

# Progetto per la costruzione e l'esercizio di un Impianto eolico denominato "Energia Molise"

## Progetto preliminare

Oggetto:

**MOL1.35 – Relazione di calcolo preliminare fondazione aerogeneratori**

Proponente:



Fred. Olsen Renewables Italy S.r.l  
Viale Castro Pretorio, 122 (Roma)

Progettista:



Stantec S.p.A.  
Centro Direzionale Milano 2, Palazzo Canova  
Segrate (Milano)

Rev. N.	Data	Descrizione modifiche	Redatto da	Rivisto da	Approvato da
00	22/03/2024	Prima Emissione	E. Lovati	B. Adawy	F. Mollica
01	19/04/2024	Integrati Commenti	E. Lovati	B. Adawy	F. Mollica

Fase progetto: <b>Preliminare</b>	Formato elaborato: <b>A4</b>
-----------------------------------	------------------------------

Nome File: **MOL1.35.00 - Rel. di calcolo preliminare delle fondazioni degli  
aerogeneratori.docx**

# Indice

<b>1</b>	<b>CONTENUTI DELLA RELAZIONE.....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>MATERIALI.....</b>	<b>7</b>
3.1	Calcestruzzo fondazione.....	7
3.2	Calcestruzzo pali.....	7
3.3	Acciaio armature.....	8
<b>4</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>9</b>
4.1	Carichi aerogeneratore.....	9
4.2	Peso plinto.....	10
4.3	Peso terreno.....	10
4.4	Azione sismica.....	10
<b>5</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO.....</b>	<b>14</b>
5.1	Generalita'.....	14
5.2	Modello platea.....	16
5.3	Modello pali e costanti di Winkler.....	16
5.4	Carichi.....	23
5.5	Combinazioni di carico.....	27
<b>6</b>	<b>RISULTATI E VERIFICHE.....</b>	<b>28</b>
6.1	Platea - Verifica a flessione.....	28
6.2	Platea - Verifica a taglio.....	38
6.3	Platea - Verifica a punzonamento.....	61
6.4	Platea - Verifiche tensionali in esercizio.....	62
6.4.1	Combinazione caratteristica.....	62
6.5	Pali - Verifica a flessione e taglio.....	67
6.6	Pali - Verifiche tensionali in esercizio.....	76
6.7	Pali - Verifica portata dei pali.....	78
6.8	Verifica dei cedimenti della platea.....	80
6.9	Calcolo rigidezza alla rotazione.....	81
<b>7</b>	<b>CONCLUSIONI RIASSUNTIVE.....</b>	<b>82</b>

# Indice delle figure

Figura 4-1: Carico da vento in condizione extreme.....	9
Figura 4-2: Carico da vento in combinazione caratteristica.....	9
Figura 4-3: Parametri sismici del sito in analisi.....	11
Figura 4-4: Spettro di risposta all'SLV.....	11
Figura 4-5: Pesi elementi posti in sommità all'aerogeneratore.....	12
Figura 4-6: Pesi e dimensioni conci aerogeneratore.....	12
Figura 4-7: Modello aerogeneratore.....	13
Figura 4-8: Combinazione sismica.....	13
Figura 5-1: Modello fondazione aerogeneratore.....	15
Figura 5-2: Indicazioni assi di riferimento.....	15
Figura 5-3: Indicazioni geotecniche area territoriale a.....	17
Figura 5-4: Indicazioni geotecniche area territoriale b.....	17
Figura 5-5: Carichi derivanti da combinazione caratteristica.....	23
Figura 5-6: Carichi derivanti da combinazione estrema.....	24
Figura 5-7: Carico verticale derivante dall'aerogeneratore.....	25
Figura 5-8: Peso del terreno sovrastante.....	25
Figura 5-9: Combinazione sismica.....	26
Figura 5-10: Applicazione carichi dall'aerogeneratore.....	27
Figura 5-11: Combinazioni.....	27
Figura 6-1: Top direzione x.....	28
Figura 6-2: Top direzione y.....	29
Figura 6-3: Bottom direzione x.....	30
Figura 6-4: Bottom direzione y.....	31
Figura 6-5: Infittimento armatura inferiore.....	32
Figura 6-6: Disposizione armatura superiore.....	32
Figura 6-7: Disposizione armatura superiore.....	33
Figura 6-8: Disposizione armatura superiore.....	33
Figura 6-9: Coefficiente di sfruttamento top direzione x.....	34
Figura 6-10: Coefficiente di sfruttamento top direzione y.....	35

Figura 6-11: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione x .....	36
Figura 6-12: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione y .....	37
Figura 6-13: Taglio sollecitante.....	38
Figura 6-14: Taglio sollecitante corona h=2.06m.....	39
Figura 6-15: Taglio Resistente senza armatura a taglio.....	40
Figura 6-16: Zone non verificate a taglio corona h=2.06m.....	40
Figura 6-17: Passo cavallotti.....	41
Figura 6-18: Taglio Resistente con armatura a taglio .....	41
Figura 6-19: Verifica a taglio con armatura.....	42
Figura 6-20: Taglio sollecitante corona h=2.56m.....	43
Figura 6-21: Taglio Resistente senza armatura a taglio.....	44
Figura 6-22: Zone non verificate a taglio corona h=2.56m.....	44
Figura 6-23: Passo cavallotti.....	45
Figura 6-24: Taglio Resistente con armatura a taglio .....	45
Figura 6-25: Taglio sollecitante corona h=3.02m.....	47
Figura 6-26: Taglio Resistente senza armatura a taglio.....	48
Figura 6-27: Zone non verificate a taglio corona h=3.07m.....	49
Figura 6-28: Passo cavallotti.....	49
Figura 6-29: Taglio Resistente con armatura a taglio .....	50
Figura 6-30: Taglio sollecitante corona h=3.50m.....	51
Figura 6-31: Taglio Resistente senza armatura a taglio.....	52
Figura 6-32: Zone non verificate a taglio corona h=3.50m.....	52
Figura 6-33: Passo cavallotti.....	53
Figura 6-34: Taglio Resistente con armatura a taglio .....	53
Figura 6-35: Taglio sollecitante corona h=4.4m.....	55
Figura 6-36: Taglio Resistente senza armatura a taglio.....	56
Figura 6-37: Zone non verificate a taglio corona h=4.4m.....	56
Figura 6-38: Passo cavallotti.....	57
Figura 6-39: Taglio Resistente con armatura a taglio .....	57
Figura 6-40: Taglio sollecitante corona h=4.1m.....	58
Figura 6-41: Taglio Resistente senza armatura a taglio.....	58

Figura 6-42: Zone non verificate a taglio corona $h=4.1m$ .....	59
Figura 6-43: Passo cavallotti.....	59
Figura 6-44: Taglio Resistente con armatura a taglio.....	60
Figura 6-45: Verifica a punzonamento platea.....	61
Figura 6-46: Tensione superiore nel calcestruzzo – direzione y.....	62
Figura 6-47: Tensione superiore nel calcestruzzo – direzione x.....	63
Figura 6-48: Tensione inferiore nel calcestruzzo – direzione y.....	63
Figura 6-49: Tensione inferiore nel calcestruzzo – direzione x.....	64
Figura 6-50: Tensione superiore nell'acciaio – direzione y.....	64
Figura 6-51: Tensione superiore nell'acciaio – direzione x.....	65
Figura 6-52: Tensione inferiore nell'acciaio – direzione y.....	65
Figura 6-53: Tensione inferiore nell'acciaio – direzione x.....	66
Figura 6-54: Azione assiale.....	67
Figura 6-55: $M_y$ .....	68
Figura 6-56: $M_z$ .....	69
Figura 6-57: $F_z$ .....	70
Figura 6-58: $F_y$ .....	71
Figura 6-59: Sollecitazioni peggiori agli SLU e SLV.....	72
Figura 6-60: Combinazione con massima N.....	73
Figura 6-61: Combinazione con massima M.....	74
Figura 6-62: Calcolo taglio resistente.....	75
Figura 6-63: Sollecitazioni peggiori allo SLE.....	76
Figura 6-64: Verifica con sollecitazioni n° 4.....	76
Figura 6-65: Verifica con sollecitazioni n° 5.....	77
Figura 6-66: Azione assiali alla base dei pali.....	79
Figura 6-67: Cedimenti.....	80
Figura 6-68: Indicazione nodi per calcolo.....	81

## 1 CONTENUTI DELLA RELAZIONE

Per informazioni dettagliate riguardo al proponente dell'iniziativa e il progetto proposto, si rimanda all'elaborato *MOL1.00 - Presentazione del proponente e dell'iniziativa* che fornisce una descrizione dettagliata del proponente e delinea il contesto del progetto proposto.

Il progetto proposto prevede l'installazione di 12 nuove turbine eoliche aventi altezza al mozzo massima di 125 m.

Scopo della presente relazione è l'analisi statica delle fondazioni dell'aerogeneratore ed in particolare il calcolo e la verifica del plinto e dei pali.

La vita nominale dell'opera è stabilita in 50 anni e la classe d'uso relativa è la classe IV.

Le fondazioni, di tipo indiretto su pali, sono circolari di diametro 25 metri e altezza variabile da 4.40 metri (esterno gonna aerogeneratore) a 1.8 metri (esterno plinto), i pali sono 20, di diametro 1200 mm e lunghezza 28 metri.

Non sono state condotte indagini geologiche e geotecniche approfondite tramite prove o programmi di calcolo. Le successive argomentazioni sono basate su considerazioni derivanti dalla letteratura e dall'analisi visiva dei luoghi.

Per questo motivo si è scelto di seguire la strada più cautelativa prevedendo pali infissi nel terreno di altezza pari a 28 m, essendo il terreno costituito da depositi di diverse tipologie di argilla.

Nelle successive fasi di progettazione dovranno essere effettuate alcune verifiche di maggiore specificità.

## 2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Legge 5 novembre 1971, n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica"

D.P.R. 6 giugno 2001, n.380: "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia".

D.M. 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni.

Circ. 21 Gennaio 2019, n.° 7 C.S.LL.PP.: "Istruzioni per l'applicazione dell'<< Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" >> di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"

EUROCODICE 2 -2005- ENV 1992: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo"

Doc. 0096-8470\_V04 - Foundation Loads EV150-EV162 5.4-5.6-6.0-6.2 MW HH125 IECS TA27D00Doc. SIEMENS-GAMESA D2916870\_005 SGRE ON SG 6.6-170 Foundation loads T135-54A

Doc. VESTAS V162 - H125

Doc. V162\_Anchor cage

Doc. MOL1.55.00 – Relazione geologica e geotecnica

## 3 MATERIALI

### 3.1 Calcestruzzo fondazione

Si assume per la fondazione un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione:	XC4
Classe di consistenza:	S4
Classe di resistenza alla compressione:	C32/40
Massimo rapporto a/c:	0.6
Contenuto minimo in cemento:	300 kg/mc
Massima dimensione aggregati:	20 mm
Copriferro netto:	40 mm

Per il colletto superiore si prevede una classe di calcestruzzo maggiore con le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione:	XC4
Classe di consistenza:	S4
Classe di resistenza alla compressione:	C35/45
Massimo rapporto a/c:	0.6
Contenuto minimo in cemento:	300 kg/mc
Massima dimensione aggregati:	20 mm
Copriferro netto:	40 mm

### 3.2 Calcestruzzo pali

Si assume per i pali un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S5
Classe di resistenza alla compressione:	C25/30

Massimo rapporto a/c: 0.6

Contenuto minimo in cemento: 300 kg/mc

Massima dimensione aggregati: 20 mm

Copriferro netto: 40 mm

### 3.3 Acciaio armature

Le armature sono realizzate con barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C controllato in stabilimento.

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

$$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.3$$

$$\alpha = 1.2 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$$

$$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

## 4 ANALISI DEI CARICHI

### 4.1 Carichi aerogeneratore

L'aerogeneratore assunto come riferimento per la progettazione è del tipo Vestas V162 5.6MW HH125m.

I carichi sono forniti dal costruttore in accordo al DM 17 gennaio 2018 ed alla normativa internazionale IEC 61400-1: si utilizzano ai fini del calcolo i carichi derivanti dalla IEC 61400 - 1, risultando questi più gravosi rispetto a quelli derivanti dalla normativa italiana.

Si rimarca altresì che i carichi forniti dal produttore rappresentano i carichi massimi da non combinare con alcun altro tipo di carico; essi includono gli effetti dinamici della struttura e corrispondono alla più sfavorevole tra le combinazioni con carico da vento sulla turbina.

I carichi di vento forniti ad una quota di +20 cm rispetto all'estradosso della fondazione, sono qui di seguito riassunti:

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	62E50b05000(fam347)	1.10	Abs	<b>146900</b>	3624	1288	-6725	[4]
Mzt	22OSFHWO200(fam153)	1.10	Abs	29217	<b>-14310</b>	230	-6636	[6]
FndFr	62E50b05000(fam347)	1.10	Abs	146100	3279	<b>1296</b>	-6714	[4]
Fzt	22REYHWO1a00(fam158)	1.10	Abs	68055	-1345	471	<b>-6953</b>	[7]

Table 2-3 Characteristic Extreme (excl. PLF). Only load cases with PLF = 1.10.

**Figura 4-1: Carico da vento in condizione extreme**

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	14Ecdvraa00(fam89)	1.35	Abs	<b>147900</b>	3222	1142	-6853	[6]
Mzt	23NTMSCHWO100(fam216)	1.35	Abs	43278	<b>-16546</b>	475	-6595	[4]
FndFr	23NTMHCvra00(fam219)	1.35	Abs	112800	3548	<b>1317</b>	-6850	[7]
Fzt	12IceUHWO100(fam70)	1.35	Abs	69281	-1636	509	<b>-7079</b>	[7]

Table 2-1 Characteristic Extreme (excl. PLF). Load cases sorted with PLF.

**Figura 4-2: Carico da vento in combinazione caratteristica**

## 4.2 Peso plinto

Il peso totale del plinto è calcolato direttamente dal programma di calcolo. Causa pendenza del concio superficiale esterno, esso è stato diviso in quattro parti a cui sono state date altezze diverse mediando la parte più alta del singolo concio e la parte più bassa.

## 4.3 Peso terreno

Il peso del terreno di ricoprimento sopra la fondazione dell'aerogeneratore è pari a:  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ . Il carico è applicato come pressione sugli elementi tipo plate interessati da questo carico, quindi quelli esterni al concio circolare. Per l'applicazione del carico, essendo il concio circolare esterno diviso in quattro altezze è stata calcolata la pressione agente sulle quattro parti dove quindi l'altezza di ricoprimento della fondazione è variabile.

Si riportano di seguito i carichi inseriti, procedendo dalla corona più esterna a quella più interna:

- 4° Corona = 41 kN/m<sup>2</sup>;
- 3° Corona = 31 kN/m<sup>2</sup>;
- 2° Corona = 23 kN/m<sup>2</sup>;
- 1° Corona = 14.4 kN/m<sup>2</sup>;

## 4.4 Azione sismica

Si definisce lo spettro di progetto nel seguente modo.

- Vita nominale della struttura:  $V_n=50$  anni
- Classe d'uso IV
- Struttura non dissipativa con fattore di comportamento  $q=1$ .

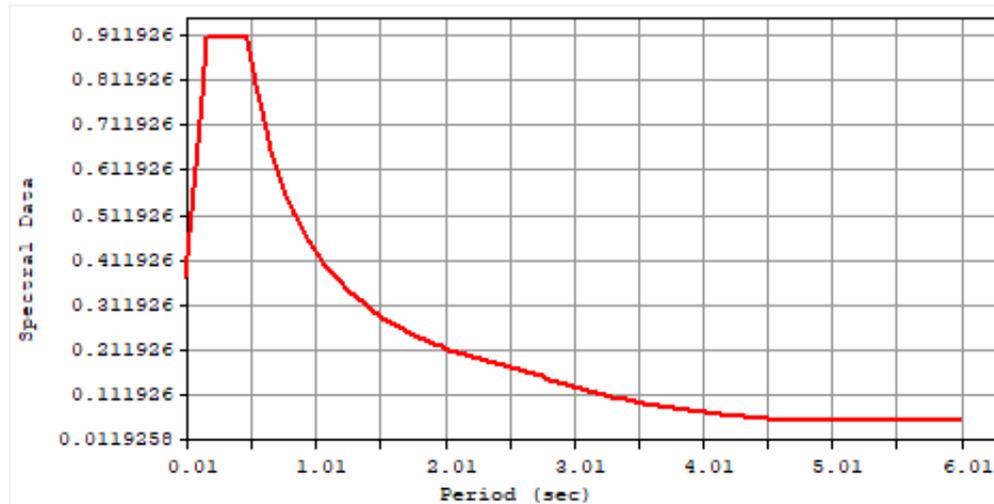
Per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono stati considerati i parametri di azione sismica del sito in analisi, qui di seguito riportati.

Stato Limite	TR [anni]	ag [g]	Fo	Tc* [s]
SLO	60	0,084	2,474	0,304
SLD	101	0,108	2,487	0,317
SLV	949	0,273	2,447	0,352
SLC	1950	0,352	2,439	0,363

**Figura 4-3: Parametri sismici del sito in analisi**

Dall'elaborato *MOL1.55 – Relazione geologica e geotecnica* è stato rilevato che la Categoria di Sottosuolo che interessa il sito di progetto è la **B** mentre la Categoria Topografica è **T2**.

Si riporta di seguito lo spettro di risposta così ottenuto.



**Figura 4-4: Spettro di risposta all'SLV**

Lo spettro di progetto viene inserito in un modello di calcolo all'interno del quale è stato modellato in maniera semplificata l'aerogeneratore di progetto. Si ipotizza un elemento tubolare con dimensioni e rigidzze ottenute dalle indicazioni fornite nel documento "VESTAS V162 - H125". L'elemento è incastrato alla base. In sommità si riporta la massa della navicella, del rotore e delle lame pari a 3068 kN come indicato nell'immagine seguente.

