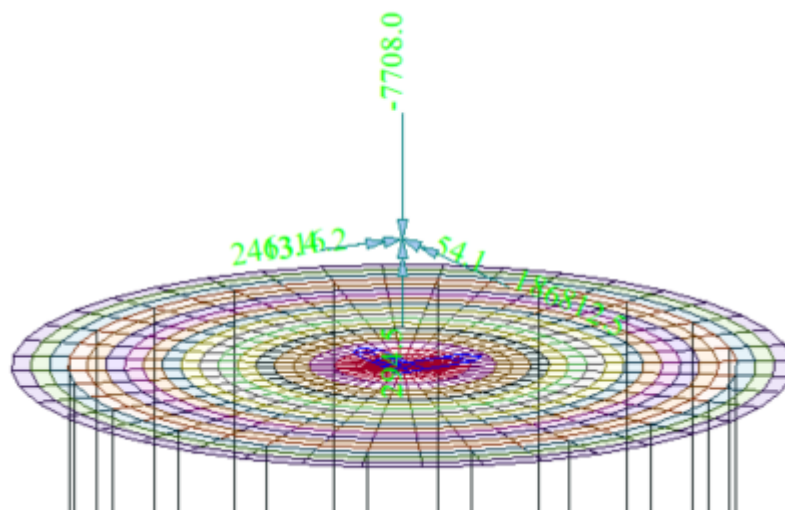


Figure 9-6 - Load condition W_Characteristic

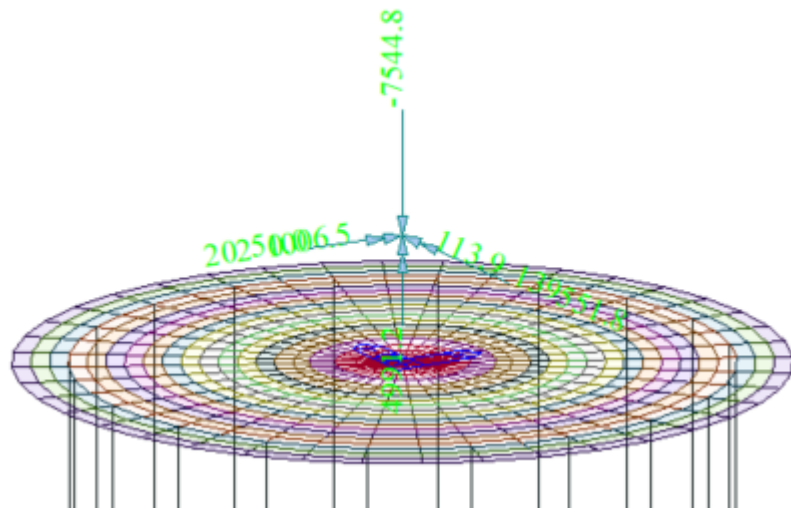


Figure 9-7 - Load condition W_Quasi-Permanent

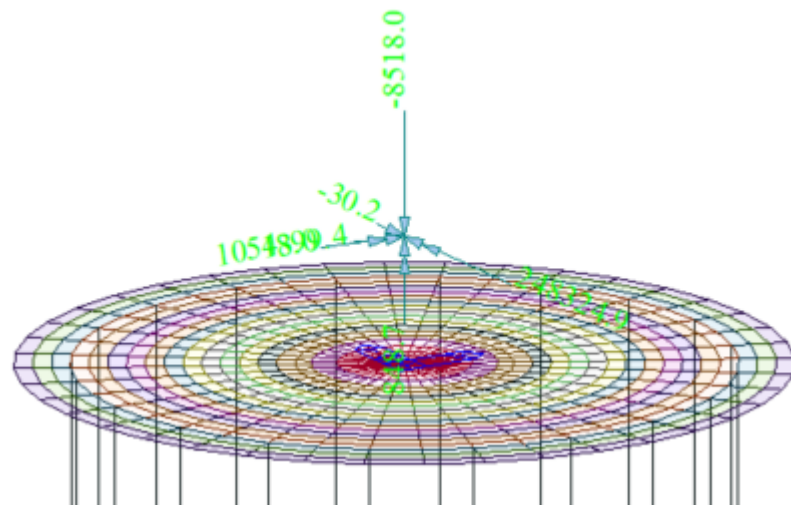


Figure 9-8 - Load condition W_Extreme

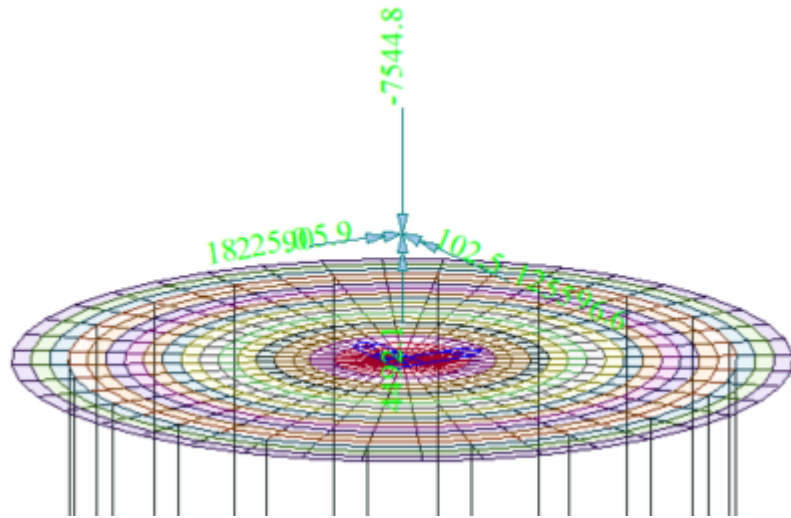


Figure 9-9 - Load condition W_Frequent

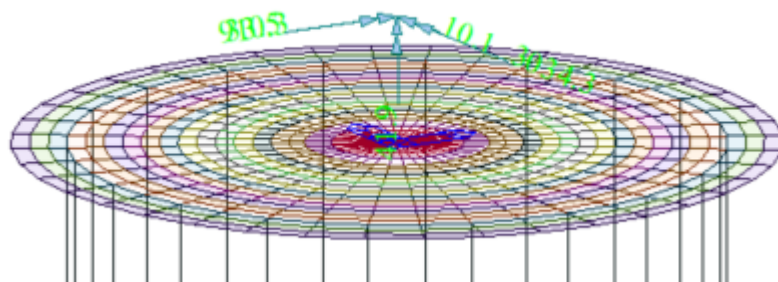


Figure 9-10 - Load condition E

9.1.4. 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 γ_F	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 T135-50A SG 6.0-170" al precedente paragrafo 6.2.

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 $F_z = F_z$ di W_Characteristic
E	sisma

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

COMBO	TYPE	Add								
			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	Strength/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 Fz, 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

$$\gamma_f = 1,1 + \varphi \gamma^2$$

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

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

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

9.1.5. 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".

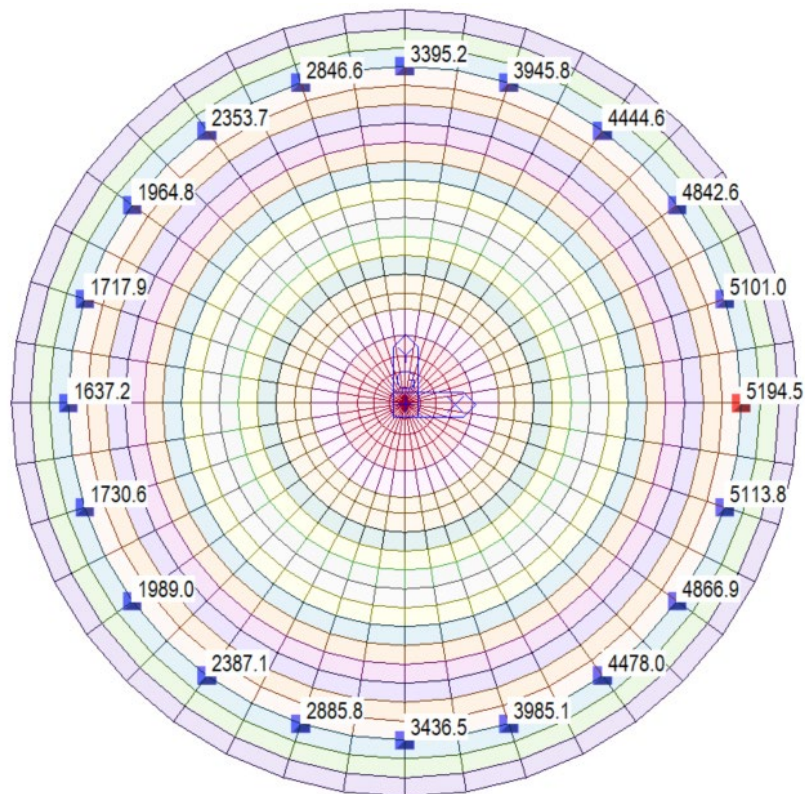


Figure 9-11 - Reazioni verticali su modello FEM

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

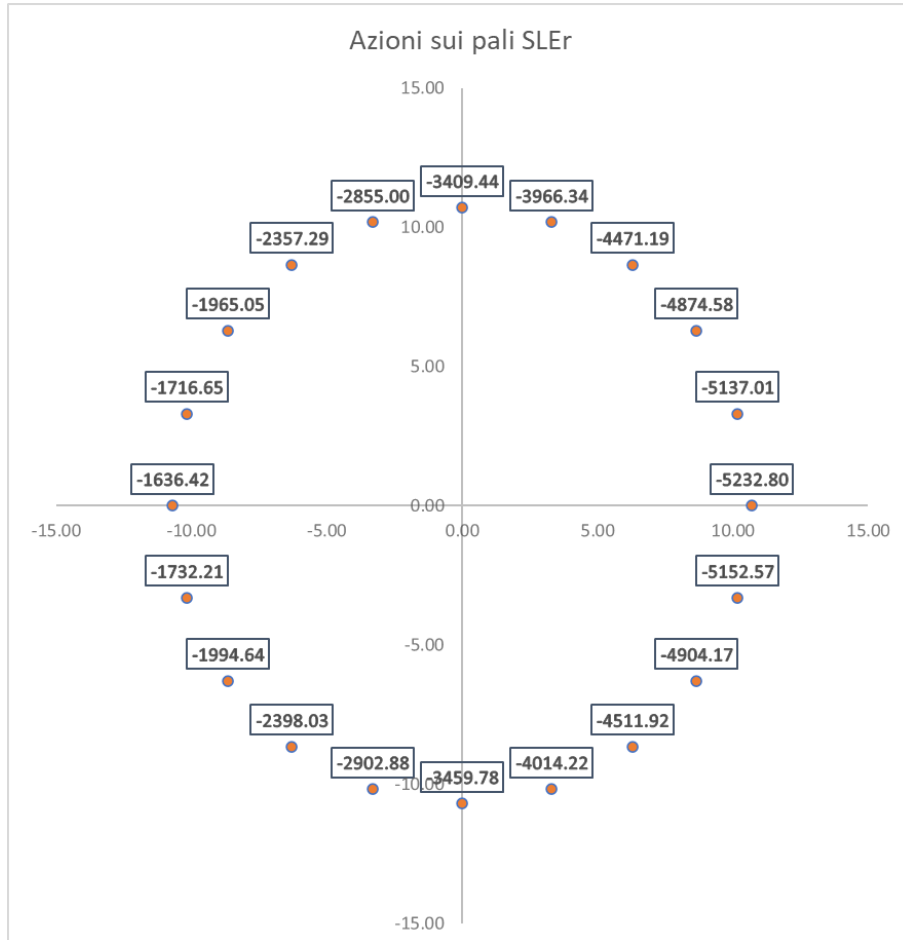


Figure 9-12 - Reazioni verticali foglio di calcolo Excel

Lo scarto tra i risultati forniti dai due modelli è trascurabile; il modello FEM risponde in maniera efficace agli input dati.

9.2. Risultati del modello FEM

9.2.1. 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).