### V162 5.6 MW

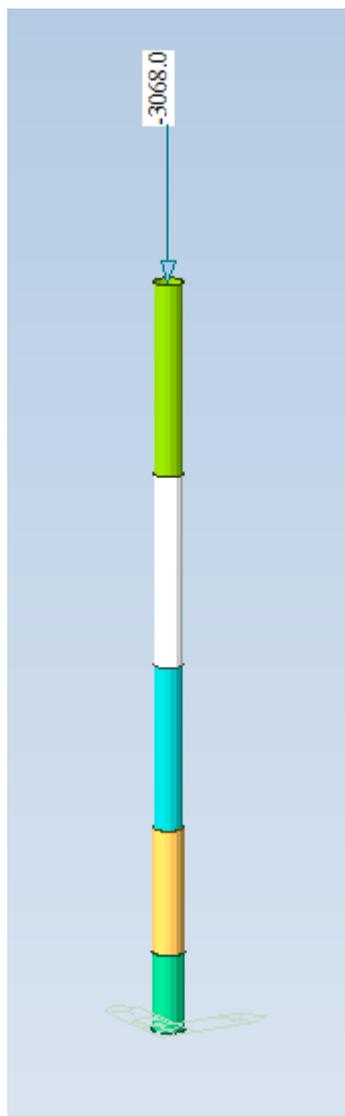
Nacelle	length mm	width mm	height mm	Weight kgs
	<b>18176</b>	<b>4200</b>	<b>4350</b>	<b>83670</b>
Single blade	length mm	width mm	height mm	Weight kgs
	<b>79350</b>	<b>4320</b>	<b>3294</b>	<b>21700</b>
Hub	length mm	width mm	height mm	Weight kgs
	<b>4980</b>	<b>4401</b>	<b>4040</b>	<b>64000</b>
Drive train	length mm	width mm	height mm	Weight kgs
	<b>7500</b>	<b>2700</b>	<b>3000</b>	<b>94040</b>

*Figura 4-5: Pesi elementi posti in sommità all'aerogeneratore*

Di seguito si riportano i pesi e le dimensioni dei vari conci forniti nel documento citato precedentemente e un'immagine del modello di calcolo con la suddivisione in conci e del carico applicato in sommità.

<b>HH125m</b>				
Tower	Bottom end mm.	top end mm.	length mm.	weight kgs.
top	<b>4400</b>	<b>3980</b>	<b>29000</b>	<b>63000</b>
Middle 3	<b>4400</b>	<b>4400</b>	<b>28840</b>	<b>69000</b>
Middle 2	<b>4400</b>	<b>4400</b>	<b>24640</b>	<b>78000</b>
Middle 1	<b>4650</b>	<b>4400</b>	<b>18760</b>	<b>75000</b>
Bottom	<b>4950 + bottom flange 350</b>	<b>4650</b>	<b>11670</b>	<b>84000</b>

*Figura 4-6: Pesi e dimensioni conci aerogeneratore*



**Figura 4-7: Modello aerogeneratore**

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni alla base.

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
-835.394031	-250.618203	6646.914117	10679.599824	-35598.66654	0.000000

**Figura 4-8: Combinazione sismica**

## 5 MODELLO DI CALCOLO

### 5.1 Generalita'

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MIDAS GEN, prodotto da Harpaceas S.r.l., via G. Richard 1 Milano.

Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo (SLU).

Le dimensioni geometriche della struttura sono stabilite individuando dei nodi sulla struttura.

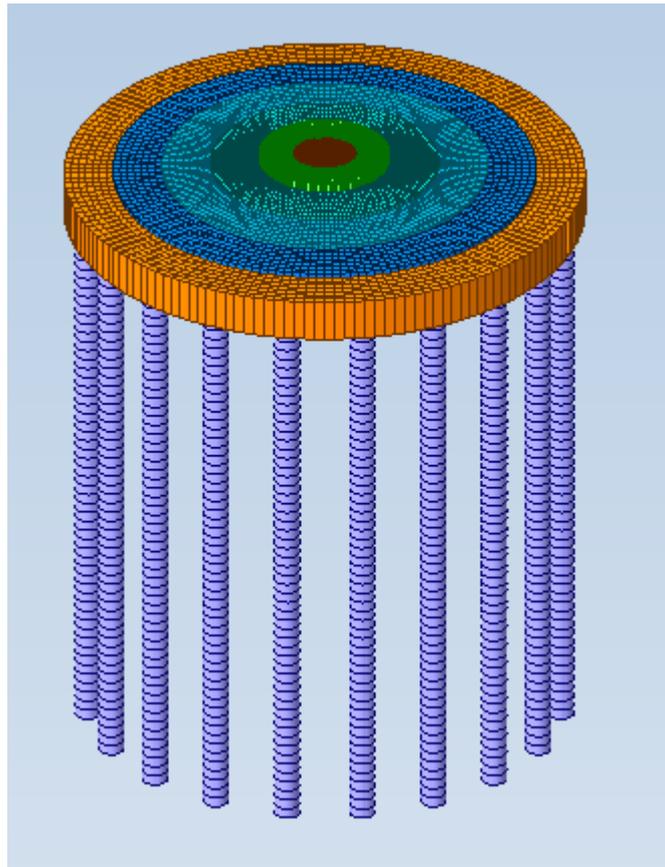
Gli elementi utilizzati per la platea sono bidimensionali quadrilateri (4 nodi) del tipo "plate".

Gli elementi dei pali sono del tipo "trave" soggette in generale a sei sollecitazioni, con possibilità di eseguire qualunque operazione, anche parziale, di svincolo.

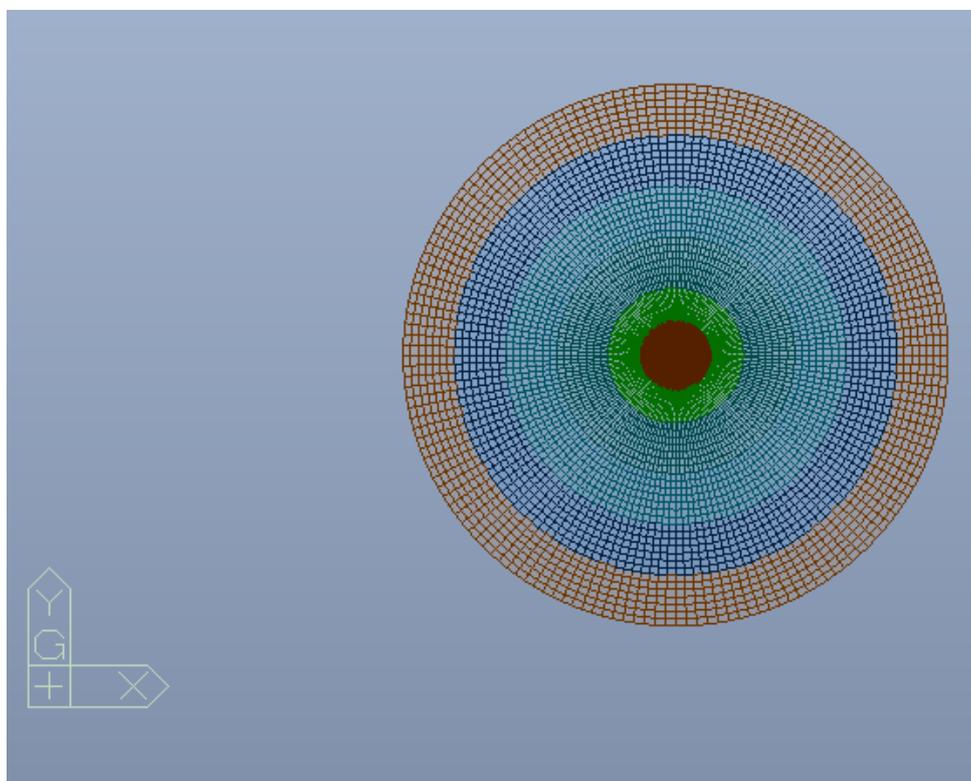
I carichi vengono applicati alla struttura sia come carichi distribuiti che agiscono sugli elementi sia come carichi concentrati.

Il peso proprio degli elementi viene calcolato in automatico dal programma dal momento che nel modello si tiene in conto delle differenti sezioni della struttura.

Il modello della fondazione è rappresentato nella figura seguente. Si riporta anche il sistema di riferimento adottato.



*Figura 5-1: Modello fondazione aerogeneratore*



*Figura 5-2: Indicazioni assi di riferimento*

## 5.2 Modello platea

La platea è circolare di diametro 25 metri e altezza variabile da 4,4 metri (esterno gona aerogeneratore) a 1,8 metri (esterno plinto).

La sua schematizzazione è stata fatta mediante elementi tipo plate. Per una migliore schematizzazione della parte esterna con pendenza, si è deciso di dividere questa parte in quattro sezioni a cui sono state attribuite altezze diverse ottenute mediando le altezze del punto più alto del concio e del punto più basso.

Si sono ottenuti quattro sezioni con le seguenti altezze:

4° corona:  $H=2.06\text{m}$ ;

3° corona:  $H=2.56\text{m}$ ;

2° corona:  $H=3.02\text{m}$ ;

1° corona:  $H=3.5\text{m}$ ;

La parte più interna è stata modellata con un'altezza pari a 4.1 m.

## 5.3 Modello pali e costanti di Winkler

La platea è supportata da 20 pali di diametro 120 cm e lunghezza 28 metri.

Nella modellazione essi sono stati considerati come elementi "beam" e suddivisi in conci di lunghezza pari a 0.5 m.

Come detto precedentemente per questa fase di progettazione non sono disponibili dati approfonditi di tipo geotecnico in quanto non sono state effettuate prove sul terreno; i dati utilizzabili sono quelli resi disponibili dalla relazione geologica oltre che dalla letteratura.

La relazione geologica relativa al sito di Bonafro riferisce la seguente situazione:

Area territoriale a) – WTG T1, T2, T3, T4, T5, T6, T7, T8

Si osserva una coltre superficiale eluvio-colluviale sciolta in sedimenti con granulometria fine, seguita da un cappellaccio marnoso-argilloso di alterazione del sottostante bedrock flyschoidale.

Id strato	Profondità (m da p.c.)	$\gamma_{nat}$ N/m <sup>3</sup>	$\phi$ (°)	Cu (KPa)	E (KPa)
Argilla limosa	0.0 – 2.0	18.14	22	30	6500
Marne - argillose	2.0 – 8.0	18.63	24	50	7000
Flysch	> 8.0	22	30	-	-

**Figura 5-3: Indicazioni geotecniche area territoriale a**

Area territoriale b) – WTG T9, T10, T11, T12

Sequenza di argille di vario genere con discrete qualità geotecniche. In questo modello non è considerata la formazione del flysch di Faeto in quanto risulta affiorante a sud ed est dell'abitato di San Giuliano.

Id strato	Profondità (m da p.c.)	$\gamma_{nat}$ N/m <sup>3</sup>	$\phi$ (°)	Cu (KPa)	E (KPa)	Wp (%)	W <sub>L</sub> (%)
Argilla avana	0.0 – 7.5	21.15	22	40	6000	23.2	53.8
Argilla grigia	> 7.5	21.23	24	80	10000	23.2	53.2

**Figura 5-4: Indicazioni geotecniche area territoriale b**

### Tale situazione ha comportato la scelta di una lunghezza dei pali non superiore a 28 m

Si è provveduto a una stima dei parametri geotecnici dei pali, in particolare le costanti di Winkler orizzontale ( $K_h$ ) e verticale  $k_v$  per simulare la reazione orizzontale del terreno lungo la lunghezza dei pali e quella verticale alla base.

#### a) Determinazione costante di Winkler orizzontale $K_h$

Si tiene in considerazione l'effetto di gruppo dei pali secondo le indicazioni di Poulos e Davis (1980), che tengono conto della riduzione di  $k_h$ .

Gruppo di 2 pali:  $k_{h,g} = 0.5 \cdot k_h$

Gruppo di 3 o 4 pali:  $k_{h,g} = 0.33 \cdot k_h$

Gruppo di 5 o più pali:  $k_{h,g} = 0.25 \cdot k_h$

Per terreni argillosi particolarmente densi quali quello in esame si fa riferimento all'espressione di Matlock e Reese (1956), che assume  $k_h$  variabile linearmente con la profondità  $z$ , e per la quale si considera una legge di questo tipo, dove  $d$  rappresenta il diametro del palo:

$$k_h = n_h \cdot z/d$$

Il valore di  $n_h$  dipende dallo stato di addensamento e può essere ottenuto dalla seguente espressione:

$$n_h = A \cdot \gamma / 1.35$$

Si è utilizzata l'applicazione "Geoapp" facente parte del software "Geostru" sviluppato dalla società ENGSOFT SRL; essa restituisce in output il valore di  $n_h$ , previo calcolo del coefficiente di interpolazione  $A$  che è funzione della densità relativa  $D_r$ :

Al valore ottenuto di  $k_h$ , viene poi applicato il moltiplicatore che considera l'effetto di gruppo tra i pali.

Nel caso in esame si assume  $\gamma=2000 \text{ kg/m}^3$  (dalla relazione geologica) e  $D_r=65\%$  (terreno incoerente medio denso / denso) sulla base delle indicazioni fornite dalla seguente tabella (Gibbs Holtz):

## DEFINIZIONE DENSITA' RELATIVA ( $D_r$ )

### Trattazione Gibbs Holtz (1951):

NSPT	Density	Relative density (%)
0 - 4	Very loose	0 - 15
4 - 10	Loose	15 - 35
10 - 30	Medium dense	35 - 65
30 - 50	Dense	65 - 85
>50	Very dense	85 - 100

DATI DI INPUT:

Peso unità di volume saturo [ $\text{kg/m}^3$ ] = 2000

Strato  $i$ -esimo di terreno che interessa il palo per un tratto di altezza  $z$  [m] = 28

Diametro pali [cm] = 120

Numero pali [n] = 20

Densità relativa  $D_r$  [%] = 65

Stato di addensamento = Medio denso / denso

OUTPUT:

Interpolazione coeff.  $A = 1000$

Valore di  $n_h$  [N/cm<sup>3</sup>] = 14.81

Valore di  $k_h$  [kg/cm<sup>3</sup>] = 34.57

Effetto gruppo: moltiplicatore effetto gruppo [-] = 0.25

Valore di  $k_{hg}$  per gruppo di pali [kg/cm<sup>3</sup>] = 8.64 Kg/cm<sup>3</sup>  $\approx$  **86400 kN/m<sup>3</sup>**

La costante elastica orizzontale lungo la lunghezza del palo  $K_s$  è ottenuta moltiplicando la costante orizzontale  $k_{hg}$  per il diametro del palo (1.2 m) e per l'altezza dei singoli conci (0.5 m):

**$K_s = 86400 \times 1.2 \times 0.5 = 51840 \text{ kN/m}$**

## b) Determinazione costante di Winkler verticale $K_w$

Per il calcolo della costante  $k_w$  verticale di Winkler si è utilizzata l'applicazione "Geoapp" facente parte del software "Geostru" sviluppato dalla società **ENGSOFT SRL**.

Il programma fa riferimento al metodo di Randolph e Wroth (1978), il quale considera il palo immerso in un mezzo elastico, ed esamina separatamente l'interazione con tale mezzo della superficie laterale e della base del palo; le due soluzioni vengono poi sovrapposte.

Il calcolo viene eseguito dal programma attraverso i seguenti passi:

- Calcolo del valore medio del modulo di taglio del terreno laterale  $G_m$  [Mpa]

- Calcolo del rapporto  $\xi$  tra i moduli di taglio  $G_L$  e  $G_b$  alla profondità  $z = L$  [-]

$$\xi = \frac{G_L}{G_b}$$

- Calcolo del fattore  $\rho$  di non omogeneità del terreno laterale (per pali immersi in un terreno con rigidezza variabile) [-]

$$\rho = \frac{G_m}{G_L}$$

- Calcolo del raggio massimo al di là del quale non si ha più alcuna deformazione (distanza di estinzione)

$$r_m = \{0,25 + [2,5 \cdot \rho \cdot (1 - \nu) - 0,25] \cdot \xi\} \cdot L$$

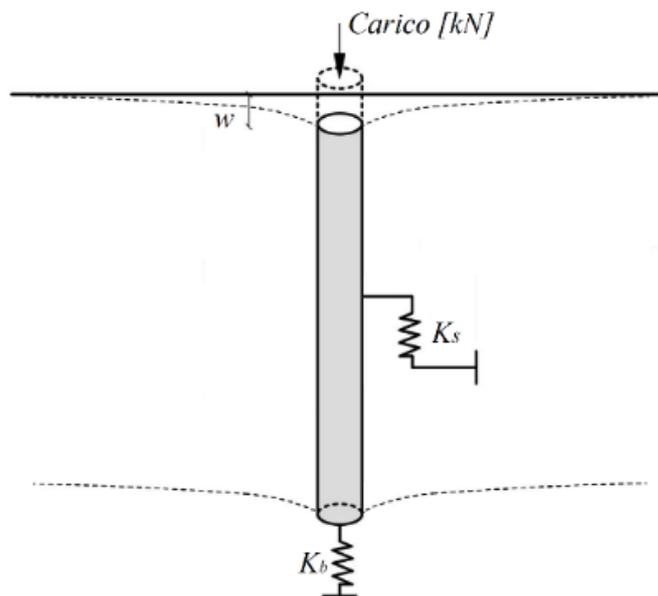
- Calcolo del coefficiente  $\zeta$  che tiene conto dell'ampiezza  $r_m$  del campo deformativo che si sviluppa intorno al palo di raggio  $r_0$  [-]

$$\zeta = \ln\left(\frac{2 \cdot r_m}{D}\right)$$

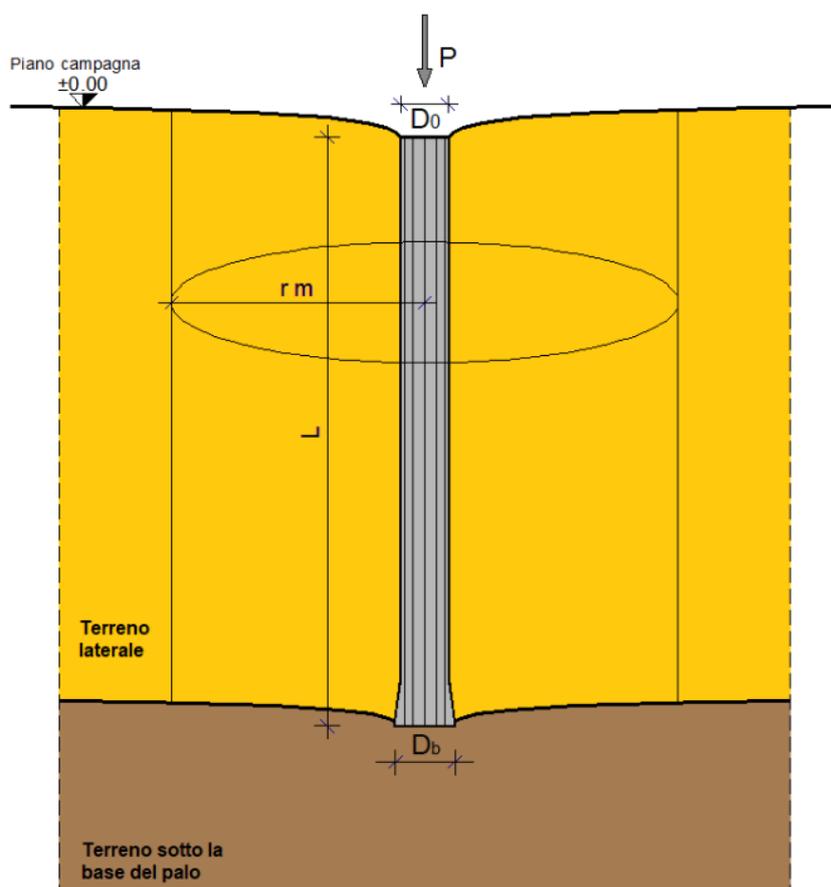
- Calcolo dei valori di rigidezza delle molle che simulano la connessione tra palo e terreno lungo il fusto,  $k_s$  secondo Randolph e Wroth (1978), e alla base  $k_b$ , secondo Timoshenko e Goodier (1970)

$$k_s = \frac{2 \cdot \pi \cdot G_m \cdot L}{\zeta} \quad k_b = \frac{4 \cdot r_b \cdot G_b}{1 - \nu}$$

- Calcolo della rigidezza totale  $k_v = k_s + k_b$



Si assume conservativamente un valore di modulo di taglio  $G = 50 \text{ Mpa}$ , sulla base delle informazioni derivanti dalla relazione geologica e dalla tabella allegata al seguente schema di riferimento:



MODULO DI TAGLIO DEL TERRENO	
Natura del terreno	G [MPa]
argilla molto molle	0.7 ~ 5.3
argilla molle	1.7 ~ 8.9
argilla media	5.8 ~ 22.7
argilla dura	19.2 ~ 45.5
argilla sabbiosa	9.6 ~ 104.2
detrito glaciale sciolto	4.0 ~ 60.0
detrito glaciale compatto	60.0 ~ 288.0
detrito glaciale molto compatto	200.0 ~ 576.0
loess	5.8 ~ 27.3
sabbia limosa	1.8 ~ 7.1
sabbia sciolta	3.6 ~ 8.9
sabbia compatta	7.8 ~ 28.6
sabbia e ghiaia in miscuglio sciolte	16.7 ~ 50.0
sabbia e ghiaia in miscuglio compatte	27.8 ~ 55.5
argilloscisto	53.6 ~ 1785.7
limo	0.7 ~ 7.7

DATI DI INPUT:

Diametro palo lungo il fusto  $D_0$  [m] = 1.2

Diametro palo alla punta  $D_b$  [m] = 1.2

Lunghezza palo  $L$  [m] = 28

Modulo di taglio del terreno laterale (a profondità  $z = 0$ )  $G_0$  [Mpa] = 0

Modulo di taglio del terreno laterale (a profondità  $z = L$ )  $G_L$  [Mpa] = 50

Modulo di Poisson del terreno laterale  $\nu_s$  [-] = 0.3

Modulo di taglio terreno sotto la base del palo  $G_b$  [Mpa] = 50

Modulo di Poisson del terreno sotto la base del palo  $\nu_b$  [-] = 0.3

OUTPUT:

Valore medio del modulo di taglio del terreno laterale  $G_m$  [Mpa] = 25.00

Rapporto tra i moduli di taglio (alla profondità  $z = L$ )  $\xi$  [-] = 1.00

Fattore di non omogeneità del terreno laterale  $\rho$  [-] = 0.50

Distanza alla quale la deformazione è trascurabile  $m$  [m] = 24.50

Fattore di influenza della deformazione  $\zeta$  [-] = 3.71

Rigidezza molla laterale  $k_s$  [MN/m] = 1185.67 = **1185670 kN/m** (\*)

Rigidezza molla alla base  $k_b$  [MN/m] = 171.43 = **171430 kN/m**

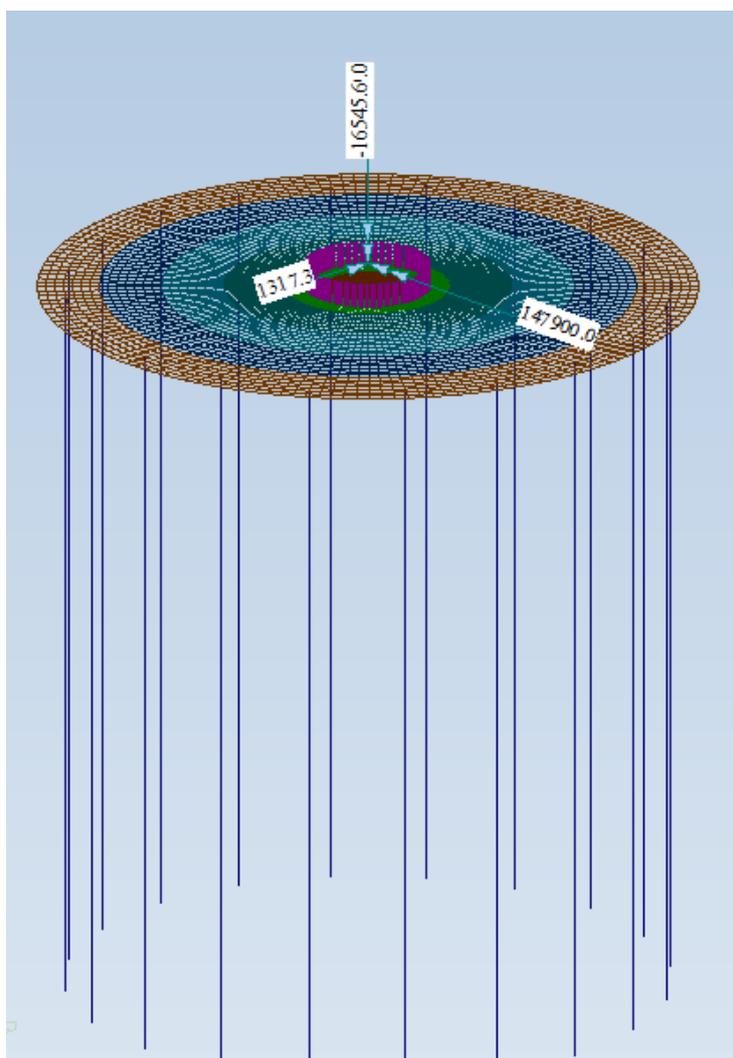
Rigidezza totale molla  $k_w$  [MN/m] = 1357.10 = 1357100 kN/m

(\*): la rigidezza molla laterale  $K_s$  viene applicata a ciascun concio di altezza 0.5 m con cui è stato discretizzato il palo nel modello; ne deriva per ciascun concio una molla applicata di costante  $k_v = (1185670/28) \times 0.5 = \mathbf{21172 \text{ kN/m}}$

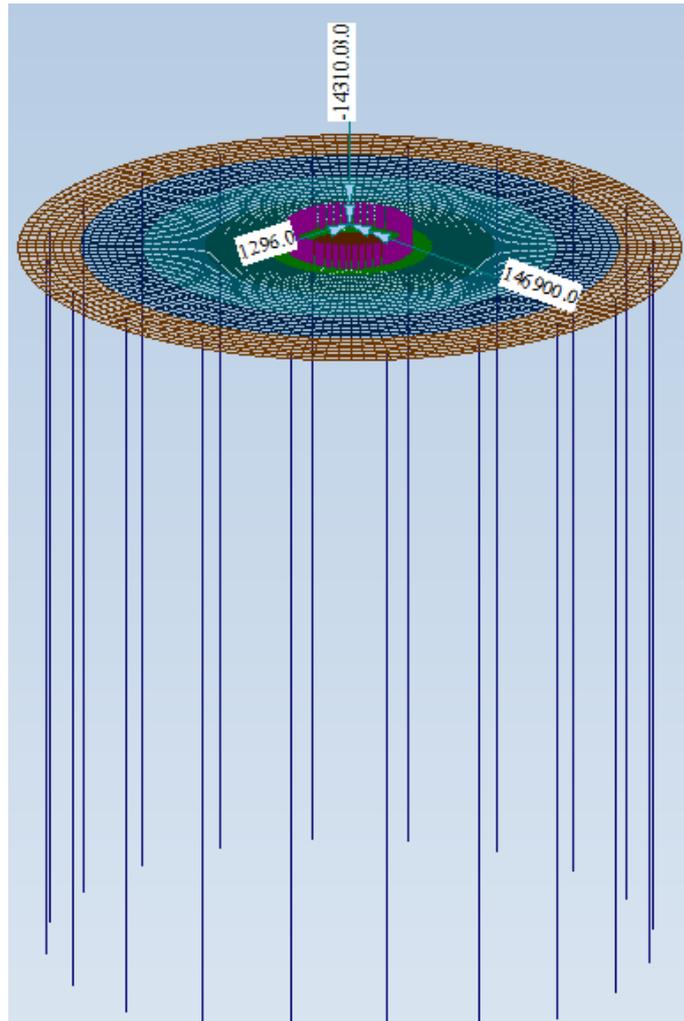
## 5.4 Carichi

I carichi sono stati applicati secondo le due direzione X al fine di trovare le sollecitazioni più gravose per gli elementi strutturali.

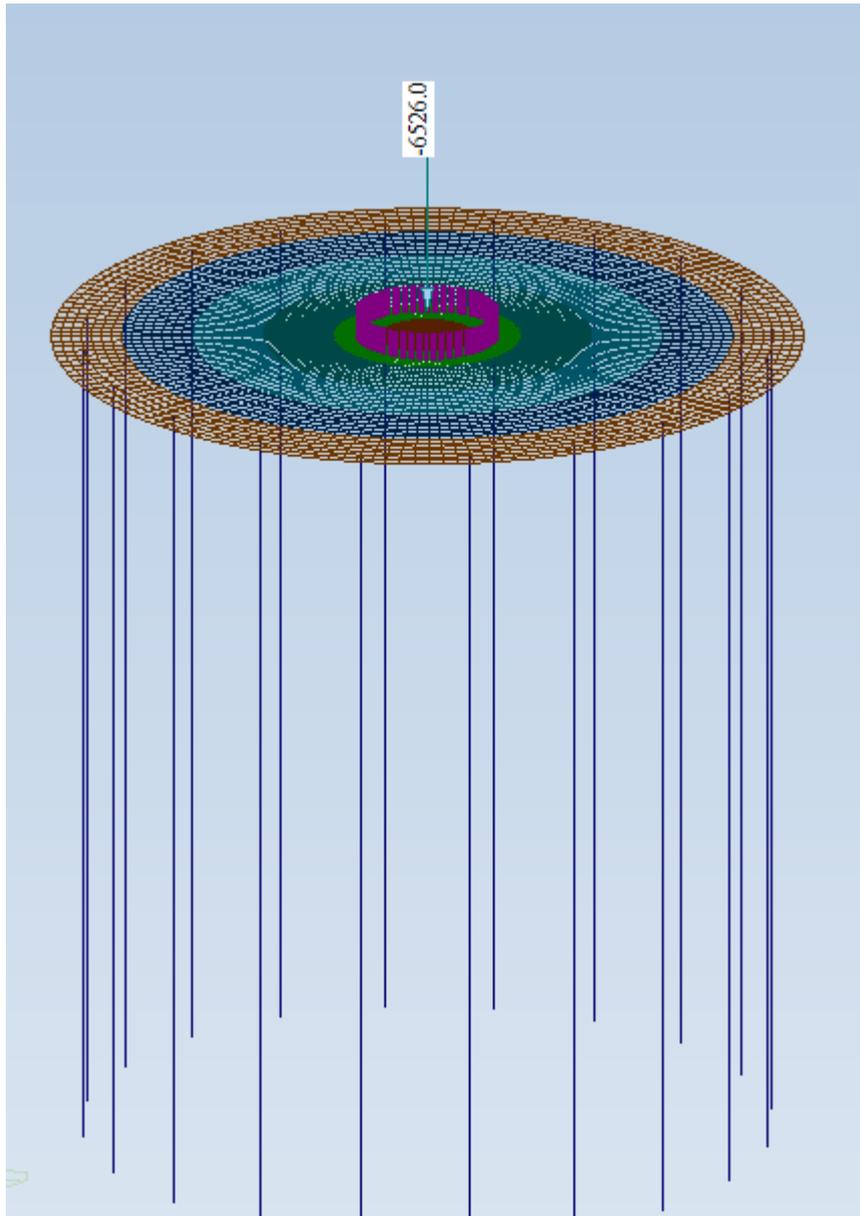
Le forze finali riportate a livello dell'estradosso fondazioni sono quindi le seguenti:



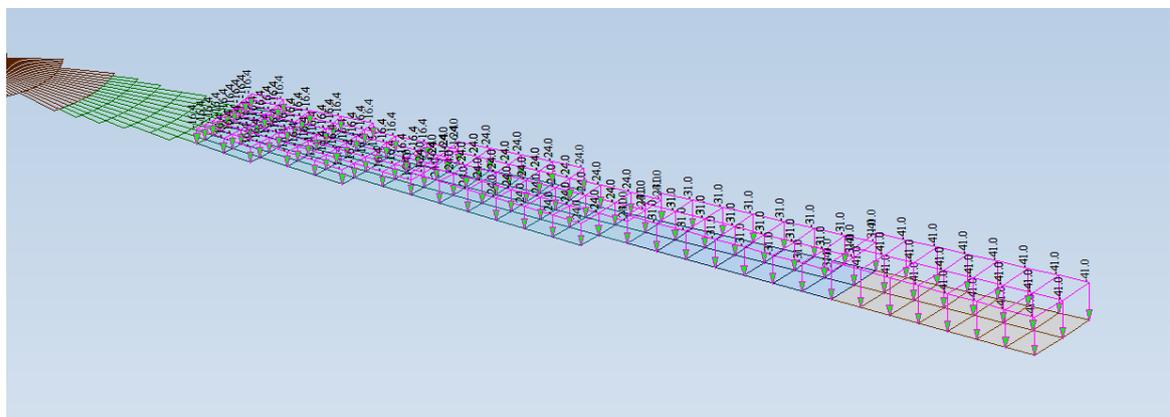
*Figura 5-5: Carichi derivanti da combinazione caratteristica*



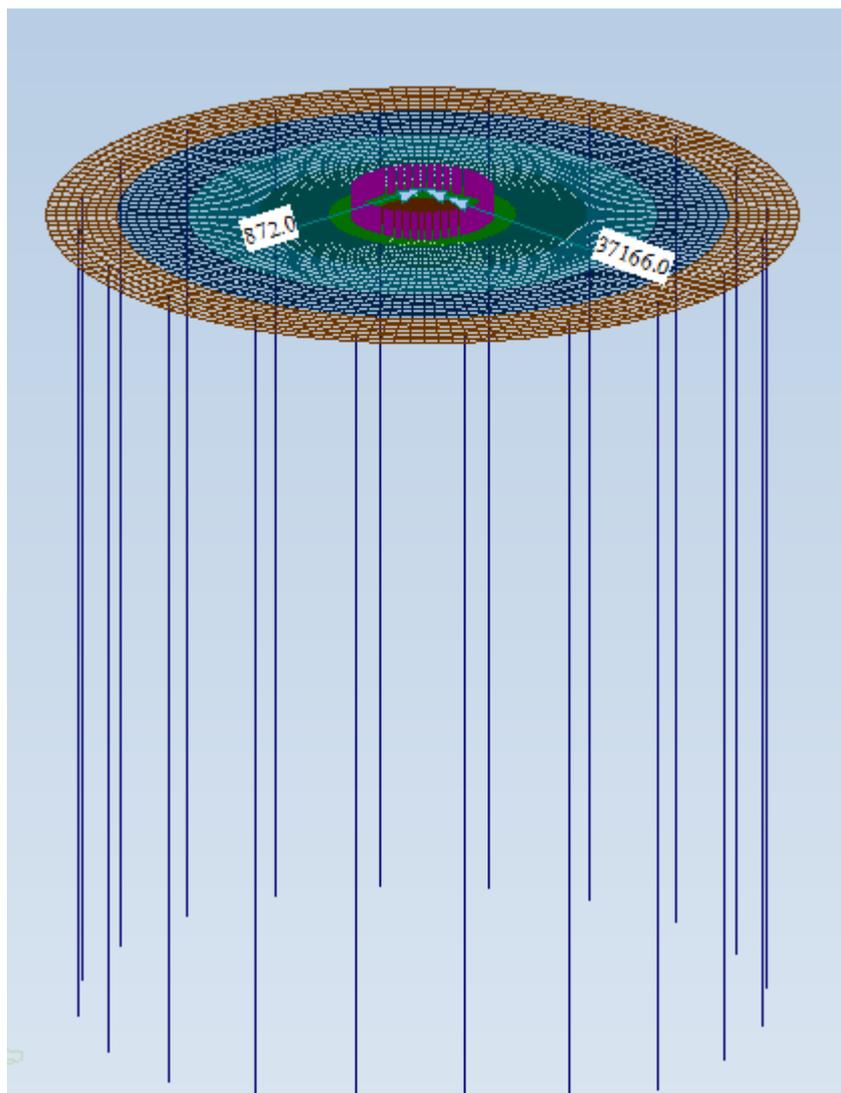
**Figura 5-6: Carichi derivanti da combinazione estrema**



**Figura 5-7: Carico verticale derivante dall'aerogeneratore**



**Figura 5-8: Peso del terreno sovrastante**



**Figura 5-9: Combinazione sismica**

L'aerogeneratore si poggia sulla corona superiore costituita da 160 nodi. Le sollecitazioni dell'aerogeneratore vengono applicate tramite l'utilizzo del "rigid body" cioè tramite un nodo master (il nodo centrale della fondazione) collegato in dx, dy, dx, rx, ry e rz ai 160 nodi precedenti.