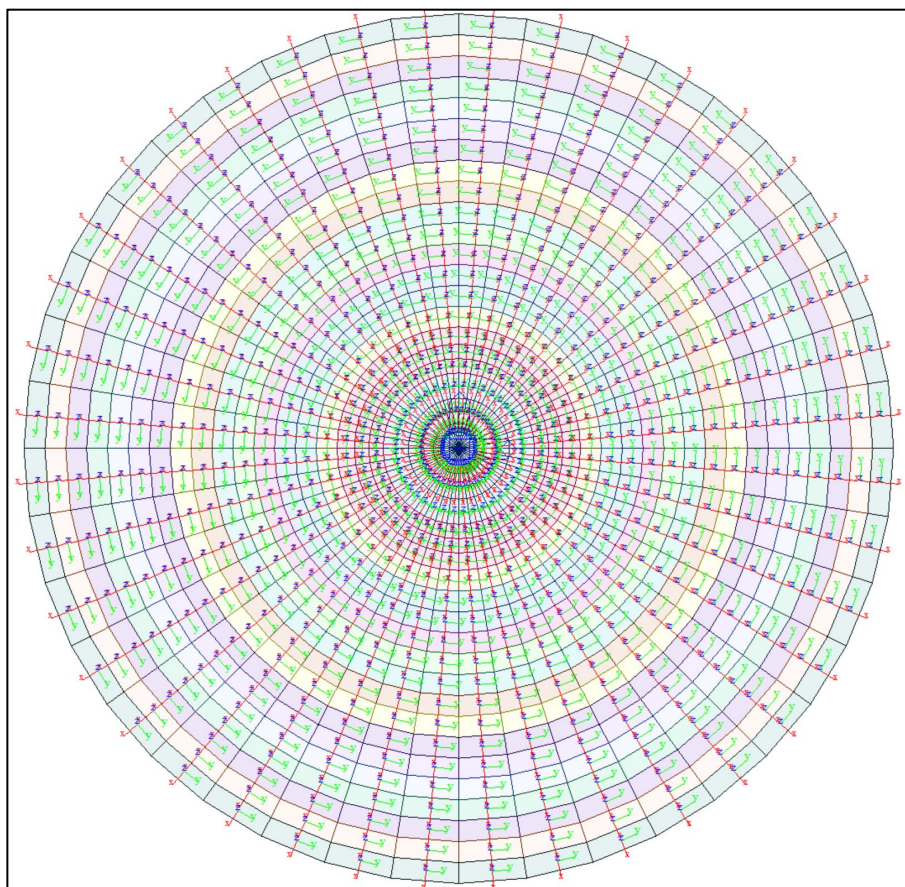


Figure 9-13 Assi di riferimento locali su elementi plate

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

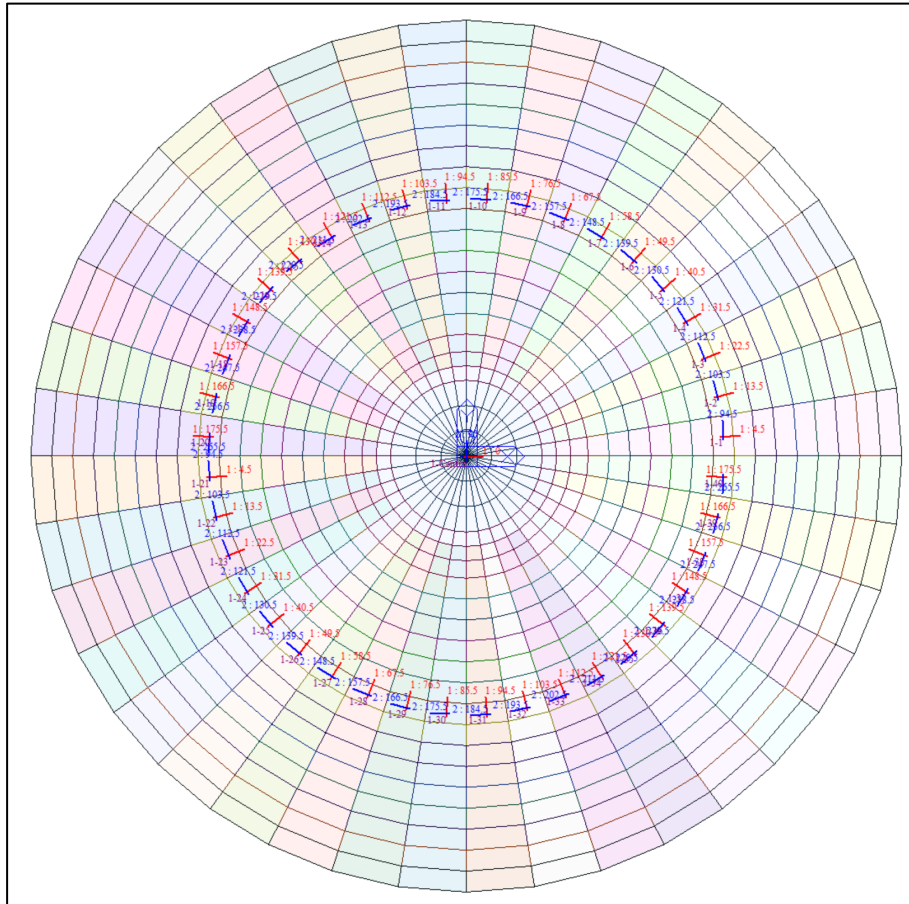


Figure 9-14 - Assi di riferimento delle armature

9.2.2. Azioni assiali sui pali

Nell'immagine sottostante si riportano le reazioni massime risultate dal modello FEM, 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.

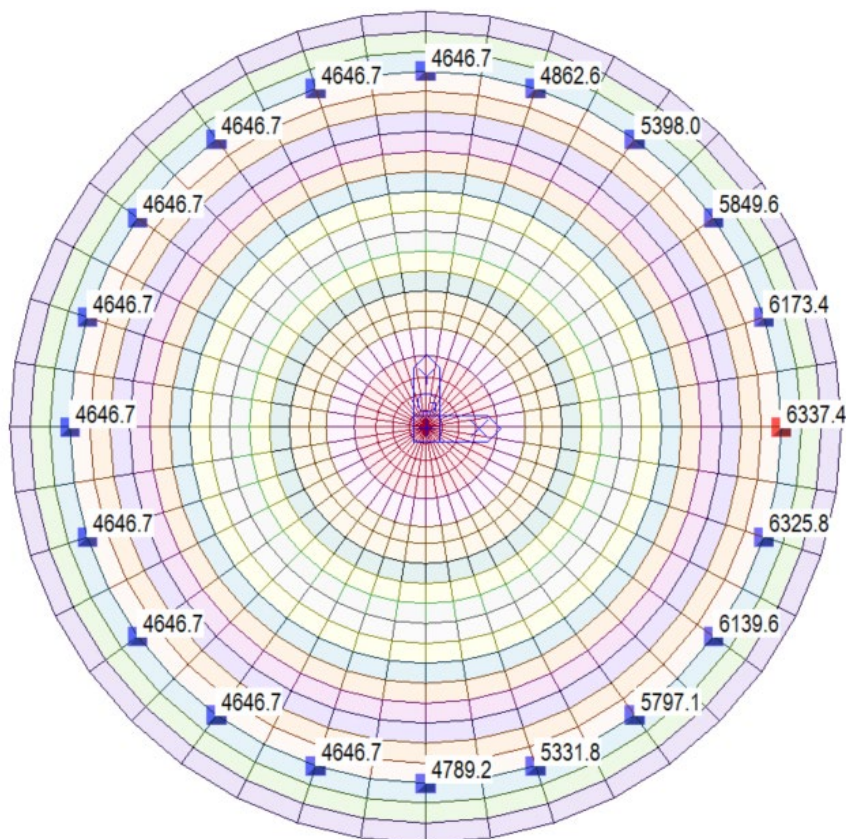


Figure 9-15 - Reazioni verticali massime riportate alla punta del palo

Si è provveduto a stimare la portata verticale limite mediante metodi statici considerando la stratigrafia ed i relativi parametri di progetto riportata al paragrafo 5, se ne riportano i risultati, che prevedono l'impiego di pali di diametro 1.2 m e profondità 37 m per poter fornire una portata compatibile con le reazioni risultate dal calcolo. Essendo la stratigrafia caratterizzata da materiali di tipo incoerente, il calcolo è stato svolto in condizioni drenate.

CALCOLO PORTATA PALI TRIVELLATI

DATI DI INPUT

D	diametro del palo	1.20	[m]	FS	Coefficiente parziale resistenza alla base	γ_b	1.35	[-]
L	lunghezza massima di calcolo	37.00	[m]		Coefficiente parziale resistenza laterale	γ_l	1.15	[-]
z _w	profondità della falda dal p.c.	6.00	[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 _f [m]	γ_n [kN/m ³]	γ'_n [kN/m ³]	N _{SPT} [-]	f [°]	K [-]	c _u [kPa]	α [-]	c _a [kPa]
1a		6.00	6.00	19.10	19.10		22.00	0.80		0.00	0.00
1b		4.00	10.00	19.10	9.10		22.00	0.80		0.00	0.00
2		27.00	37.00	22.50	12.50		25.00	0.60		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_f profondità dello strato dal p.c.
 γ_n peso specifico del terreno naturale
 γ'_n peso specifico efficace
N_{SPT} Numero colpi al piede (solo granuli)
 ϕ angolo di attrito (solo granulari)
K rapporto tra σ'_v/σ_v
c_u coesione non drenata (solo coesivi)
c_a = αC_u adesione (solo coesivi)

PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzantzev

n° strato	tipo terreno	DH _i [m]	H _f [m]	γ_n [kN/m ³]	γ'_n [kN/m ³]	N _{SPT} [-]	f [°]	K [-]	c _u [kPa]	α [-]	c _a [kPa]
2		27.00	37.00	22.50	12.50	0.00	25.00	0.60	0.00	0.00	0.00

A _b	Area della base del palo	1.13	[m ²]	ϕ	26°	30°	34°	37°	40°
s _{vL}	Pressione geostatica di base	488.5	[kPa]	B _k	20.00	33.00	63.00	104.00	186.00
N _{q=1} B _k	Coeff. di pressione geostatica	9.80	[kPa]	H/D	26°	30°	34°	37°	40°
c	Coesione alla base	0.00	[kPa]	5	0.75	0.77	0.81	0.83	0.85
N _c	Coeff. di coesione	9.00	[kPa]	10	0.62	0.67	0.73	0.76	0.79
Q _{b,lim}	Portata limite di base	3184.89	[kN]	15	0.55	0.61	0.68	0.73	0.77
Q _{b,amm}	Portata amm. di base	2359.18	[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 30.8

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,i+1}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{h,med}$	c _a	σ
0.00	114.60	57.30	45.84	0.00	18.52
114.60	151.00	132.80	106.24	0.00	42.92
151.00	488.50	319.75	191.85	0.00	89.46
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	10172.23	[kN]	Peso proprio palo	1046.15	[kN]	<input checked="" type="radio"/> tenere in conto nel calcolo della portata
Q _{l,amm}	Portata amm. laterale	5203.19	[kN]				<input type="radio"/> non tenere in conto nel calcolo della portata

PORTATA PALO

PORTATA TOTALE LIMITE	6516.21	[kN]
-----------------------	---------	------

9.2.3. 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.

Inviluppo delle combinazioni SLU: "SLUenv"