In considerazione che tra i 160 nodi sui quali deve arrivare il carico e il nodo master sono presenti altri elementi "plate" si realizza un'estrusione dei 160 nodi verso l'alto pari a 1 m e a questi elementi vengono assegnate le proprietà di un "rigid" ( $E=3.0e^{10}$  kN/m<sup>2</sup> e Area=1000m<sup>2</sup>). I "rigid" sono bielle. Il nodo master viene bloccato in dx, dy e rx.

Il carico dell'aerogeneratore viene inserito seguendo le direzioni dei carichi; quindi ad esempio  $F_x$  è inserito in direzione X e così via. Data la forma della fondazione qualsiasi direzione di inserimento sarebbe stata corretta: simmetricamente in direzione Y, i carichi dell'aerogeneratore andrebbero inseriti con gli stessi valori ma invertendo la X e la Y.

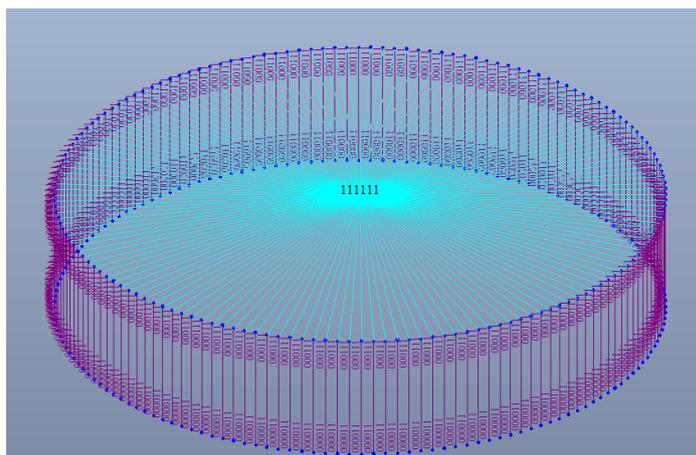


Figura 5-10: Applicazione carichi dall'aerogeneratore

## 5.5 Combinazioni di carico

Di seguito vengono elencati i casi di carico inseriti:

- PPauto: peso proprio;
- Perm: carichi permanenti applicati sulla struttura (e.g. il peso del terreno)
- Aerogeneratore: carico caratteristico
- Aerogeneratore: carico estremo
- Aerogeneratore: solo carico verticale
- Sisma

Di seguito vengono riassunte le combinazioni

	PP AUTO	PERM	AEROGENERATORE carico caratteristico	AEROGENERATORE carico estremo	AEROGENERATORE solo carico vert	AEROGENERATORE scarico frequente	sisma
glCB1 SLU	1.3	1.3	1				
glCB2 SLU	1.3	1.3				1.5	
glCB3 SLU	1	1			1		
glCB1 SLV	1	1				1	1
glCB2 SLV	1	1	1				1
glCB1 EQU	0.9	0.8	1.5				
glCB1 SLE RARA	1	1	1				

Figura 5-11: Combinazioni

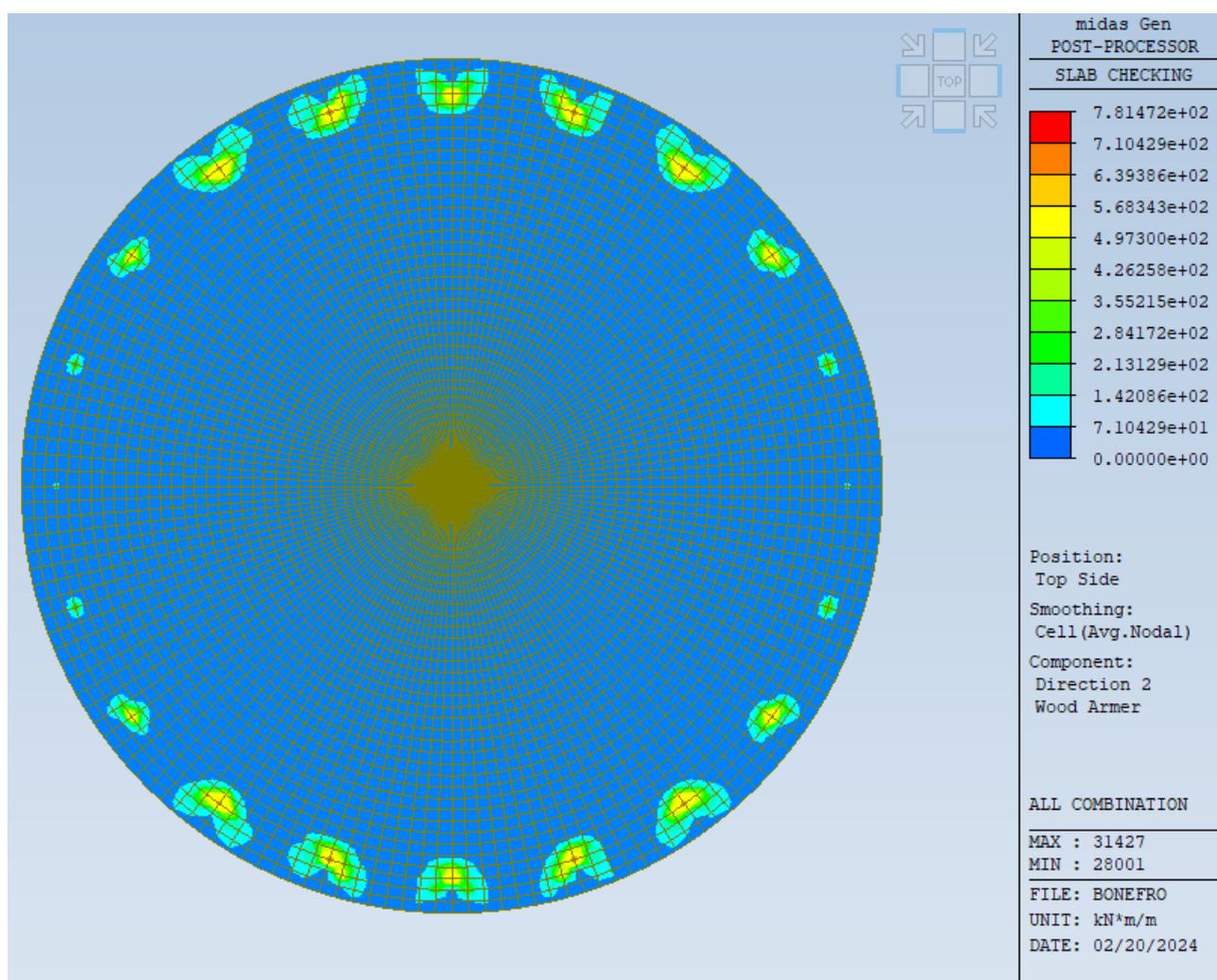
## 6 RISULTATI E VERIFICHE

### 6.1 Platea - Verifica a flessione

La verifica della platea è stata condotta accertando che la medesima rimanga in campo elastico (\*).

Si riportano di seguito gli involuipi dei momenti SLU in direzione x e y, top e bottom.

Nota bene: avendo inserito il carico dell'aerogeneratore solo in direzione X, le sollecitazioni massime sono in quella direzione; tutte le altre direzioni sono analoghe (anche se il valore di sollecitazione è basso o simmetrico).



**Figura 6-1: Top direzione x**

(\*): le fondazioni vengono verificate in campo elastico o sostanzialmente elastico sia agli SLU che agli SLV. Tale scelta è motivata dal fatto che la verifica in campo elastico è peggiorativa rispetto alla verifica in condizioni elasto-plastiche.

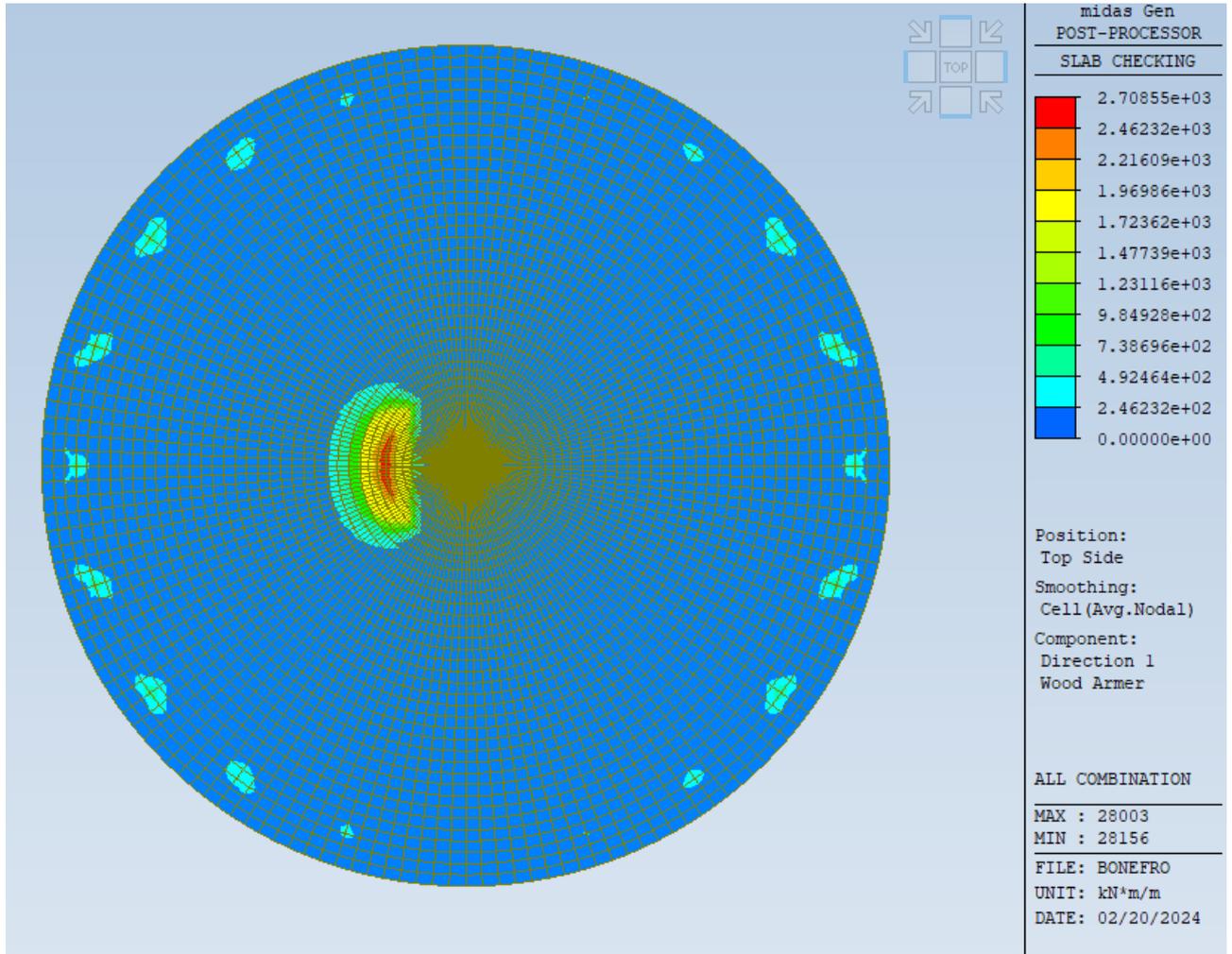


Figura 6-2: Top direzione y

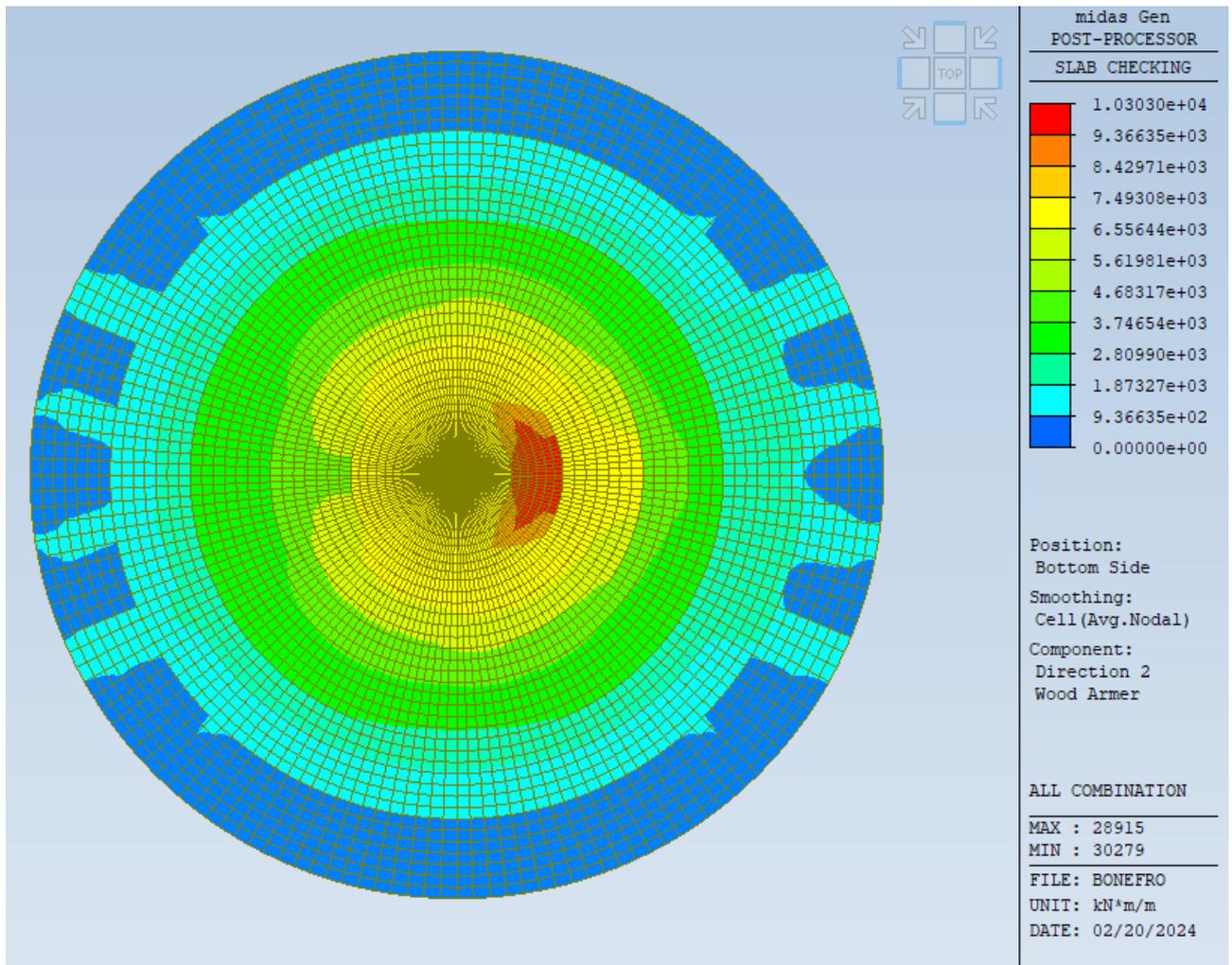
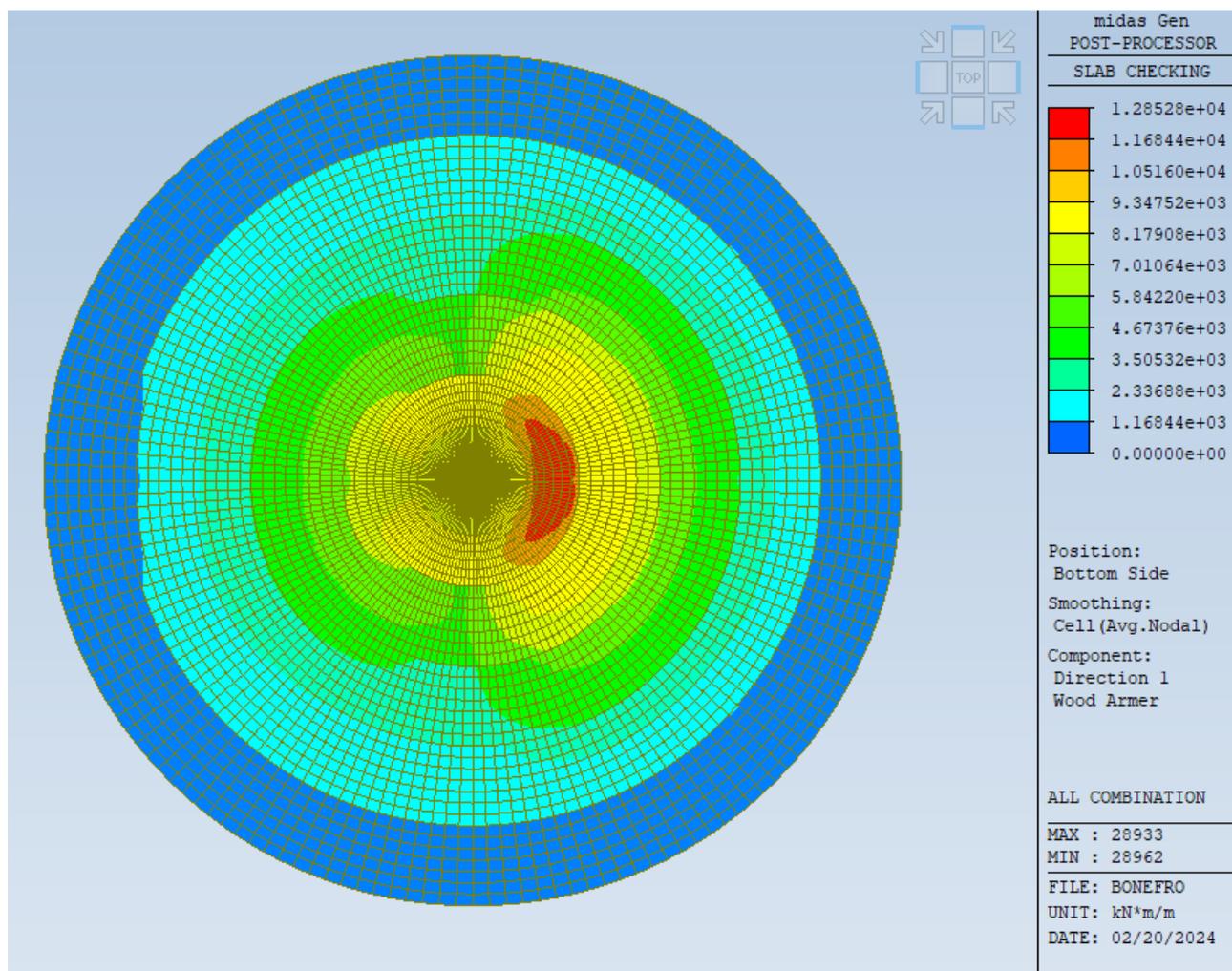


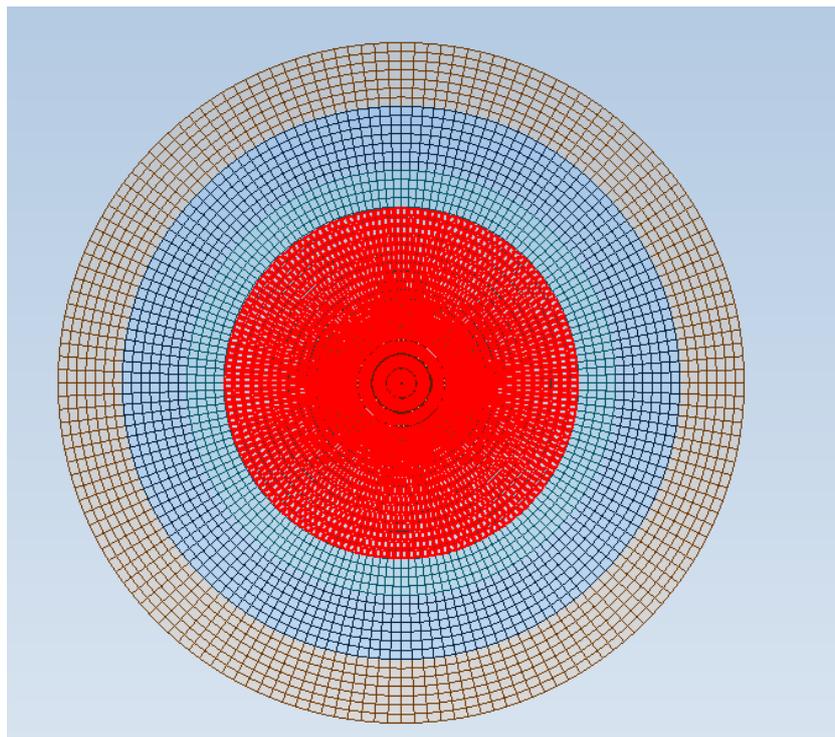
Figura 6-3: Bottom direzione x



**Figura 6-4: Bottom direzione y**

Inferiormente la platea è armata da 1ø30/100 in entrambe le direzioni. Nella parte centrale è previsto un secondo strato di armatura di rinforzo realizzato tramite 1ø30/100 sia in direzione x che in direzione y.

Di seguito si riporta l'indicazione della zona rinforzata.

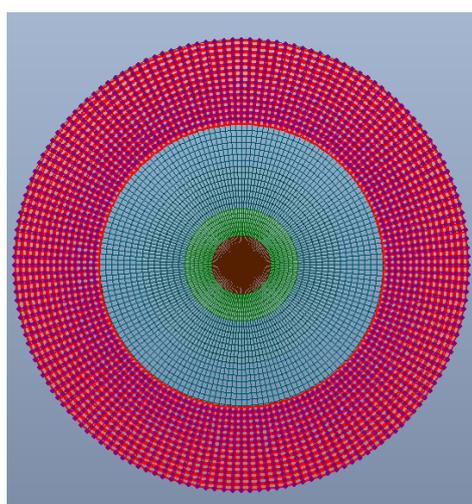


**Figura 6-5: Infittimento armatura inferiore**

Superiormente la platea è armata con ferri radiali  $\varnothing 30$  che presentano un passo nella zona di maggiore sollecitazione (corona circolare dove si appoggia l'aerogeneratore) pari a 0.07m. Nella parte più esterna si raggiunge una distanza di 0.37m.

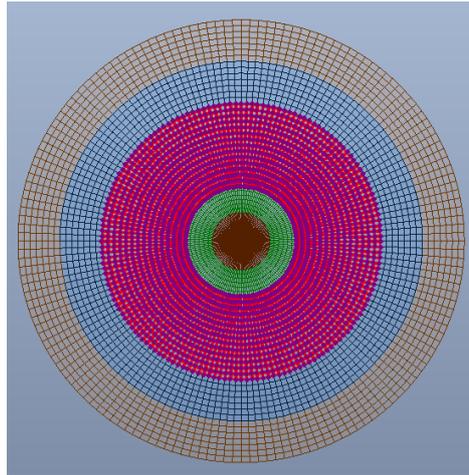
Nell'altra direzione si prevedono ferri  $\varnothing 30$  circolari. Il passo è variabile.

Si prevede 1 $\varnothing 30/200$  nelle seguenti corone.



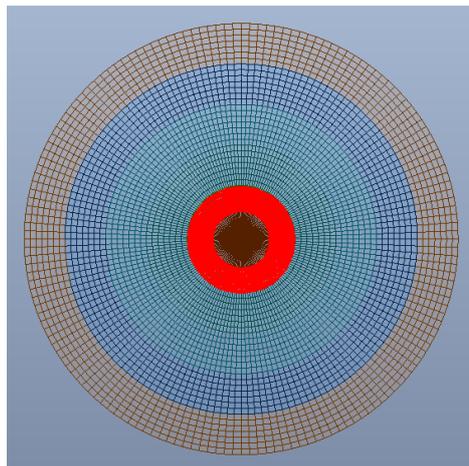
**Figura 6-6: Disposizione armatura superiore**

Si prevede 1 $\varnothing 30/150$  nelle seguenti corone.



**Figura 6-7: Disposizione armatura superiore**

Si prevede 1 $\varnothing$ 30/100 nella corona circolare più alta.



**Figura 6-8: Disposizione armatura superiore**

La circonferenza più interna è invece armata superiormente con 1 $\varnothing$ 30/200 in entrambe le direzioni.

Di seguito si riportano i coefficienti di sfruttamento ottenuti nelle 4 direzioni.