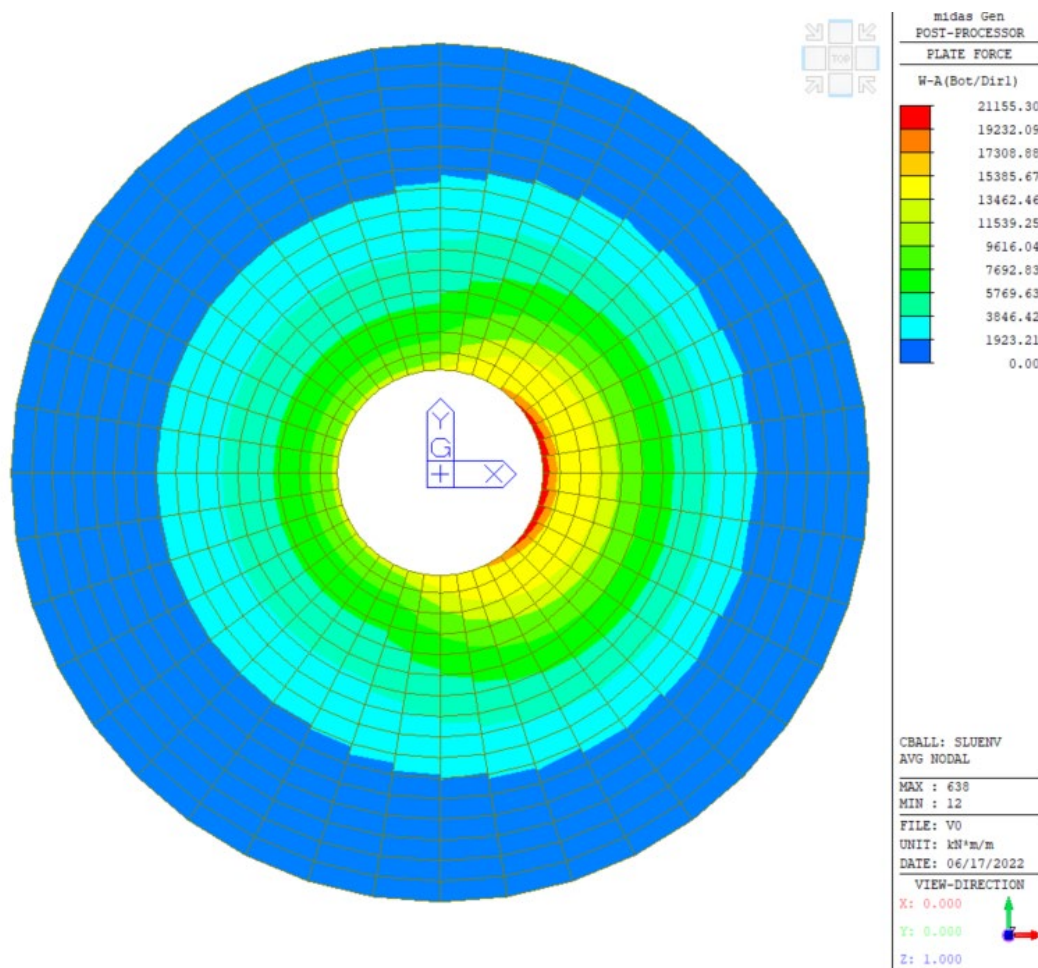


Figure 9-16 – SLUenv: Momento direzione radiale, Bottom

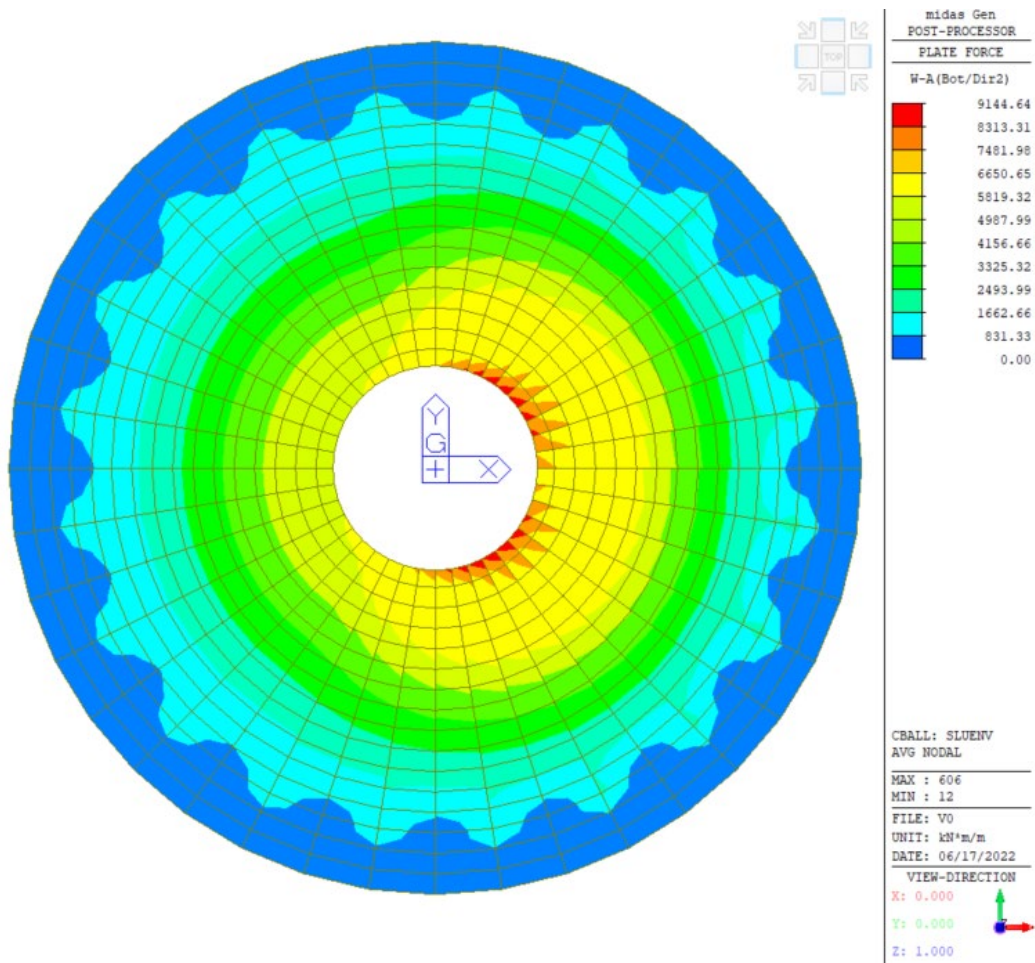


Figure 9-17 – SLUenv: Momento direzione circonferenziale, Bottom

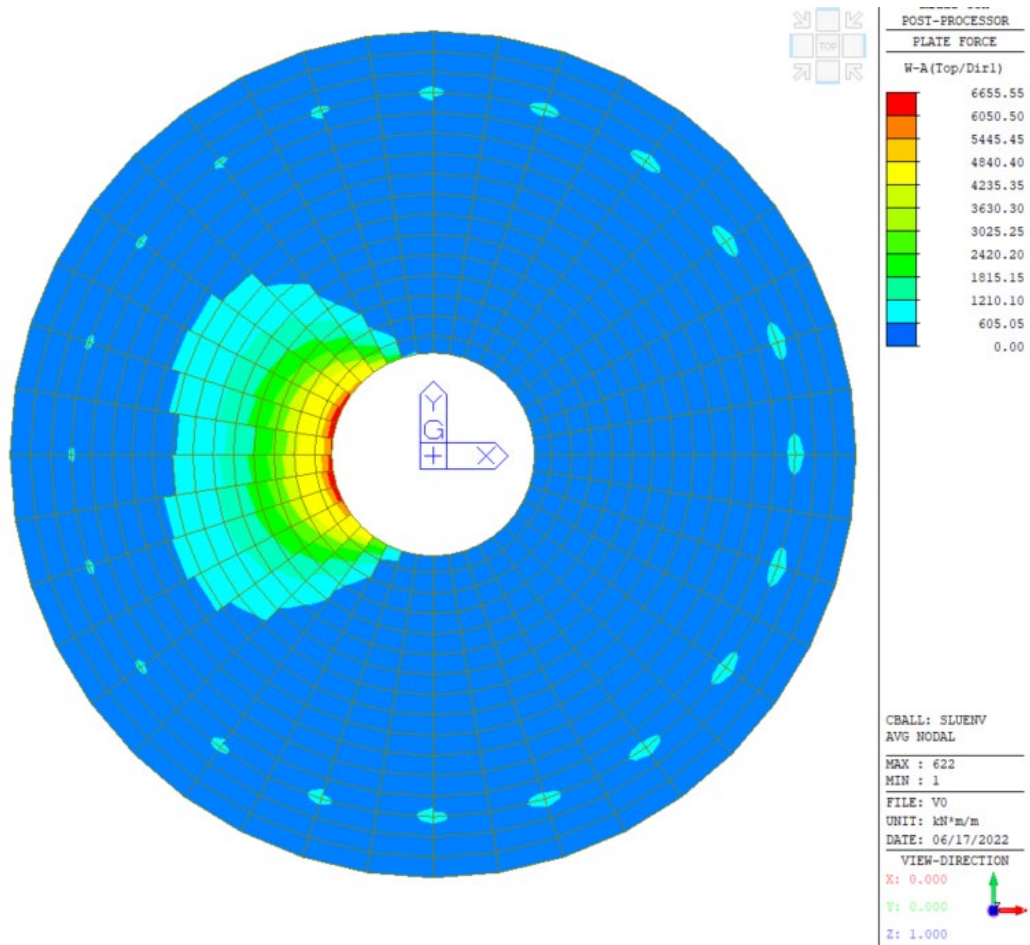


Figure 9-18 – SLUenv: Momento direzione radiale, Top

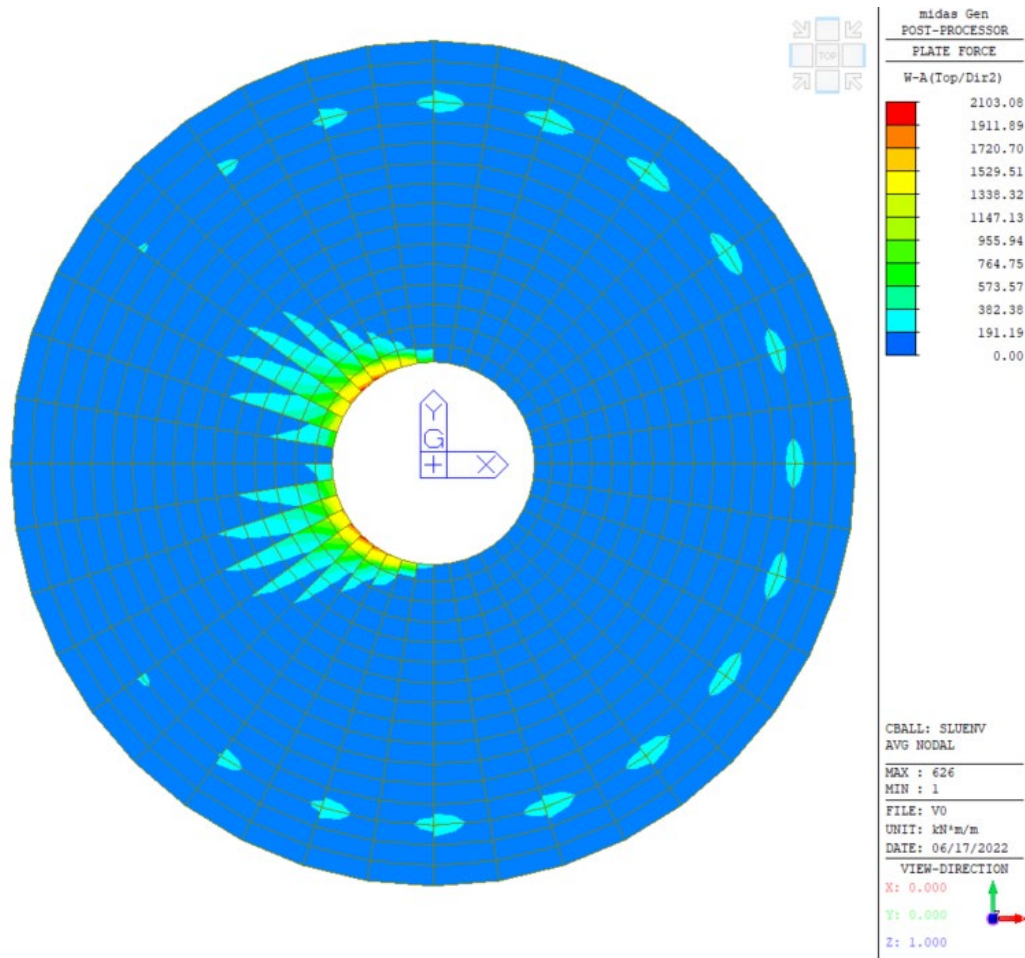


Figure 8-19 – SLUenv: Momento direzione Circonferenziale, Top

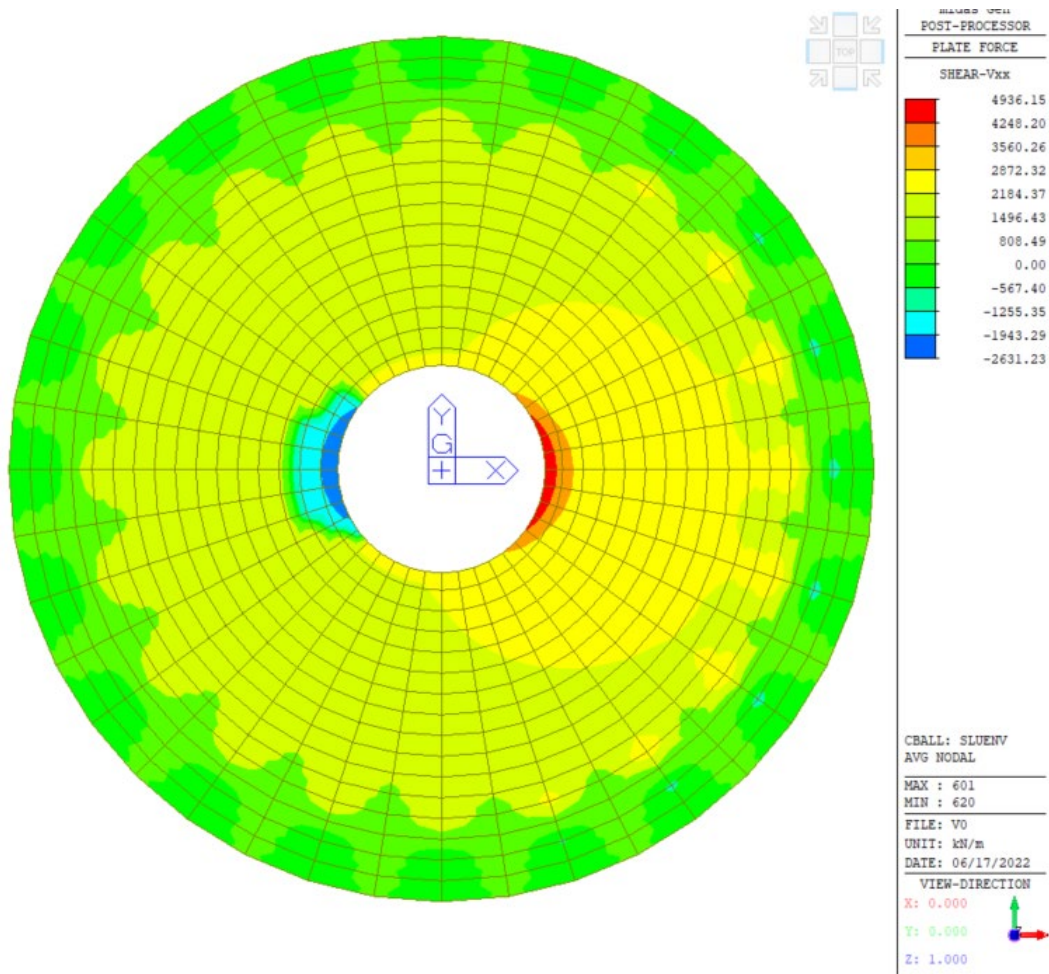


Figure 9-20 – SLUenv: Taglio Vxx

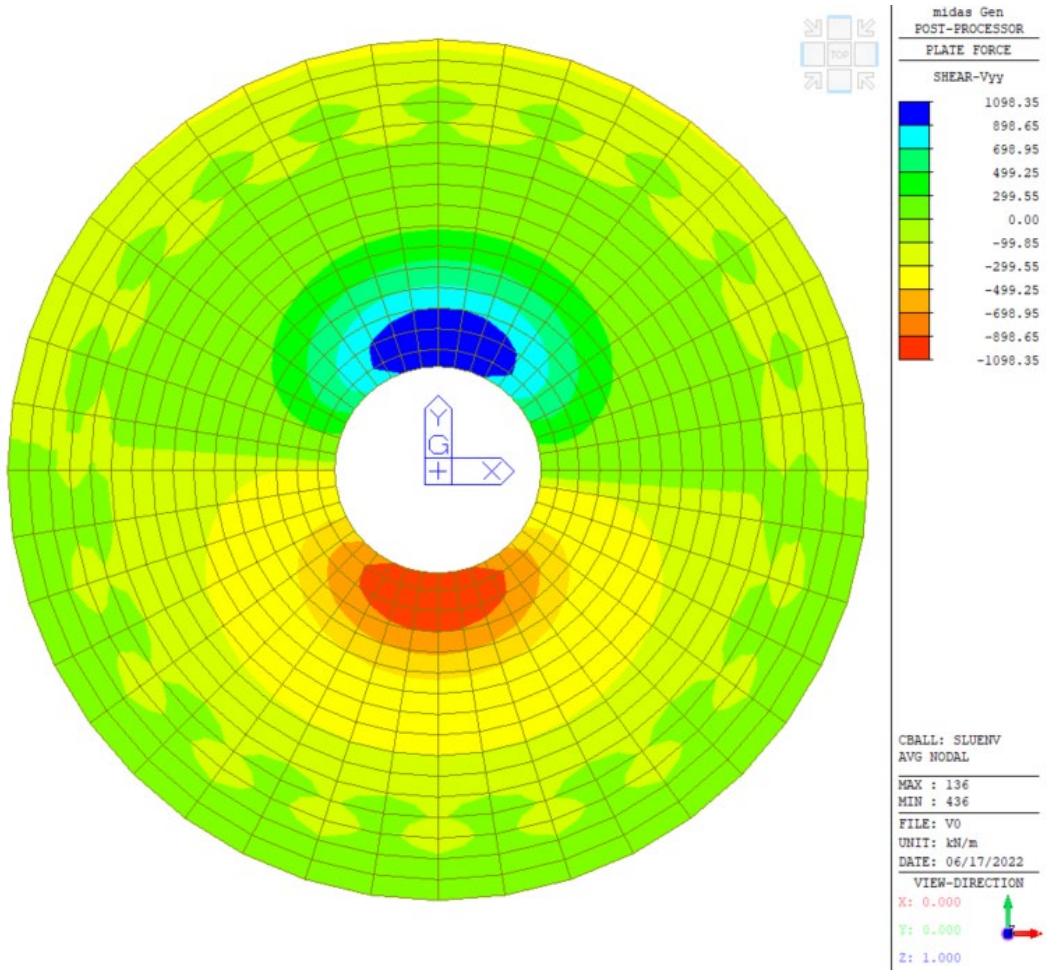


Figure 9-21 – SLUenv: Taglio Vyy

Combinazione "SLV2":