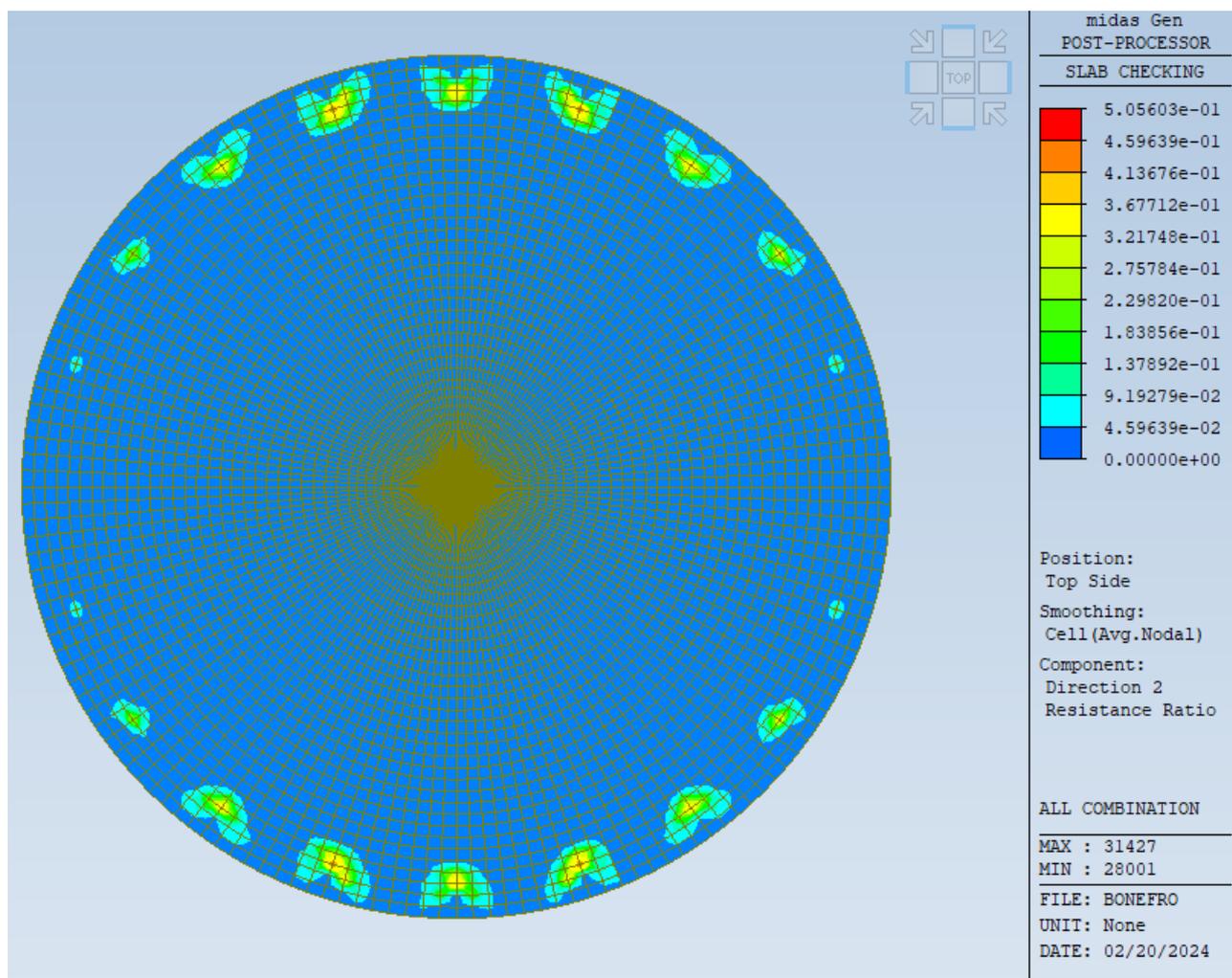


Figura 6-9: Coefficiente di sfruttamento top direzione x

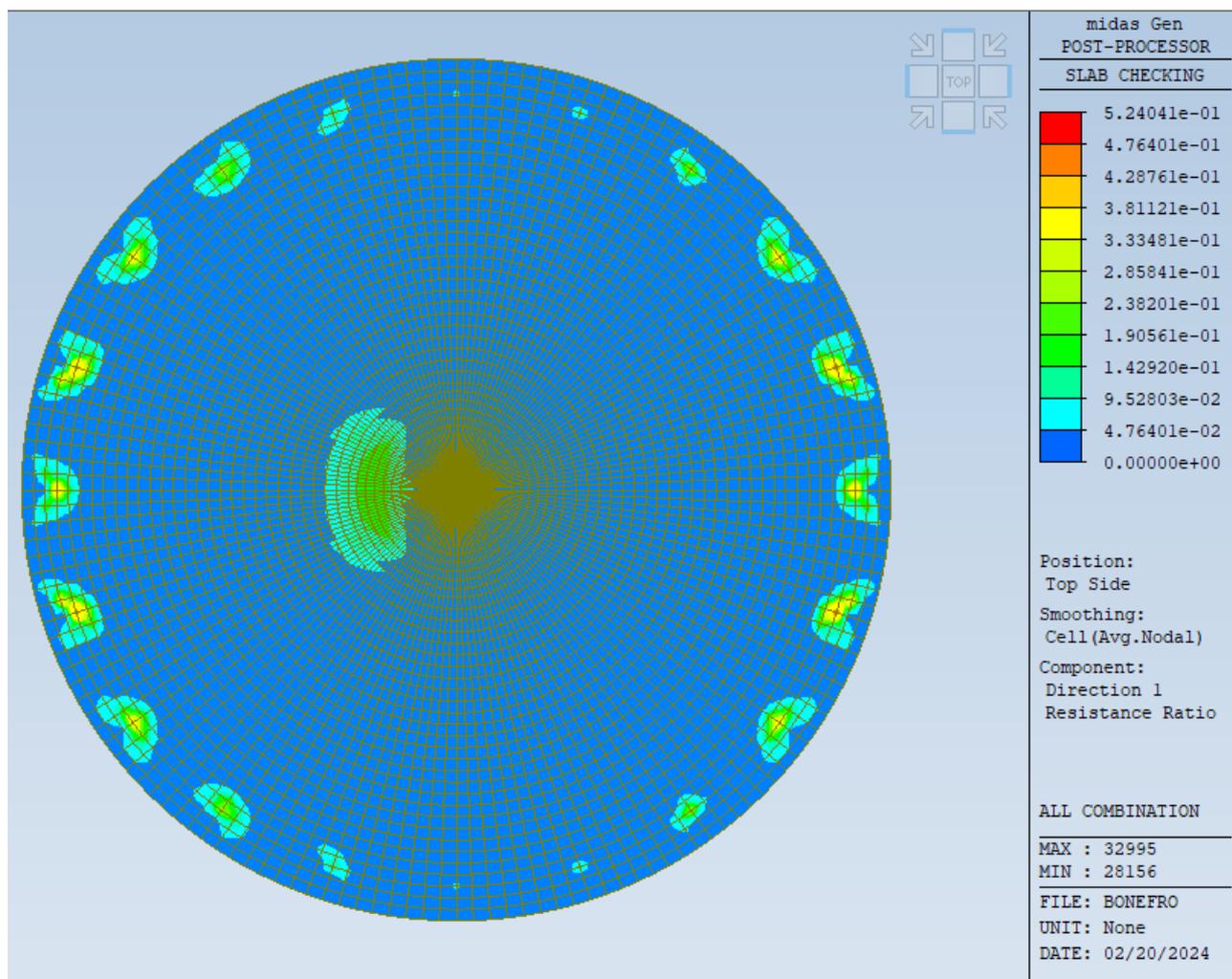


Figura 6-10: Coefficiente di sfruttamento top direzione y

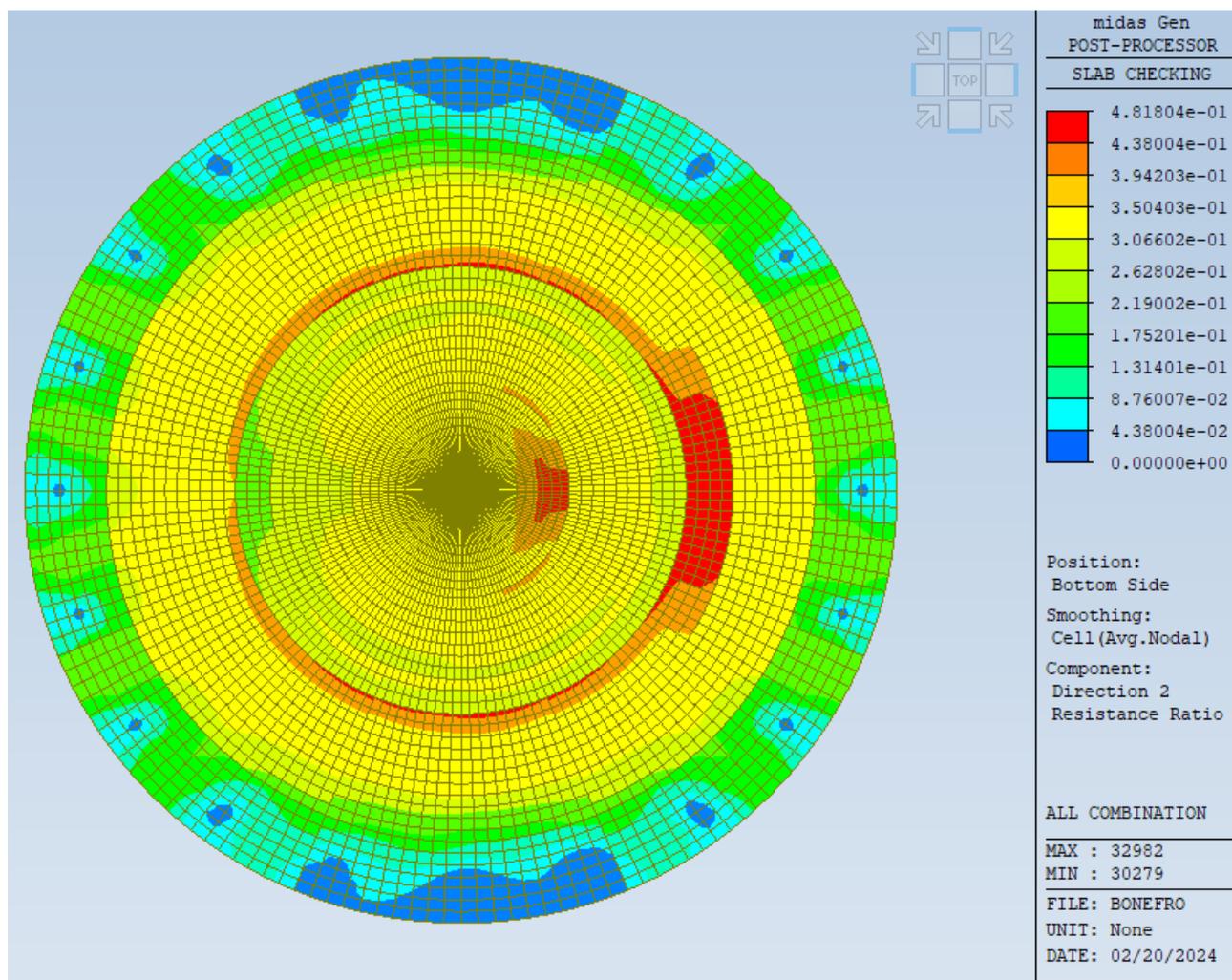


Figura 6-11: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione x

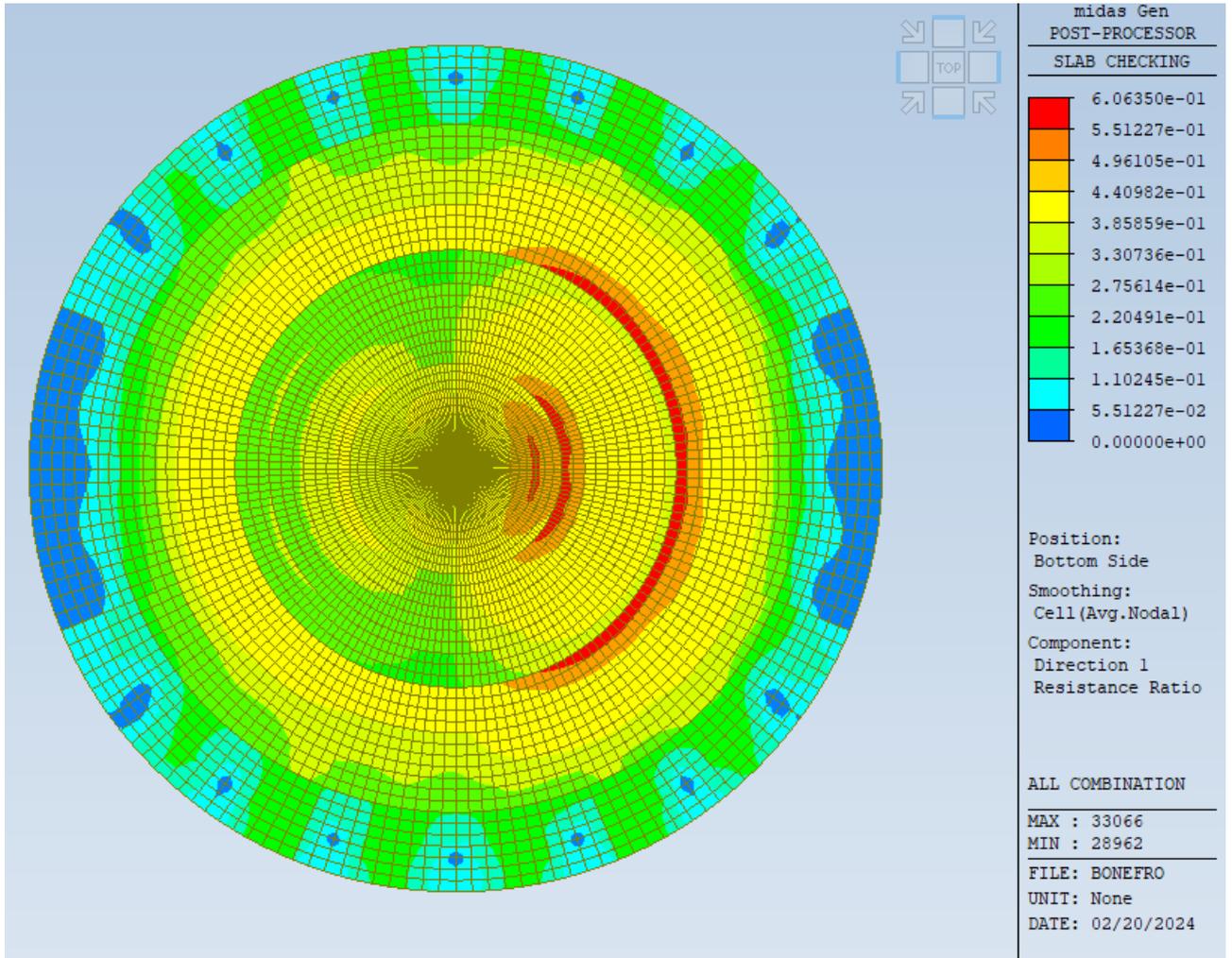


Figura 6-12: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione y

## 6.2 Platea - Verifica a taglio

Di seguito si riporta il diagramma delle sollecitazioni taglianti nella combinazione all'involuppo allo SLU e all'SLV.

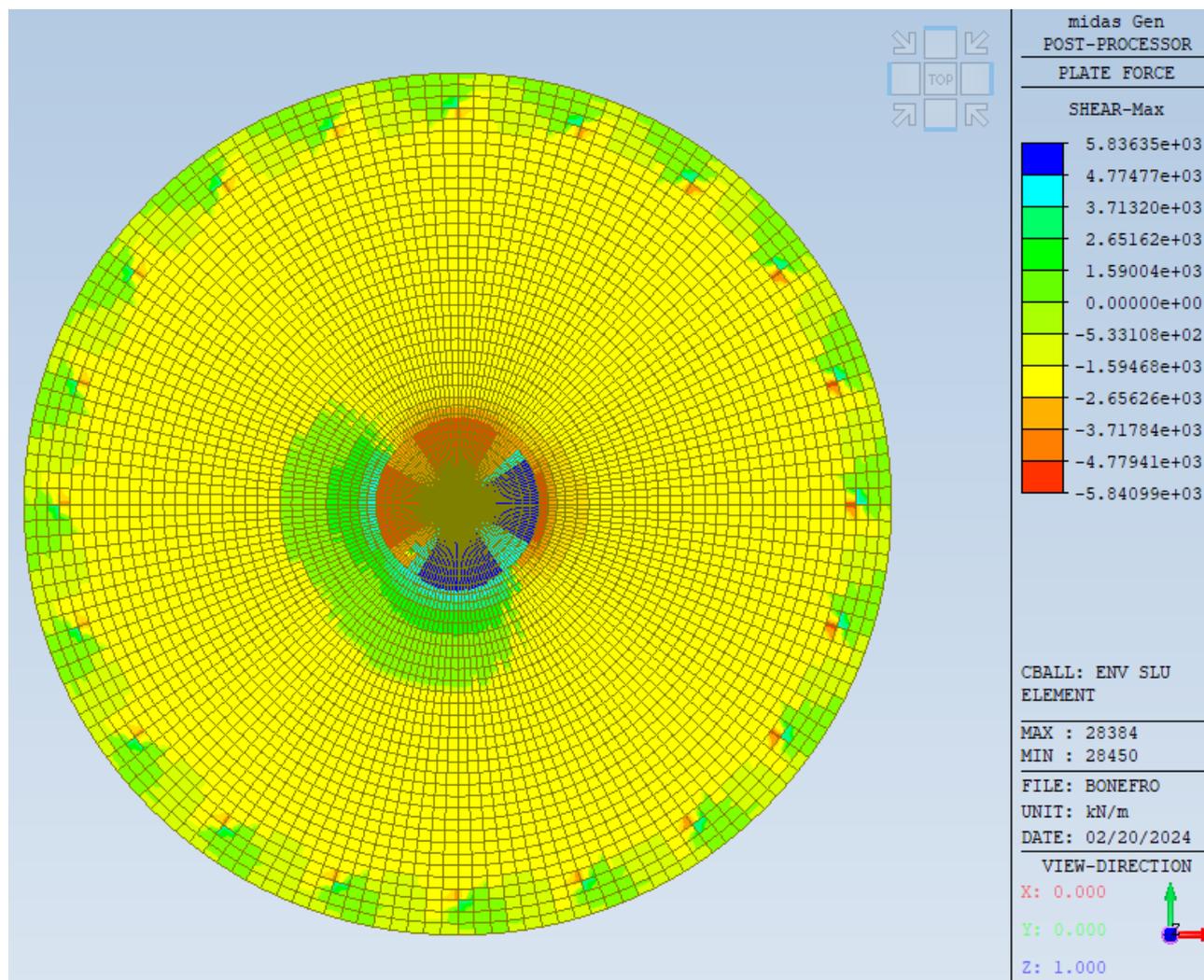


Figura 6-13: Taglio sollecitante

Nel seguito si procede a verificare le singole corone circolari partendo da quella più esterna.

CORONA H=2.06m

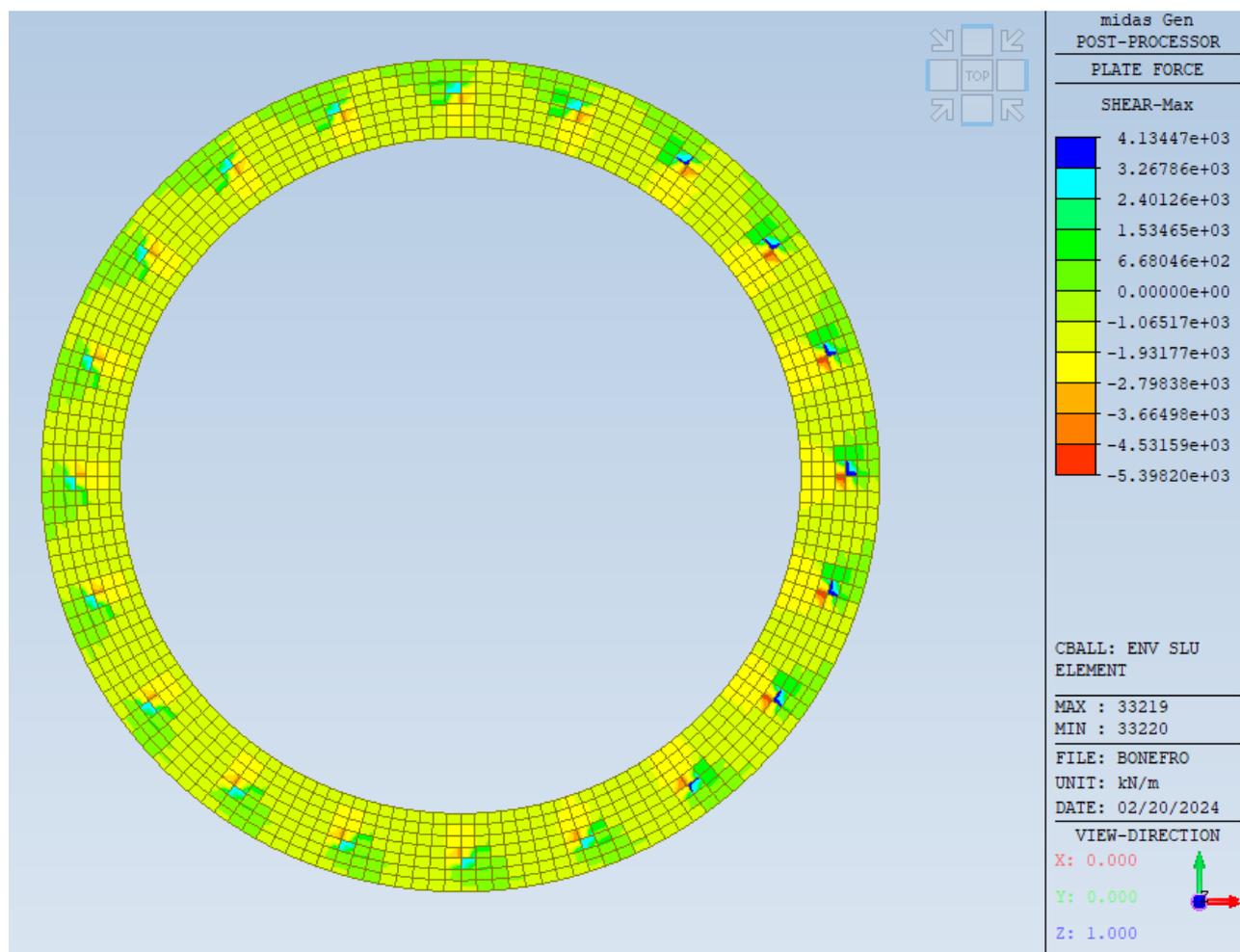


Figura 6-14: Taglio sollecitante corona h=2.06m

Il taglio resistente della corona senza armatura a taglio è il seguente.

<u>Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO</u>					
<u>Caratteristiche materiali dati</u>					
<u>calcestruzzo</u>			<u>acciaio</u>		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica		B450C Tensione di snervamento
fcmm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fyd	391.30 MPa
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice	fyd	391.30 MPa
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice	fbd	3.25 MPa
					resistenza aderenza acciaio-clt
<u>Caratteristiche sezioni</u>					
H=	2.06	m			
B=	1	m	$\alpha_c = 1$	4.70333	9.4067
d=	1.854	m	k=	1.328443	
Asw=	10.4562	cm <sup>2</sup> [Area staffe]	v <sub>min</sub> =	0.308782	Mpa
s=	0.37	m [passo staffe]	$\sigma_{op} = 0.000$	Mpa	N <sub>ed</sub> =
Asl=	70.7	cm <sup>2</sup>	pl	0.003813	
$\alpha$ =	90		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave		
$\theta$ =	22		inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave		
			$\theta = 20.05$		
<u>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</u>					
V <sub>Rd</sub> =	689	kN			

Figura 6-15: Taglio Resistente senza armatura a taglio

Nel seguito si riportano le zone di platea non verificate a taglio senza prevedere adeguate armature (zone non colorate).

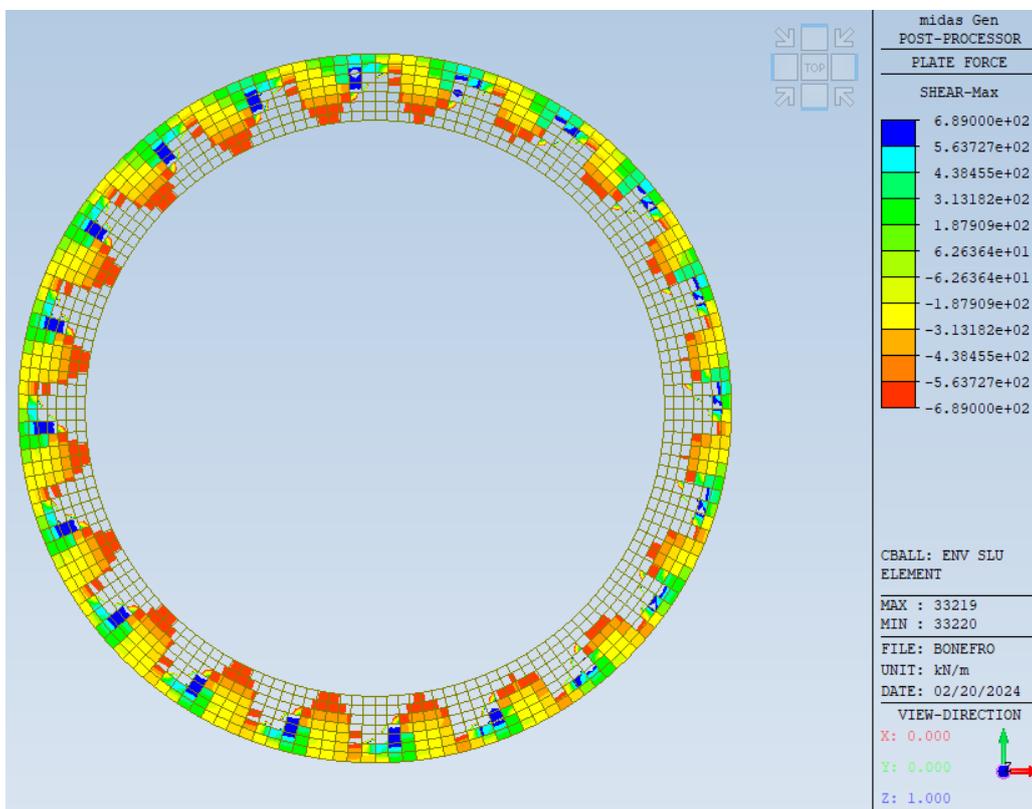


Figura 6-16: Zone non verificate a taglio corona h=2.06m

Si prevede armatura a taglio.

In particolare si prevedono cavallotti  $\varnothing 20$  disposti in maniera radiale intorno alle corone come da schema sottostante. Nel caso in analisi la maglia peggiore è  $0.30 \times 0.363$  cm.

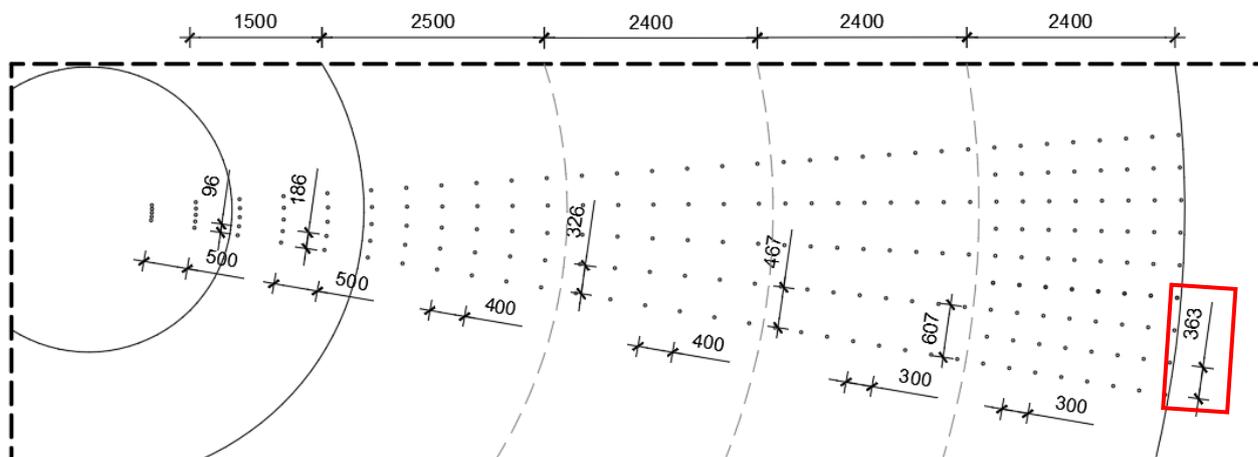


Figura 6-17: Passo cavallotti

Per la corona circolare più esterna si considera un passo delle armature (peggiore) pari a 0.37m.

Si ottiene il seguente taglio resistente.

<b>Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO</b>					
<b>Caratteristiche materiali dati</b>					
<b>calcestruzzo</b>			<b>acciaio</b>		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica	B450C	Tensione di snervamento
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fyd	3.25 MPa
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice		resistenza aderenza acciaio-clt
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
<b>Caratteristiche sezioni</b>					
H	2.06	m			
B	1	m	$\alpha_{cp} = 1$	4.70333	9.4067
d	1.854	m	k = 1.328443		
Asw	10.4562	cm <sup>2</sup> [Area staffe]	$v_{min} = 0.308782$	Mpa	
s	0.37	m [passo staffe]	$\sigma_{cp} = 0.000$	Mpa	N <sub>ed</sub> = 0 kN
Asl	70.7	cm <sup>2</sup>	$\rho_l = 0.003813$		
$\alpha$	90		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave		
$\theta$	22		inclinazione puntoni di clt rispetto l'asse della trave	$\theta = 20.05$	
<b>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</b>					
V <sub>Rd</sub>	689	kN			
<b>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</b>					
V <sub>Rd</sub>	4567	kN	Resistenza di calcolo a taglio-trazione		
V <sub>Rd</sub>	5452	kN	Resistenza di calcolo a taglio-compressione		
V <sub>Rd</sub>	4567	kN	Resistenza a taglio della trave		

Figura 6-18: Taglio Resistente con armatura a taglio

Mediante questi rinforzi, opportunamente previsti, è possibile soddisfare le verifiche a taglio della platea come riportato nell'immagine sottostante (le zone grigie non sono più presenti a parte piccole zone circoscritte comunque in corrispondenza dei pali).

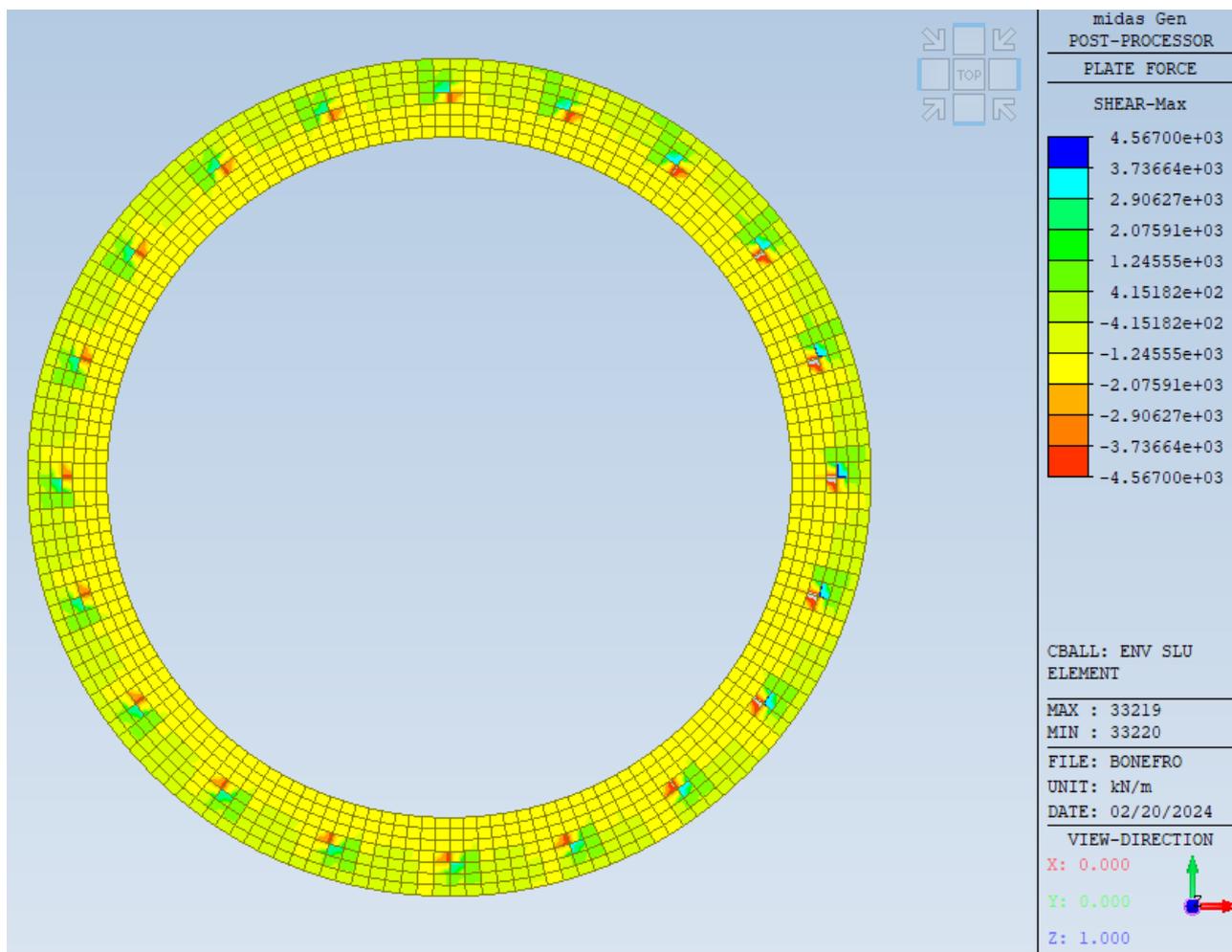


Figura 6-19: Verifica a taglio con armatura

CORONA H=2.56m

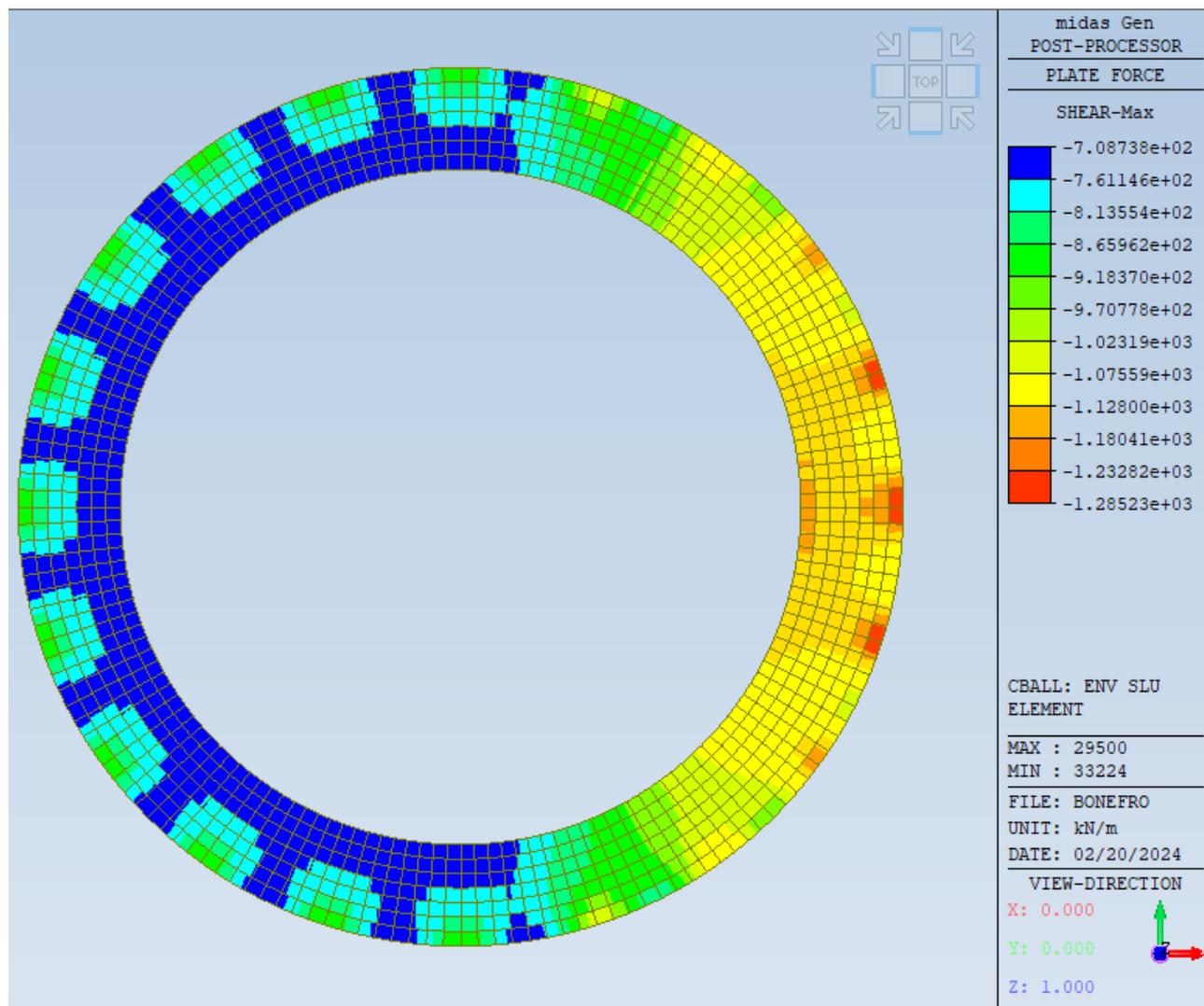


Figura 6-20: Taglio sollecitante corona h=2.56m

Il taglio resistente della corona senza armatura a taglio è il seguente.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO						
Caratteristiche materiali dati						
calcestruzzo			acciaio			
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	f <sub>yk</sub>	450 MPa	B450C Tensione di snervamento
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica			
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	f <sub>yd</sub>	391.30 MPa	resistenza di calcolo
E <sub>cm</sub>	33643	MPa	Modulo elastico medio			
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	f <sub>bd</sub>	3.25 MPa	resistenza aderenza acciaio-clt
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice			
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice			
Caratteristiche sezioni						
H	2.56	m				
B	1	m	α <sub>c</sub> = 1	4.70333	9.4067	
d	2.304	m	k = 1.294628			
A <sub>sw</sub>	10.4562	cm <sup>2</sup> [Area staffe]	v <sub>min</sub> = 0.297067	Mpa		
s	0.607	m [passo staffe]	σ <sub>sp</sub> = 0.000	Mpa	N <sub>ed</sub> = 0	kN
A <sub>sl</sub>	70.7	cm <sup>2</sup>	ρ <sub>l</sub> 0.003069			
α	90		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave			
θ	40		inclinazione puntoni di clt rispetto l'asse della trave	θ = 15.53		
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio						
V <sub>Rd</sub>	776	kN				

Figura 6-21: Taglio Resistente senza armatura a taglio

Nel seguito si riportano le zone di platea non verificate a taglio senza prevedere adeguate armature (zone colorate).

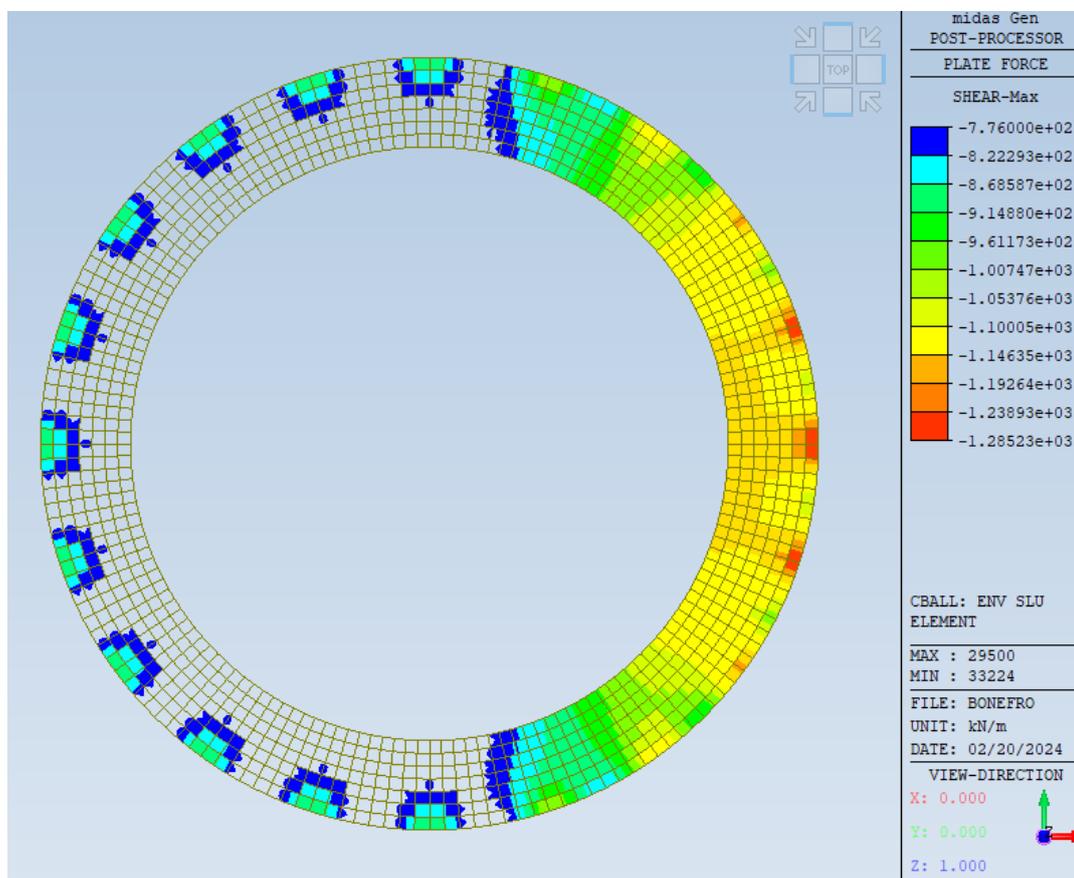


Figura 6-22: Zone non verificate a taglio corona h=2.56m

Si prevede armatura a taglio.

In particolare si prevedono cavallotti  $\varnothing 20$  disposti in maniera radiale intorno alle corone come da schema sottostante. Nel caso in analisi la maglia peggiore è  $0.30 \times 0.607$  cm.

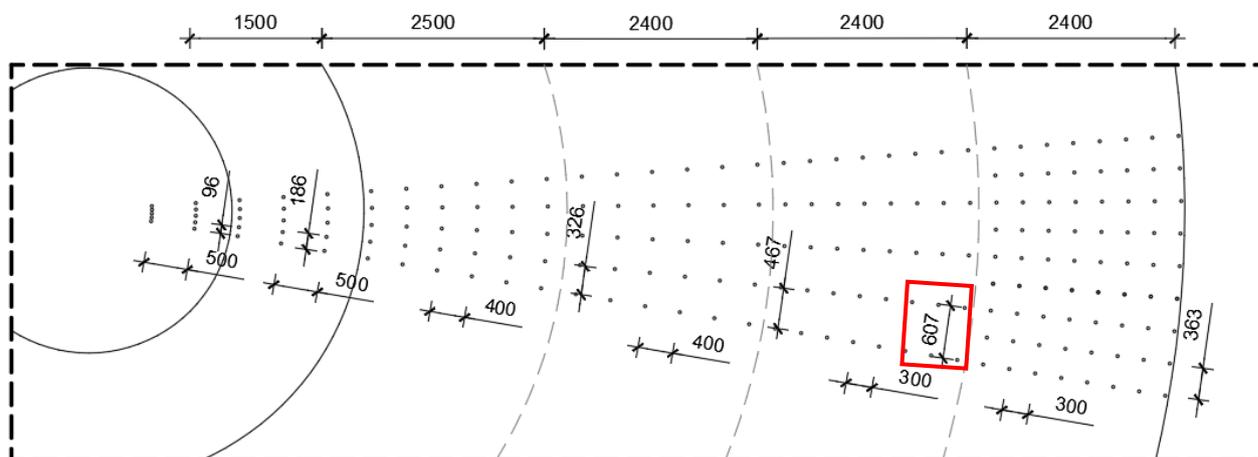


Figura 6-23: Passo cavallotti

Per la terza corona circolare si considera un passo delle armature (peggiore) pari a  $0.607$  m.