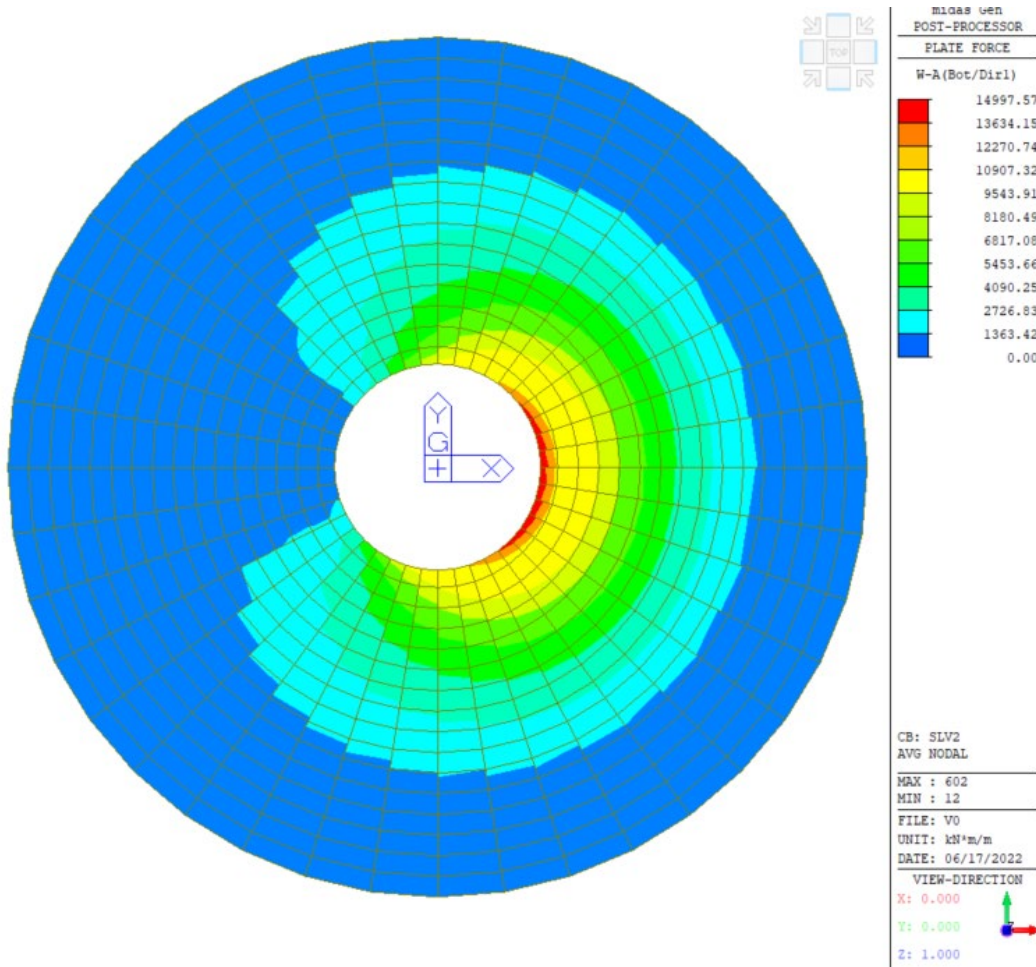


Figure 9-22 – SLV2: Momento direzione radiale, Bottom

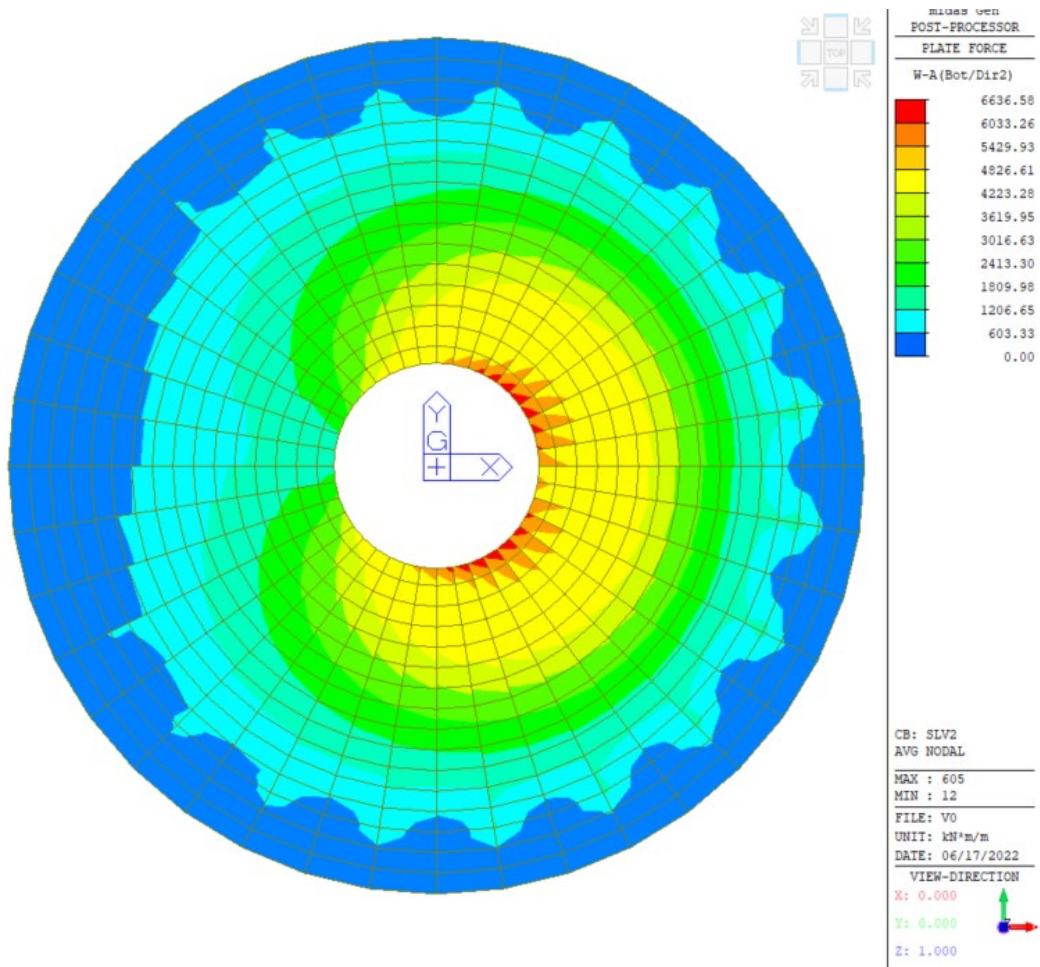


Figure 9-23 – SLV2: Momento direzione circonferenziale, Bottom

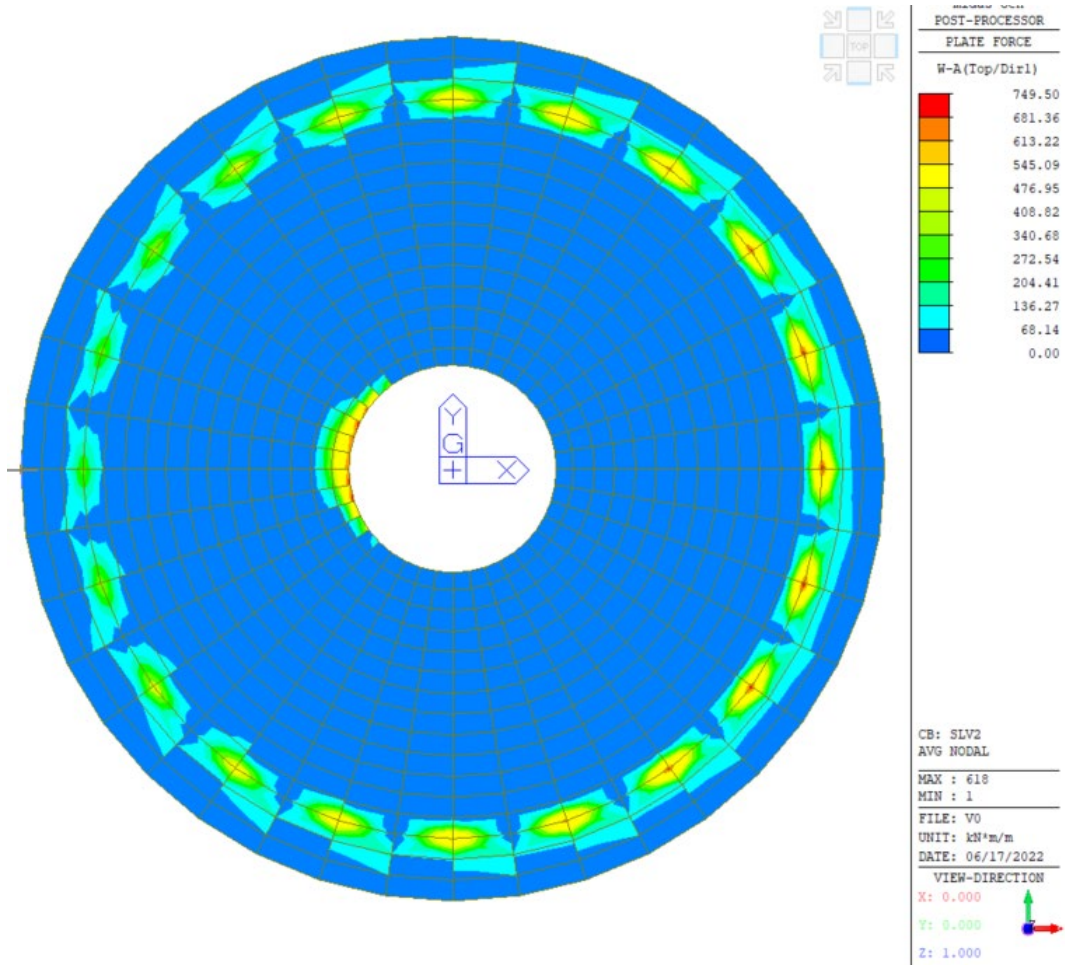


Figure 9-24 – SLV2: Momento direzione radiale, Top

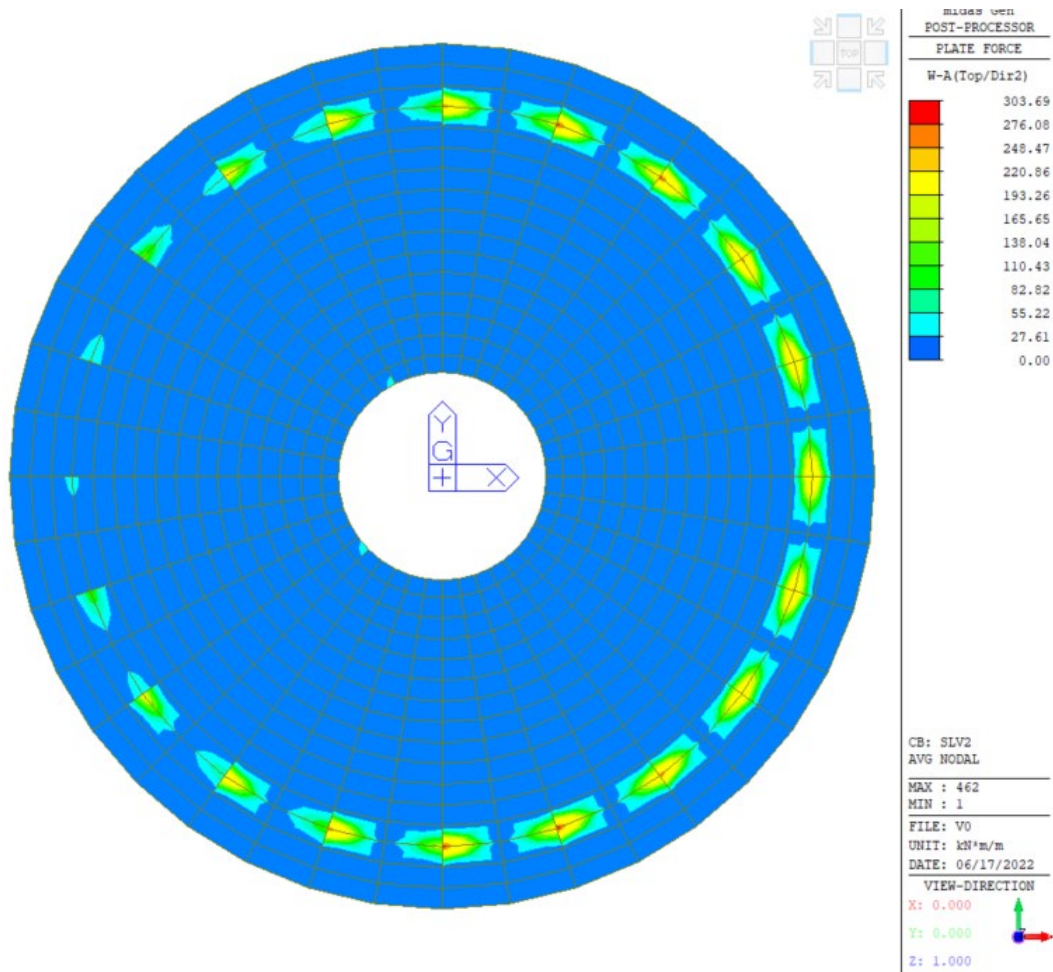


Figure 9-25 – SLV2: Momento direzione circonferenziale, Top

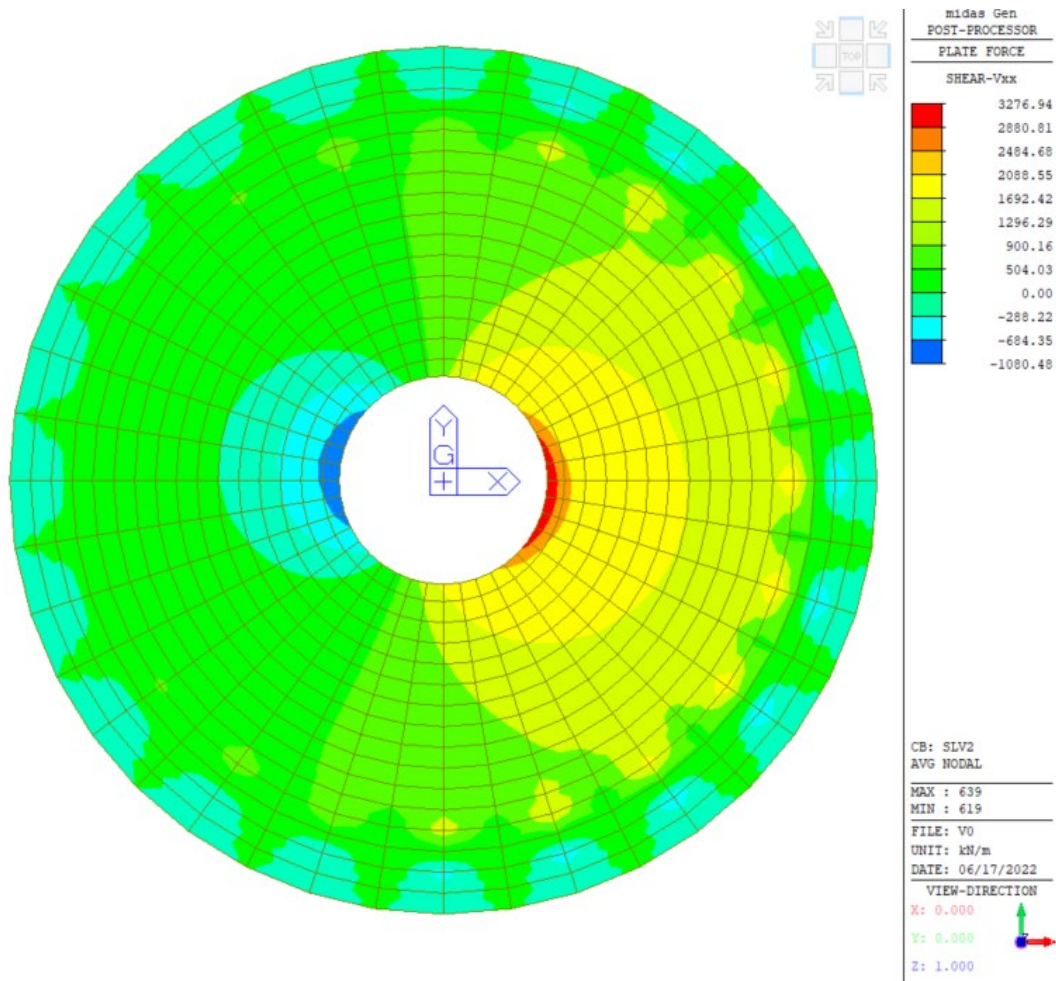


Figure 9-26 – SLV2: Taglio Vxx

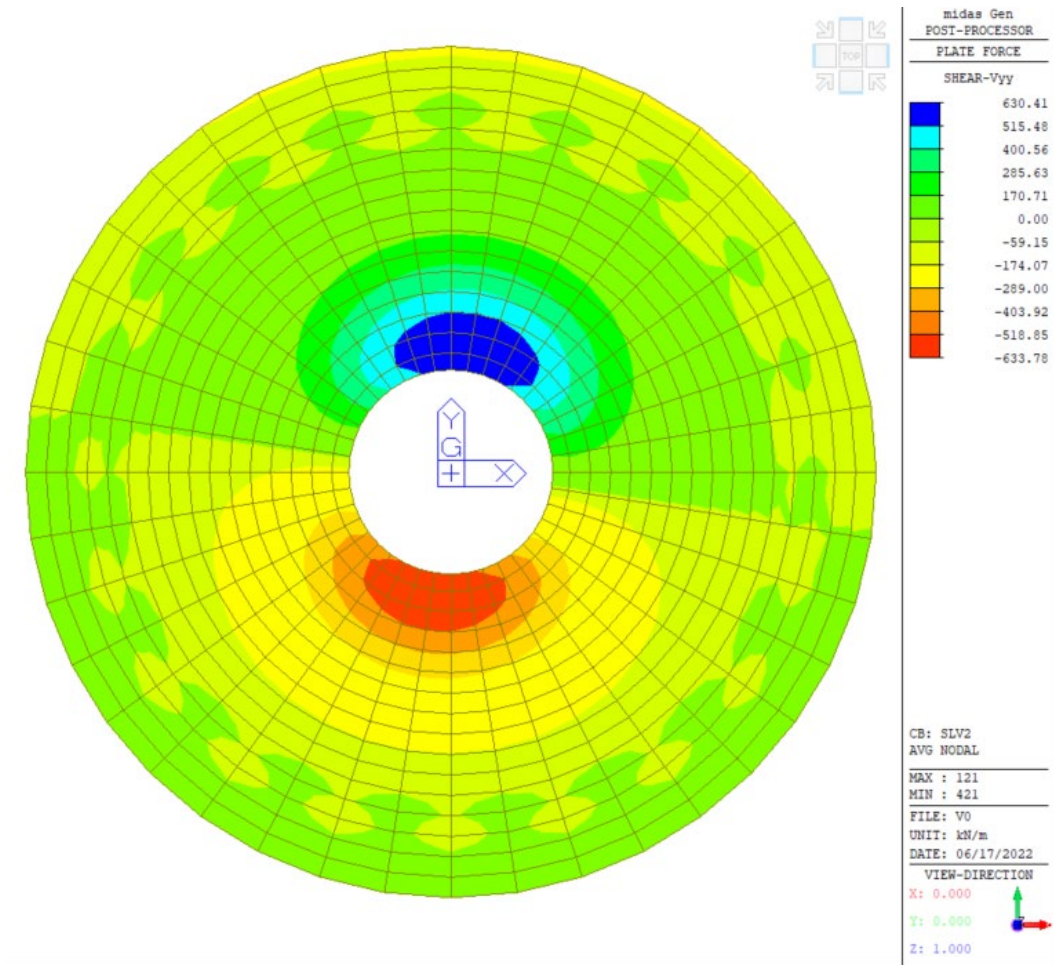


Figure 9-27 – SLV2: Taglio Vyy

Combinazione "SLER":

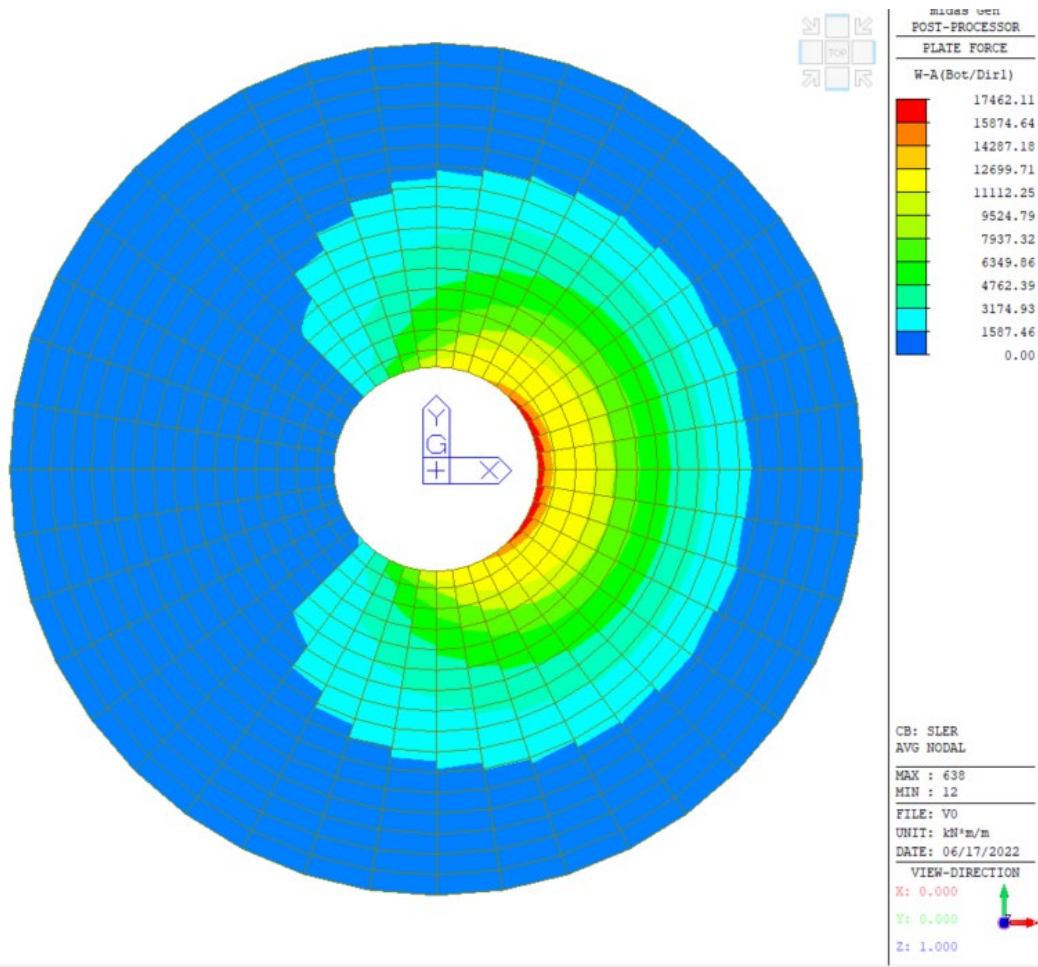


Figure 8-28 – SLER: Momento direzione radiale, Bottom

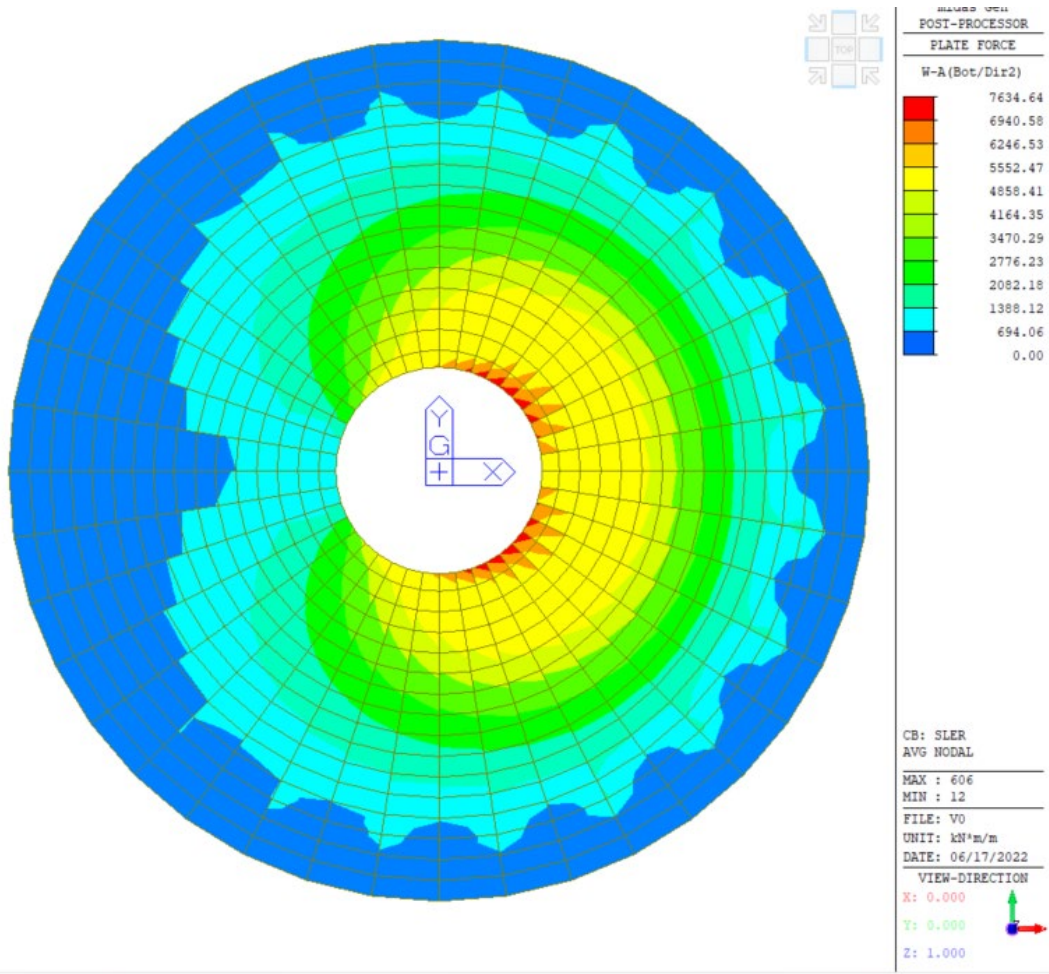


Figure 9-29 – SLER: Momento direzione circonferenziale, Bottom

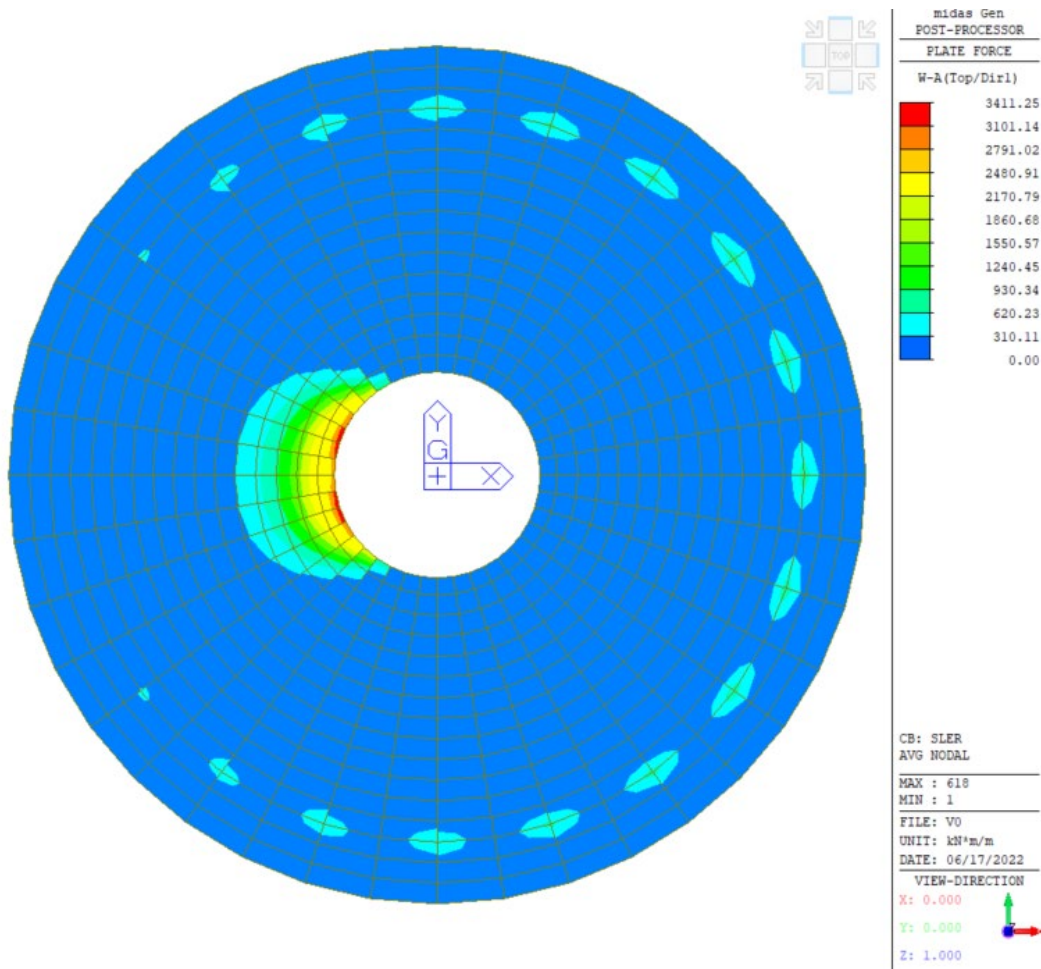


Figure 9-30 – SLER: Momento direzione radiale, Top

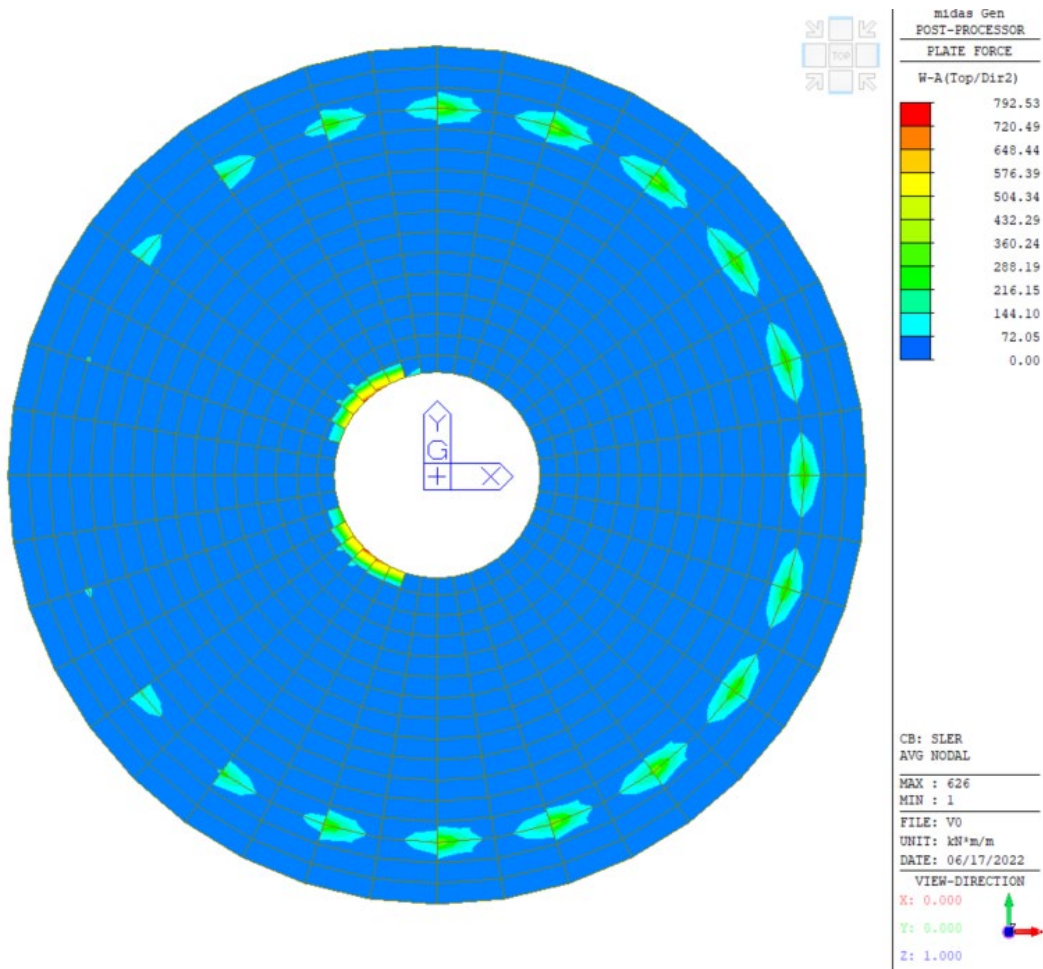


Figure 9-31 – SLER: Momento direzione circonferenziale, Top

Combinazione "SLEqp":

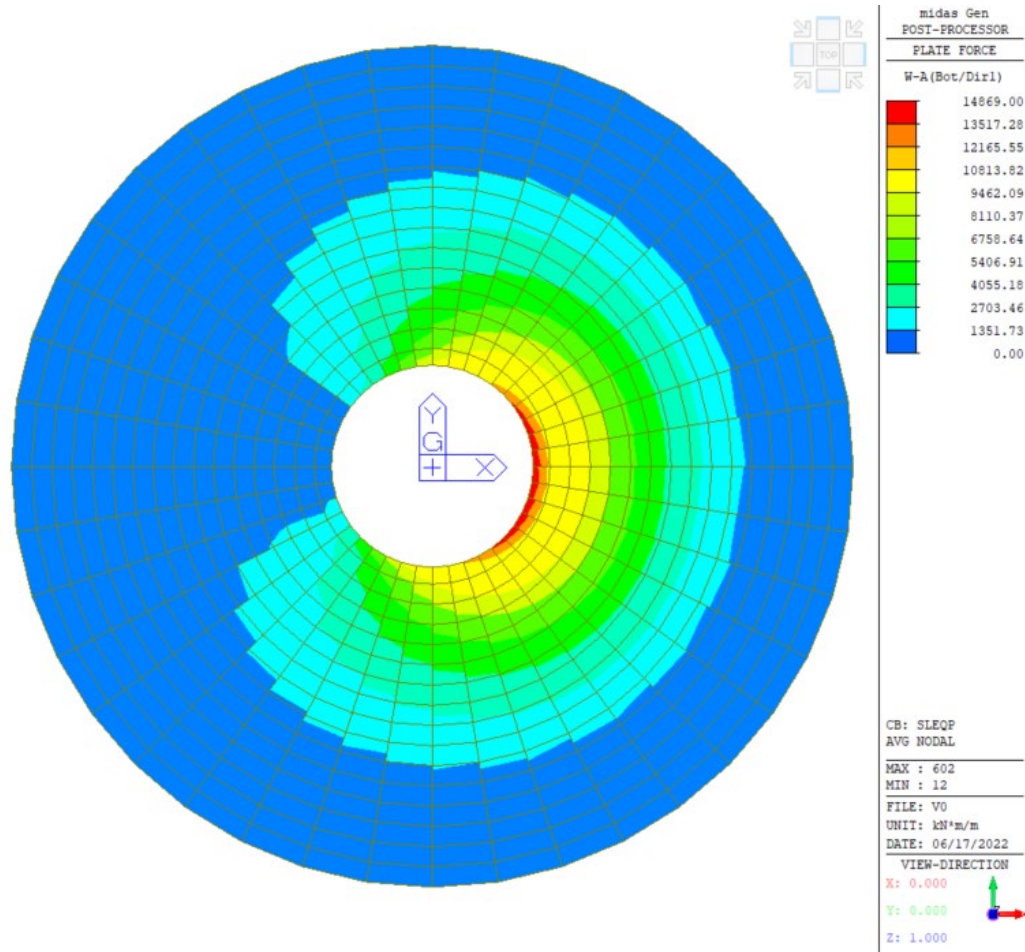


Figure 9-32 – SLEqp: Momento direzione radiale, Bottom

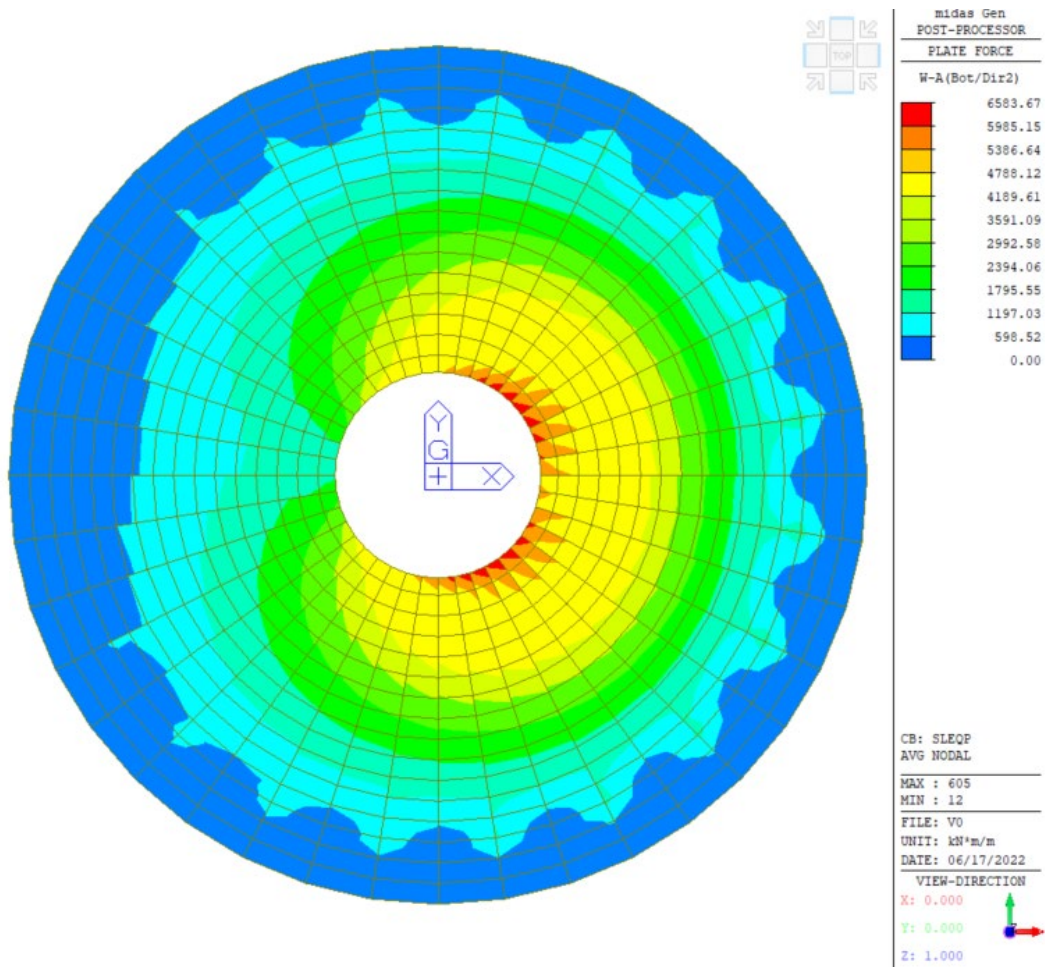


Figure 9-33 – SLEqp: Momento direzione circonferenziale, Bottom

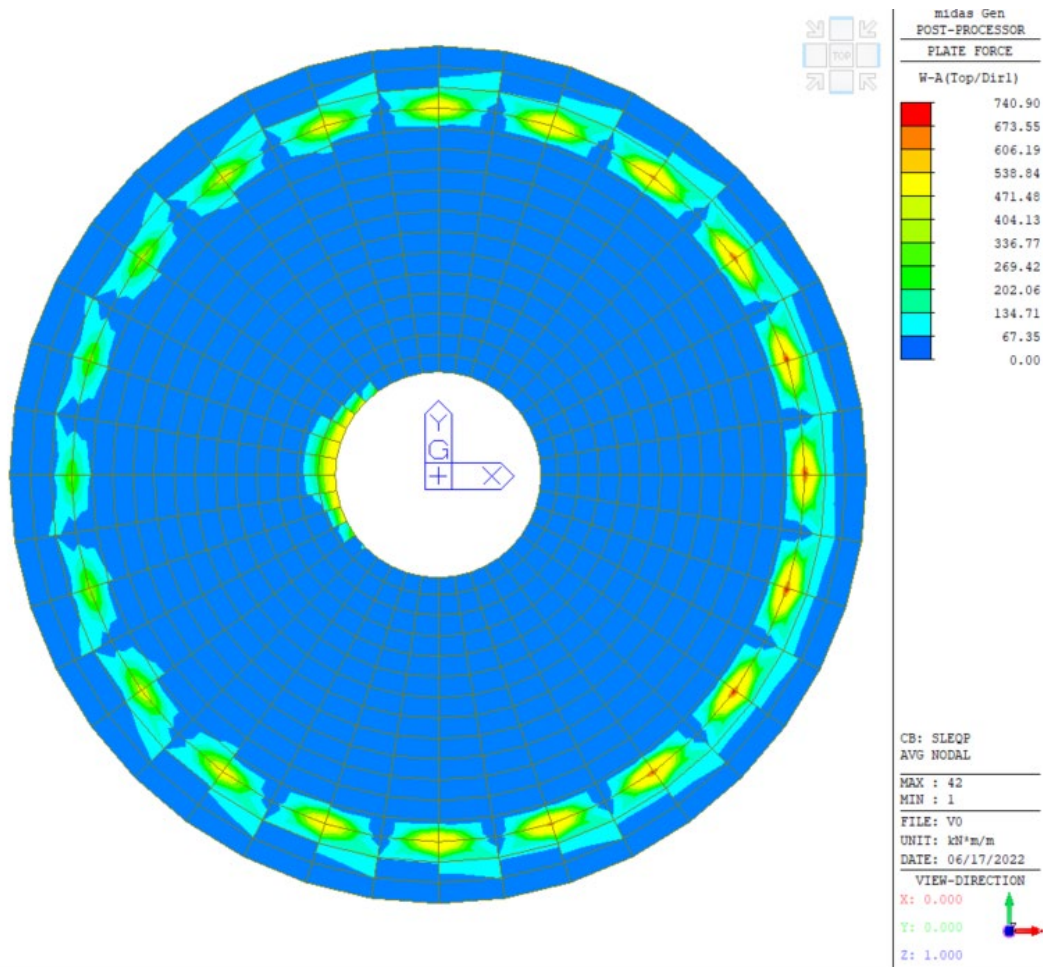


Figure 9-34 – SLEqp: Momento direzione radiale, Top

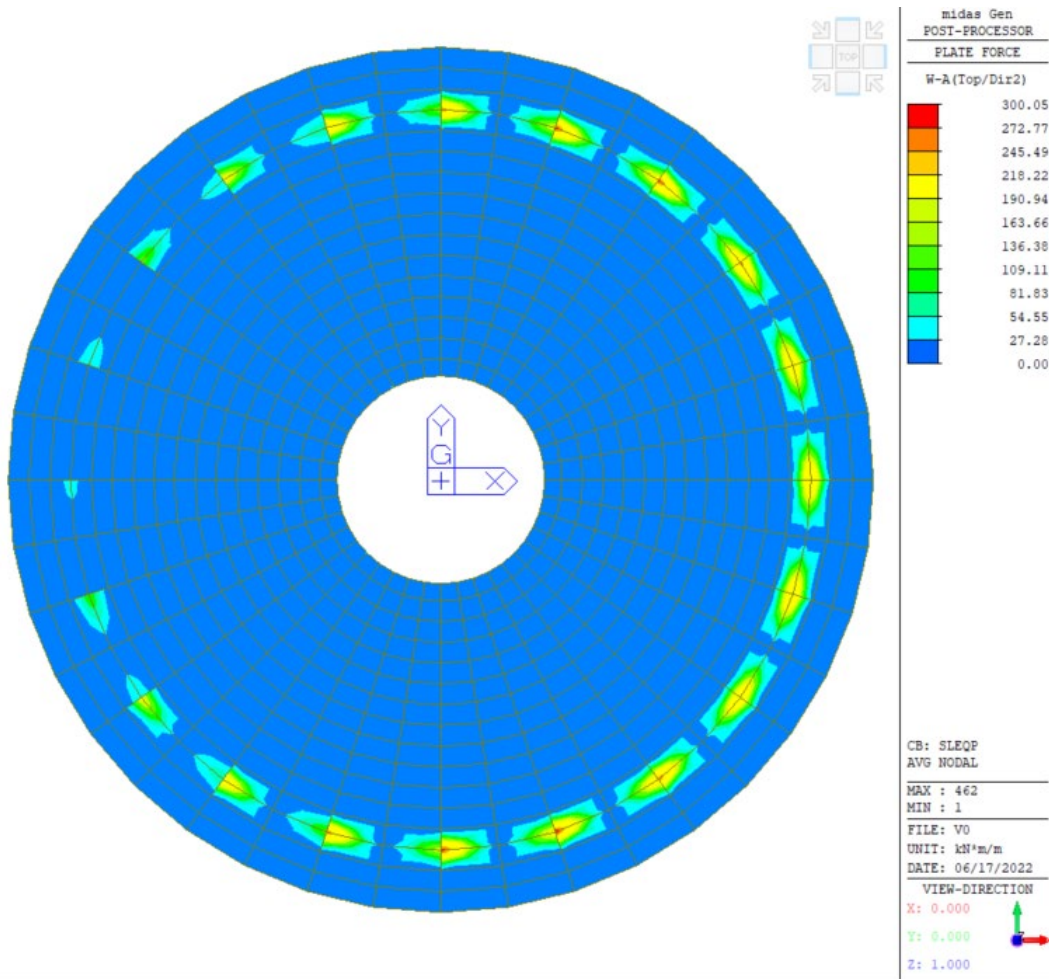


Figure 9-35 – SLEqp: Momento direzione circonferenziale, Top

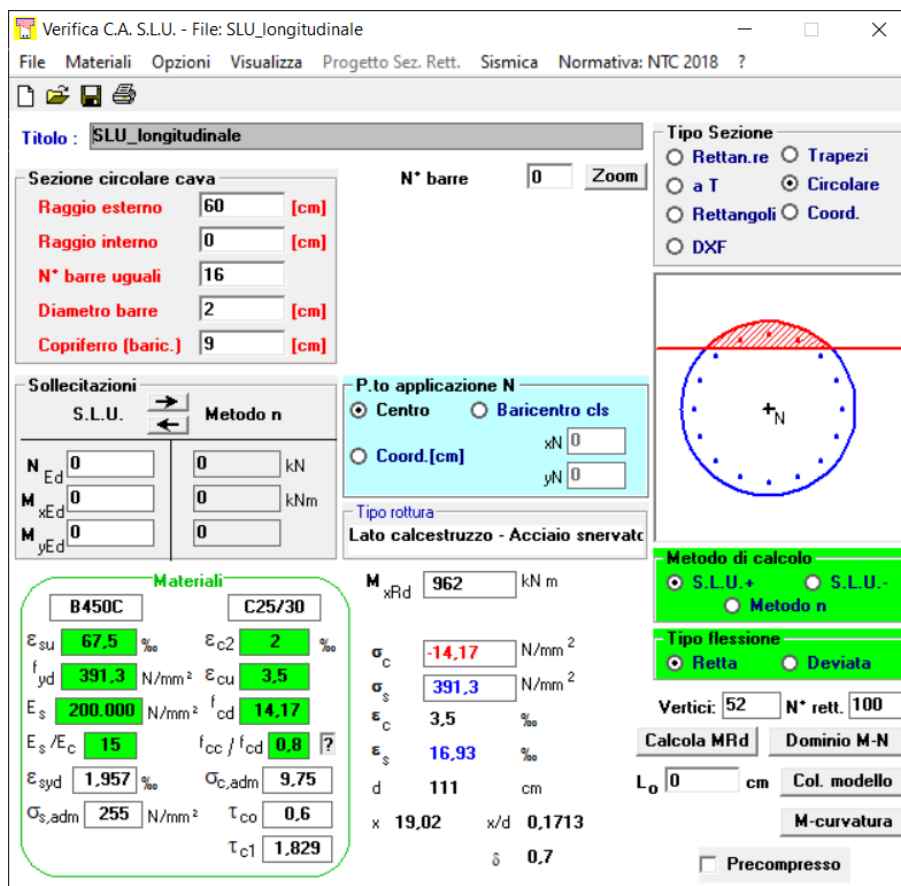
9.3. Verifica degli elementi strutturali

Le verifiche sugli elementi strutturali vengono eseguite come segue:

- SLU: Verifica con acciaio snervato e calcestruzzo con deformazione allo 0.35%
- SLV: Verifica con acciaio in campo elastico e calcestruzzo in campo elastico
- SLE caratteristica (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 $\sigma_c \leq 0.45 * f_{ck}$

9.3.1. Verifica strutturale del palo

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 kNm

P.to applicazione N

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

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

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

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

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

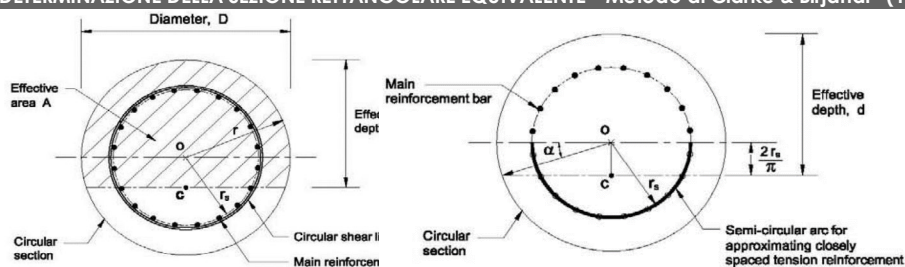
Le sollecitazioni di taglio vengono estratte dalle reazioni orizzontali globali e ripartite sui 20 pali presenti.

Load	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	V _{TOT} (kN)	V _{PALO} (kN)
SLU1	0	0	92934.7	0.00	0.00
SLU2	-1358.78	-153.765	90850.26	1367.45	68.37
SLU3	-1358.78	-153.765	68920.47	1367.45	68.37
SLUext	-1899.37	30.2	69126.68	1899.61	94.98
SLV1	-24.54	-7.36	68788.55	25.62	1.28
SLV2	-1031.04	-121.26	68153.4	1038.15	51.91

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		0.536	
α	rad	0.57	
	°	32.40	
A	cm ²	11309.73	area di calcestruzzo della sezione
A_{equiv}	cm ²	9319.276	area di calcestruzzo della sezione rettangolare equivalente
d_{equiv}	cm	90.63	altezza utile della sezione equivalente
b_{equiv}	cm	102.82	larghezza della sezione equivalente
h_{equiv}	cm	109.99	altezza della sezione equivalente

Figure 9-36 – Sezione rettangolare equivalente

Si procede alla verifica a taglio:

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

Caratteristiche dei materiali

f_{ck}		MPa	25	
α_{cc}			0.85	
γ_c			1.5	
f_{cd}	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	14.17	$a_{cc} \cdot f_{cd} / \gamma_c$
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	95	
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	373.29	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc2}		kN	314.45	$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc}	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	373.29	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
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	3293.45	$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} \{ \cot(45) + \tan(45) \} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio 0.029			

Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio

ω_{sw}	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$)		0.02	$(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
ϑ_{calc}	valore di teta calcolato	rad	0.185	= 10.58° $\cot(\vartheta_{calc}) = 5.35$
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	2271.34	$b \cdot d^* \cdot a_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
V_{Rd}	resistenza a taglio della sezione	kN	555.98	
V_{Ed} / V_{Rd}	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio 0.171			

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

Si procede al calcolo della resistenza dei pali a carichi laterali utilizzando la teoria di Broms:

INPUTS

Geometria

Dimensione sezionale del palo	d =	1.20 m
Lunghezza palo	L =	37.00 m
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	962.00 kN m

Parametri geotecnici

Peso specifico terreno	$\gamma =$	22.50 kN/m ³	
Angolo di resistenza al taglio terreno	$\phi =$	25.00 °	= 0.44 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	¹ Tab.6.4.IV

CALCOLO PER PALI IN CD

Coefficiente di spinta passiva	$K_p = (1 + \tan\phi)/(1 - \tan\phi)$	$K_p =$	2.46
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	$p = 3 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot D \cdot z$	$p(z=L) =$	7,384.35 kN/m ²

Meccanismo di palo corto

Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_C = f(K_p, d, L)$	$H_C =$	136,610.41 kN
Momento massimo	$M_{max} = 2/3 H L$	$M_{max} =$	3,369,723.54 kN m

Meccanismo di palo intermedio

Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_M = f(C_u, d, L, M_y)$	$H_M =$	45,562.80 kN
---	---------------------------	---------	--------------

Meccanismo di palo lungo

Resistenza alla traslazione orizzontale	$H_L = f(C_u, d, M_y)$	$H_L =$	940.51 kN
---	------------------------	---------	-----------

Meccanismo di rottura

Resistenza di calcolo del palo a forze orizzontali		Meccanismo di palo lungo	$H_D =$	425.57 kN
--	--	--------------------------	---------	-----------

La resistenza di calcolo del palo a forze orizzontali è maggiore della massima sollecitazione tagliante, si deduce quindi che i valori di resistenza geotecnica e strutturale del palo sono sufficienti a garantirne la stabilità.

9.3.2. 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	105	2	19.05	32	153.1	
350	122	2	16.39	32	131.8	
470	164	2	12.20	32	98.0	
890	310	2	6.45	32	51.9	
1070	373	2	5.36	32	43.1	
775	270	2	7.41	32	59.5	Mezzeria Basamento

ARMATURA CIRCONFERENZIALE BOTTOM

r	s	layer	n	fi	As	Note
cm	mm			mm	cm ²	
175	100	2	20.00	22	76.0	
890	100	2	20.00	22	76.0	
890	100	1	10.00	22	38.0	
1200	100	1	10.00	22	38.0	
1200	200	1	5.00	22	19.0	
1250	200	1	5.00	22	19.0	
775	100	2	20.00	22	76.0	Mezzeria Basamento
1070	100	1	10.00	22	38.0	Centro palo

ARMATURA RADIALE TOP

r	s	layer	n	fi	As	Note
cm	mm			mm	cm ²	
300	105	1	9.52	30	67.3	
470	164	1	6.10	30	43.1	
775	270	1	3.70	30	26.2	Mezzeria Basamento
1070	373	1	2.68	30	18.9	Centro palo

ARMATURA CIRCONFERENZIALE TOP

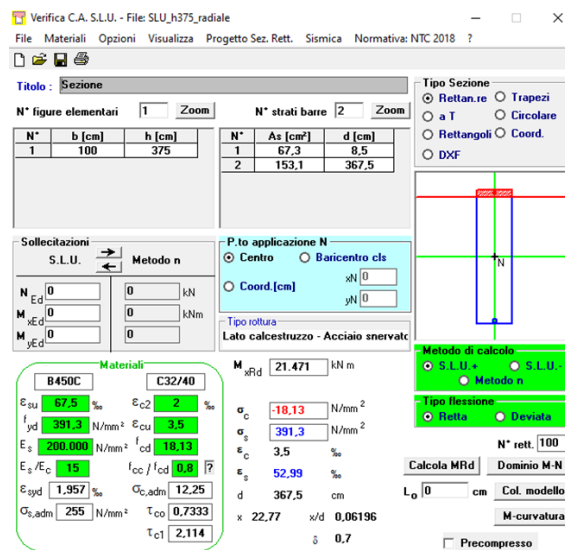
r	s	layer	n	fi	As	Note
cm	mm			mm	cm ²	
215	150	2	13.33	20	41.9	
470	150	2	13.33	20	41.9	
470	100	1	10.00	20	31.4	
1200	100	1	10.00	20	31.4	
1200	200	1	5.00	20	15.7	
1250	200	1	5.00	20	15.7	
775	100	1	10.00	20	31.4	Mezzeria Basamento
1070	100	1	10.00	20	31.4	Centro palo

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 9.2.3. Le verifiche sono state svolte considerando l'inviluppo delle combinazioni stato limite ultimo "SLUenv" e la combinazione "SLV2", con differenti parametri dei materiali per soddisfare le condizioni al paragrafo 9.2.4. La verifica lato Top è stata eseguita solamente sulla sezione del colletto, più sollecitata.

Verifiche allo Stato Limite Ultimo: inviluppo combinazioni SLU

Sezione Colletto: Verifica direzione radiale, Bottom

$M_{Ed} = 21155 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 21471 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.985$
------------------------------	------------------------------	-------------------------------



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	67,3	8,5
			2	153,1	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 calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 21.471 kNm

Materiali: B450C C32/40

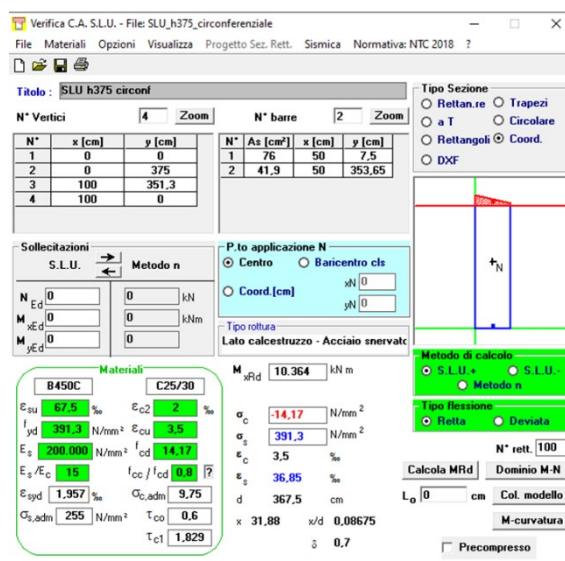
ϵ_{cu} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 52,99 ‰
d 367,5 cm
x 22,77 x/d 0,06196
 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 circonferenziale, Bottom

$M_{Ed} = 9144 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 10364 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.883$
-----------------------------	------------------------------	-------------------------------



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

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

TITOLO: SLU h375 circonf

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	76	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 calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 10.364 kNm

Materiali: B450C C25/30

ϵ_{cu} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 36,85 ‰
d 367,5 cm
x 31,88 x/d 0,08675
 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

$M_{Ed} = 6655 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 9497 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.700$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

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	67,3	8,5
			2	153,1	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
xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} -9.497 kNm

Materiali: B450C C32/40

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
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_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114

σ_c -18,08 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 1,892 ‰
ε_s 67,5 ‰
d 366,5 cm
x 9,991 x/d 0,02726
δ 0,7

Tipo Sezione: Rettan.re
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

$M_{Ed} = 2103 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 5709 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.368$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

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

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

TITOLO: SLU h375 circon

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	76	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
xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} -5.709 kNm

Materiali: B450C C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

σ_c -14,16 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 1,939 ‰
ε_s 67,5 ‰
d 353,7 cm
x 9,873 x/d 0,02792
δ 0,7

Tipo Sezione: Rettan.re
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

$M_{Ed} = 4221 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 5811 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.726$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

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	59,5	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 Baicentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 5.811 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 %	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,387 %
 ϵ_s 67,5 %
d 255,5 cm
x 12,21 x/d 0,04777
 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 in mezzeria del basamento: Verifica direzione circonferenziale

$M_{Ed} = 3470 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 7504 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.462$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

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	76	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 Baicentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 7.504 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 %	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 29,4 %
d 269 cm
x 28,62 x/d 0,1064
 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 perimetrale del basamento, asse palo: Verifica direzione radiale

$M_{Ed} = 815 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 2681 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.304$
----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

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

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

Titolo: SLU_H193(palo)_radiale

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	193	1	18,9	7,5
			2	37,9	185

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} 2.681 kNm

Materiali: B450C C32/40

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
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_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
τ_{c1} 2,114 ‰

σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,379 ‰
ε_s 67,5 ‰
d 185 cm
x 8,819 x/d 0,04767
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

L_o 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Sezione perimetrale del basamento, asse palo: Verifica direzione circonferenziale

$M_{Ed} = 1121 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 2771 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.405$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

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

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

Titolo: SLU_Sez_palo_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	38	50	5
2	0	204	2	31,42	50	188
3	100	181				
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} 2.771 kNm

Materiali: B450C C32/40

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
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_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
τ_{c1} 2,114 ‰

σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 31,51 ‰
d 199 cm
x 19,89 x/d 0,09997
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

L_o 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Verifica Stato Limite di Vita: combinazione SLV2

Sezione Colletto: Verifica direzione radiale, Bottom

$M_{Ed} = 14997 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 20265 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.740$
------------------------------	------------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLV_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	67,3	6,5
			2	153,1	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} 20.265 kNm

σ_c -10,21 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 0,6784 ‰
ε_s 1,957 ‰
d 367,5 cm
x 94,6 x/d 0,2574
δ 0,7618

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

Tipo flessione: Fletta Devia

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Sezione Colletto: Verifica direzione circonferenziale, Bottom

$M_{Ed} = 6636 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 9958 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.667$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

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	76	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} 9.958 kNm

σ_c -8,49 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 0,5416 ‰
ε_s 1,957 ‰
d 367,5 cm
x 79,66 x/d 0,2168
δ 0,711

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

Tipo flessione: Fletta Devia

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Sezione Colletto: Verifica direzione radiale, Top

$M_{Ed} = 749 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 9258 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.081$
----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLV_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	67,3	8,5
			2	153,1	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
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} -9.258 kNm

Materiali: B450C, C32/40

Metodo di calcolo: S.L.U.+
Tipo flessione: Retta

Sezione Colletto: Verifica direzione circonferenziale, Top

$M_{Ed} = 303 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 5567 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.054$
----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

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	76	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
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} -5.567 kNm

Materiali: B450C, C32/40

Metodo di calcolo: S.L.U.+
Tipo flessione: Retta

Sezione mezzera basamento: Verifica direzione radiale

$M_{Ed} = 3134 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 5559 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.564$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h263 (mezzera)_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	59,5	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} 5.559 kNm

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_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
τ_{c1} 2,114 ‰

σ_c -7,843 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 0,4935 ‰
ε_s 1,957 ‰
d 255,5 cm
x 51,45 x/d 0,2014
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 mezzera basamento: Verifica direzione circonferenziale

$M_{Ed} = 2563 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 7141 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.359$
-----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_h263 (mezzera)_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	76	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} 7.141 kNm

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_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
τ_{c1} 2,114 ‰

σ_c -10,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 0,6717 ‰
ε_s 1,957 ‰
d 269 cm
x 68,74 x/d 0,2555
δ 0,7594

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

$M_{Ed} = 596 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 2913 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.205$
----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

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

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

Titolo: SLU_H193(palo)_radiale

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	193	1	18,9	7,5
			2	43,1	185

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} 2.913 kNm

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 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -7,862 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,4949 ‰
 ϵ_s 1,957 ‰
 d 185 cm
 x 37,34 x/d 0,2018
 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 perimetrale del basamento, asse palo: Verifica direzione circonferenziale

$M_{Ed} = 826 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 2654 \text{ kNm}$	$C.S = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.311$
----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

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

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

Titolo: SLU_SeZ_palo_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	38	50	5
2	0	204	2	31,42	50	188
3	100	181				
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} 2.654 kNm

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 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -8,918 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,5744 ‰
 ϵ_s 1,957 ‰
 d 199 cm
 x 45,16 x/d 0,2269
 δ 0,7236

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

9.3.3. Verifica a taglio platea

Si considerano i valori di taglio massimo V_{xx} in combinazione "SLUenv", come riportati al paragrafo 9.2.3, 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	$a_{cc} \cdot f_{cd} / \gamma_c$
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	4940	
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	153.1	
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0041	
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	1277.80	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
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	1277.80	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
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 0.330			

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	$b \cdot d^* \cdot a_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha))$
V_{Rd}	resistenza a taglio della sezione	kN	8106	
V_{Ed} / V_{Rd}	coefficiente di sfruttamento della capacità di resistenza a taglio		0.609	

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	$a_{cc} \cdot f_{cd} / g_c$
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	2762	
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	98	
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0029	
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	1030.11	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
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	1030.11	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
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	$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \{\cot(45) + \tan(45)\} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio 0.207			

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		0.765	

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	$f_{y,d} / g_s$

Caratteristiche della sezione resistente

V_{Ed}	taglio sollecitante di progetto	kN	797	
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	40.8	
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0023	
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	525.72	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
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	525.72	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
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	$1.0 \cdot v \cdot f_{cd} \{ \cot(45) + \tan(45) \} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d^*$
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	sezione sufficiente per la resistenza taglio 0.117			

Calcolo della resistenza della sezione con armatura a taglio

ω_{sw}	percentuale meccanica di armatura trasversale (per $\alpha=90^\circ$)		0.01	$(A_{sw} \cdot f_{y,d}) / (b \cdot s \cdot f_{cd})$
ϑ_{calc}	valore di teta calcolato	rad	0.165	$= 9.47^\circ$ $\cot(\vartheta_{calc}) = 5.99$
ϑ_{min}	valore minimo di teta	rad	0.785	$= 45^\circ$ $\cot(\vartheta_{min}) = 1.00$
ϑ_{max}	valore massimo di teta	rad	0.381	$= 21.8^\circ$ $\cot(\vartheta_{max}) = 2.50$
ϑ	valore di calcolo di teta	rad	0.381	$= 21.8^\circ$ $\cot(\vartheta) = 2.50$
V_{Rsd}	resistenza a taglio trazione	kN	921	$A_{sw} \cdot f_{y,d} \cdot d^* / s \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
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		0.866	

9.3.4. 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.

$$V_{Ed} = 6321 - 1045 = 5276 \text{ kN}$$

Elemento: Basamento pala eolica	
$V_{Ed,g}$	daN 527.600 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
r_{ly}	% 0.21% Rapporto % dell'armat. tesa in direz. "y" rispetto area sezione
r_{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
$r_{lyz} = \text{RADQ}(p_{ly} \times p_{lz})$	n.o puro	0.00140	Radice quadrata del prodotto delle percentuali di armatura
$r_l = \min(0.02 ; p_{lyz})$	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	791.400	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
$\tau_a = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_x \times f_{ck})^{1/3}$	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	1,508.0	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	12.61	Tensione di progetto in corrispondenza della faccia del pilastro
$r = \tau_{Rd,max} / \tau_{Ed}$	n.o puro	2.984	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	3.057	Tensione di progetto in corrispondenza della sezione di base
$r = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed,1}$	n.o puro	1.031	non è necessaria l'armatura

9.3.5. 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	$\sigma_s \leq 0.8 * f_{yk}$	$\sigma_s \leq 360$ MPa	338.1 MPa	302.1 MPa
	$\sigma_c \leq 0.6 * f_{ck}$	$\sigma_c \leq 19.2$ MPa	8.6 MPa	5.4 MPa
			Top	
	$\sigma_s \leq 0.8 * f_{yk}$	$\sigma_s \leq 360$ MPa	143.6 MPa	55.2 MPa
SLEqp	$\sigma_c \leq 0.6 * f_{ck}$	$\sigma_c \leq 19.2$ MPa	1.9 MPa	0.6 MPa
			Bottom	
	$\sigma_c \leq 0.45 * f_{ck}$	$\sigma_c \leq 14.4$ MPa	7.3 MPa	5 MPa
			Top	
SLEqp	$\sigma_c \leq 0.45 * f_{ck}$	$\sigma_c \leq 14.4$ MPa	0.4 MPa	0.2 MPa

9.3.6. 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.

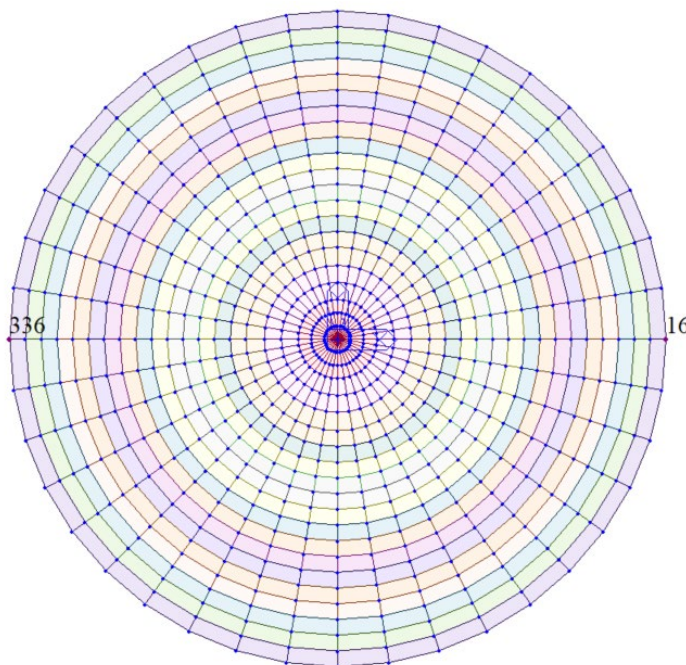


Figure 9-37 – Identificazione nodi

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:

	Combinazione SLEr	Combinazione SLEqp
Spostamento massimo (Nodo 16)	1.94 cm	1.75 cm
Spostamento minimo (Nodo 336)	0.431 cm	0.62 cm
Differenza	1.509 cm	1.13 cm
Angolo	0.0006036 rad	0.000452 rad
Momento flettente applicato	186812500 Nm	139551800 Nm
Rigidità rotazionale	3.09497E+11 Nm/rad	3.08743E+11 Nm/rad

La rigidità alla rotazione, calcolata come (M/σ) è superiore 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.

WTG	SG 6.0-170 T135-50A
Minimum rotational stiffness of the foundation	1.5E+11 Nm/rad

Table 2 SG 6.0-170 T135-50A Minimum rotational stiffness