Si ottiene il seguente taglio resistente.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO					
<b>Caratteristiche materiali dati</b>					
<b>calcestruzzo</b>			<b>acciaio</b>		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica	B450C	Tensione di snervamento
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fibd	3.25 MPa
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice		resistenza aderenza acciaio-clc
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
<b>Caratteristiche sezioni</b>					
H=	2.56	m			
B=	1	m	$\alpha_c = 1$	4.70333	9.4067
d=	2.304	m	k= 1.294628		
Asw=	10.4562	cm <sup>2</sup> [Area staffe]	v <sub>min</sub> = 0.297067	Mpa	
s=	0.607	m [passo staffe]	$\sigma_{sp} = 0.000$	Mpa	N <sub>sd</sub> = 0 kN
Asl=	70.7	cm <sup>2</sup>	pl 0.003069		
$\alpha$ =	90		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave		
$\theta$ =	40		inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave	$\theta = 15.53$	
<b>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</b>					
V <sub>Rd</sub> =	776	kN			
<b>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</b>					
V <sub>Rd</sub> =	1666	kN	Resistenza di calcolo a taglio-trazione		
V <sub>Rod</sub> =	9605	kN	Resistenza di calcolo a taglio-compressione		
V <sub>Rd</sub> =	1666	kN	Resistenza a taglio della trave		

Figura 6-24: Taglio Resistente con armatura a taglio

Mediante questi rinforzi, opportunamente previsti, è possibile soddisfare le verifiche a taglio della platea in quanto il taglio resistente della platea è pari a 1666 kN/m mentre il massimo taglio sollecitante è pari a 1285 kN/m.

CORONA H=3.02m

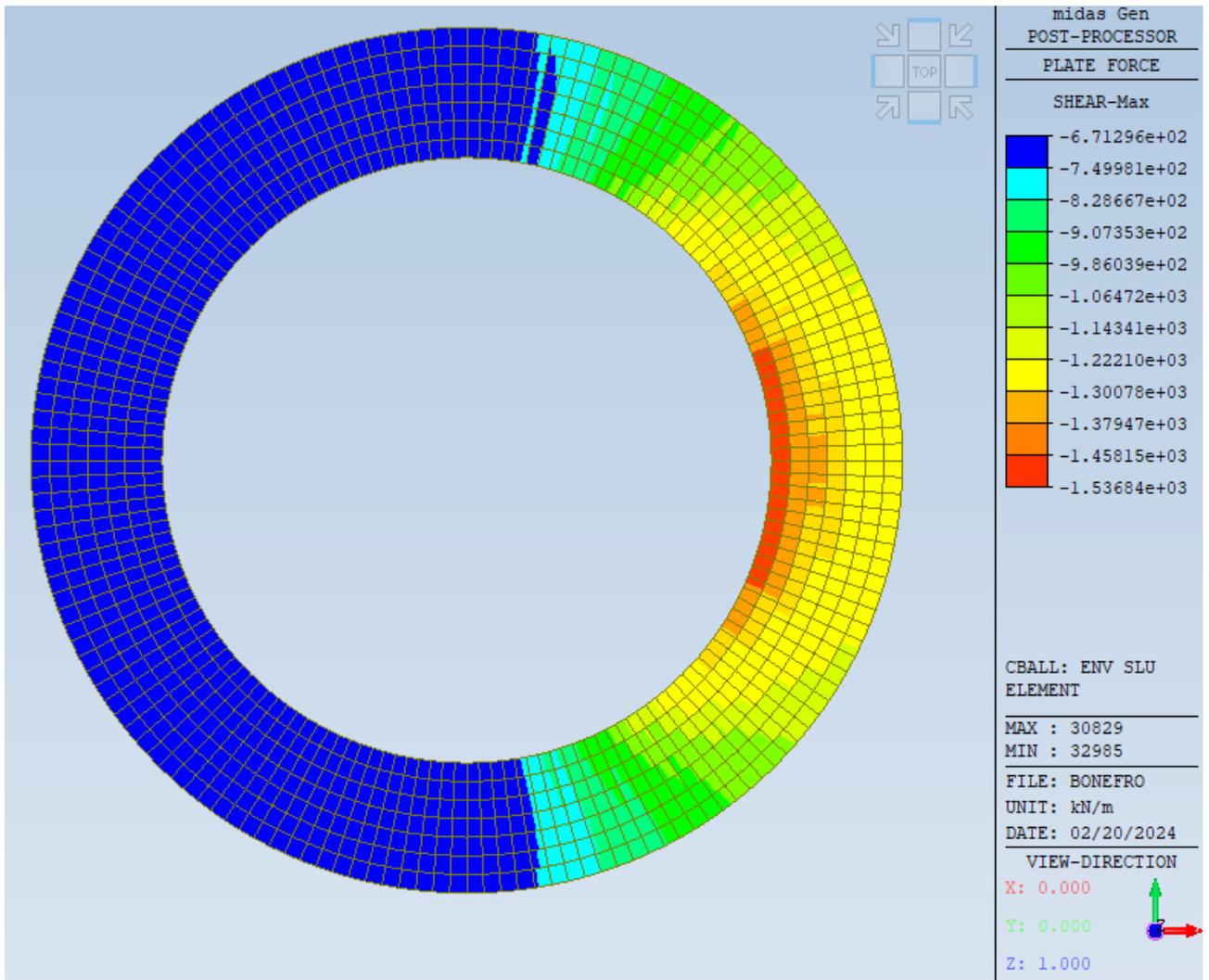


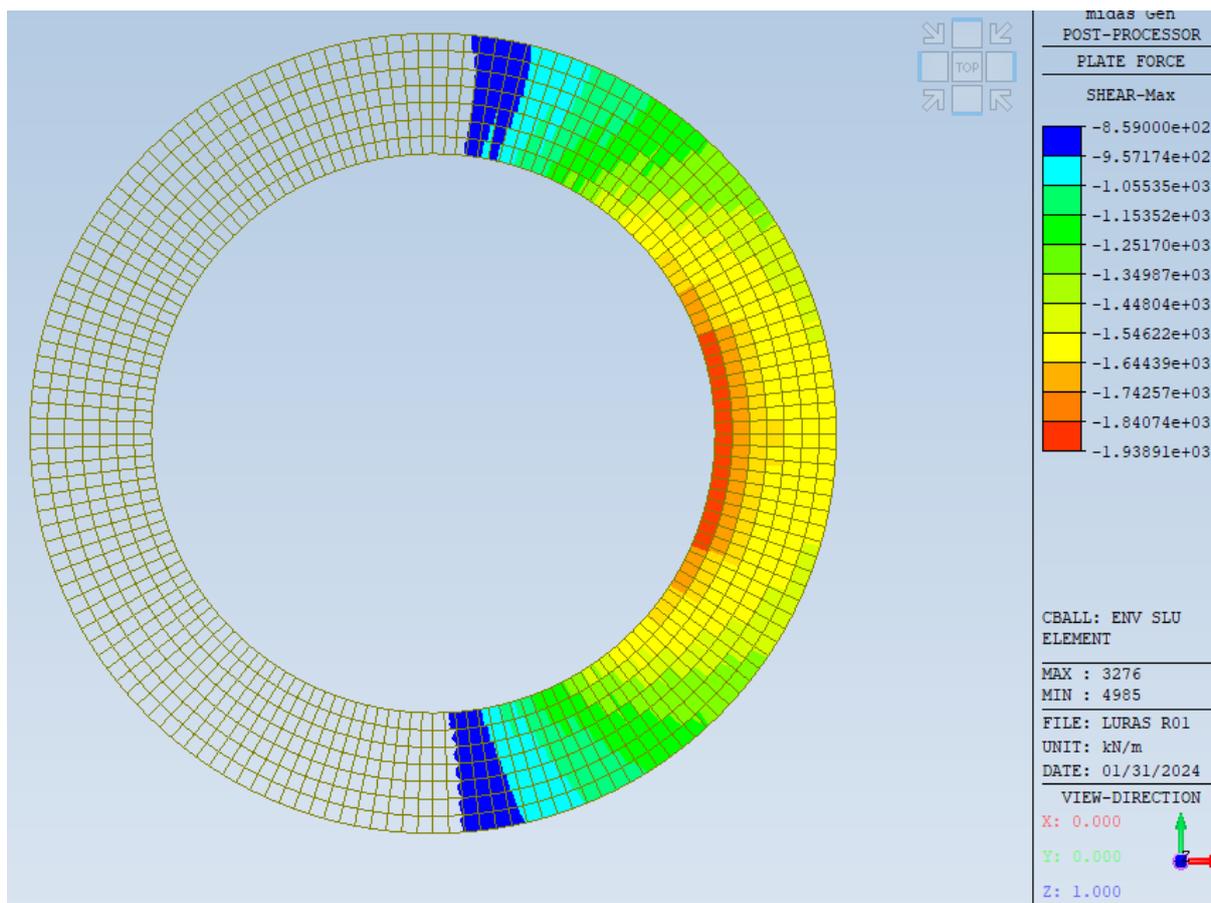
Figura 6-25: Taglio sollecitante corona h=3.02m

Il taglio resistente della corona senza armatura a taglio è il seguente.

<u>Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO</u>									
<u>Caratteristiche materiali dati</u>									
calcestruzzo					acciaio				
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450	MPa	B450C	Tensione di snervamento	
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica						
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30	MPa		resistenza di calcolo	
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio						
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fibd	3.25	MPa		resistenza aderenza acciaio-clt	
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice						
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice						
<u>Caratteristiche sezioni</u>									
H=	3.02	m							
B=	1	m		$\alpha_v = 1$	4.70333	9.4067			
d=	2.718	m		k=	1.271263				
Asw=	7.85	cm <sup>2</sup> [Area staffe]		$v_{min} = 0.289061$	Mpa				
s=	0.467	m [passo staffe]		$\sigma_{op} = 0.000$	Mpa	N <sub>ed</sub> =	0	kN	
Asl=	70.7	cm <sup>2</sup>		$\rho_l = 0.002601$					
$\alpha =$	90		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave						
$\theta =$	45		inclinazione puntoni di clt rispetto l'asse della trave			$\theta =$	15.33		
<u>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</u>									
V <sub>Rd</sub> =	851	kN							

Figura 6-26: Taglio Resistente senza armatura a taglio

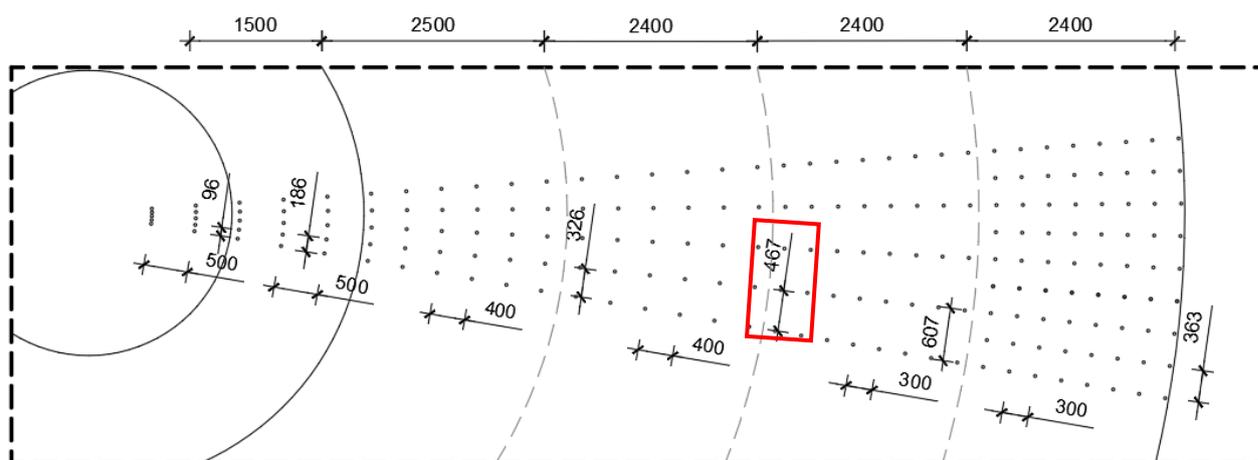
Nel seguito si riportano le zone di platea non verificate a taglio senza prevedere adeguate armature (zone colorate).



**Figura 6-27: Zone non verificate a taglio corona h=3.07m**

Si prevede armatura a taglio.

In particolare si prevedono cavallotti  $\varnothing 20$  disposti in maniera radiale intorno alle corone come da schema sottostante. Nel caso in analisi la maglia peggiore è 0.40x0.467 cm.



**Figura 6-28: Passo cavallotti**

Per la seconda corona circolare si considera un passo delle armature (peggiore) pari a 0.467m.

Si ottiene il seguente taglio resistente.

<b>Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO</b>									
<b>Caratteristiche materiali dati</b>									
<b>calcestruzzo</b>					<b>acciaio</b>				
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450	MPa	B450C	Tensione di snervamento	
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica						
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30	MPa		resistenza di calcolo	
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio						
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fbd	3.25	MPa		resistenza aderenza acciaio-clt	
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice						
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice						
<b>Caratteristiche sezioni</b>									
H=	3.02	m							
B=	1	m		$\alpha_c = 1$	4.70333	9.4067			
d=	2.718	m		k=	1.271263				
Asw=	7.85	cm <sup>2</sup> [Area staffe]		$v_{min} = 0.289061$	Mpa				
s=	0.467	m [passo staffe]		$\sigma_{op} = 0.000$	Mpa		N <sub>co</sub> =	0	kN
Asl=	70.7	cm <sup>2</sup>		pl	0.002601				
$\alpha = 90$	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave								
$\theta = 45$	inclinazione puntoni di clt rispetto l'asse della trave								
							$\theta = 15.33$		
<b>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</b>									
V <sub>Rd</sub> =	851	kN							
<b>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</b>									
V <sub>Rd</sub> =	1609	kN	Resistenza di calcolo a taglio-trazione						
V <sub>Rd</sub> =	11505	kN	Resistenza di calcolo a taglio-compressione						
V <sub>Rd</sub> =	1609	kN	Resistenza a taglio della trave						

**Figura 6-29: Taglio Resistente con armatura a taglio**

Mediante questi rinforzi, opportunamente previsti, è possibile soddisfare le verifiche a taglio della platea in quanto il taglio resistente della platea è pari a 1609 kN/m mentre il massimo taglio sollecitante è pari a 1536 kN/m.

CORONA H=3.50m

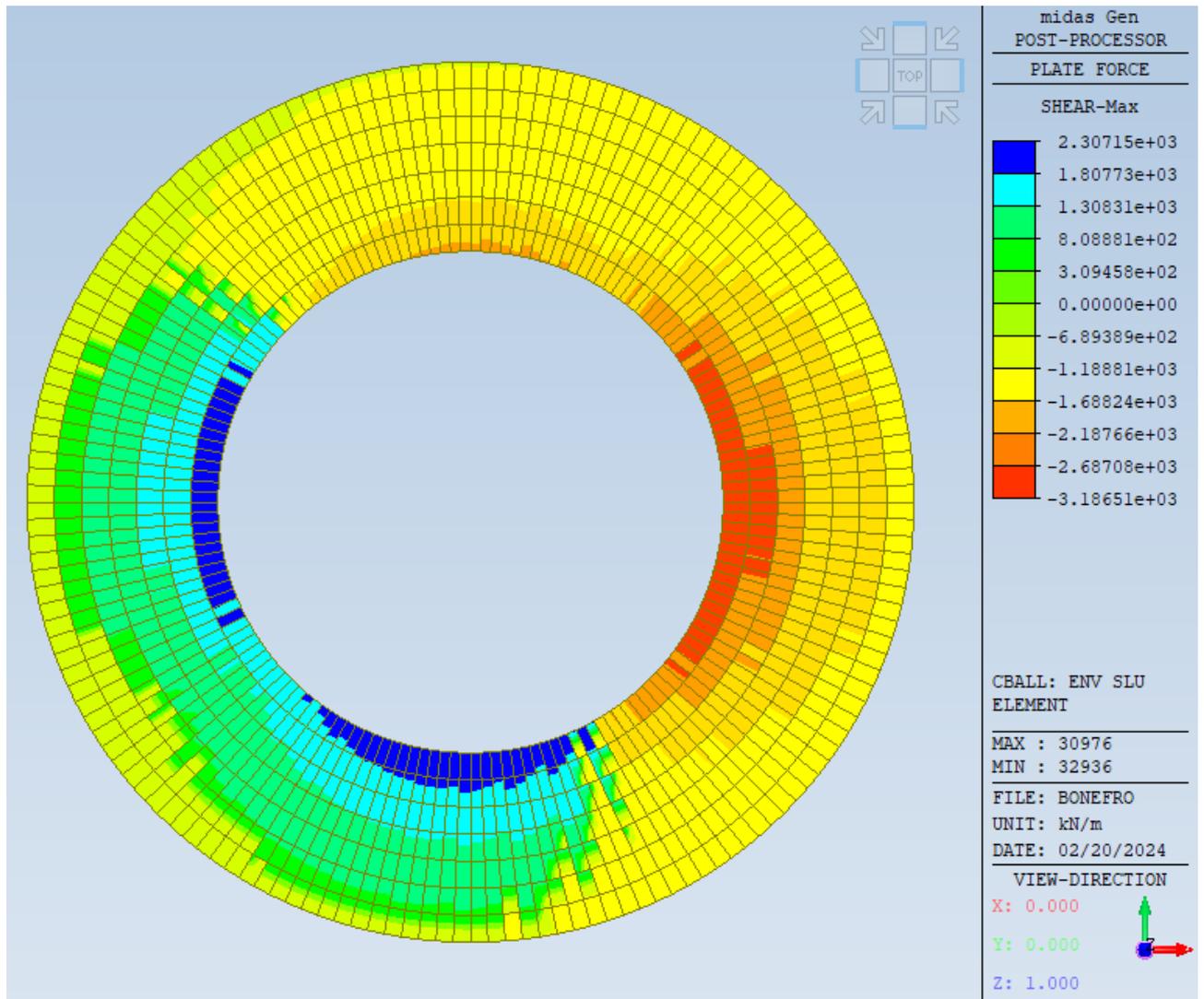


Figura 6-30: Taglio sollecitante corona h=3.50m



Si prevede armatura a taglio.

In particolare si prevedono cavallotti  $\varnothing 20$  disposti in maniera radiale intorno alle corone come da schema sottostante. Nel caso in analisi la maglia peggiore è  $0.40 \times 0.326$  cm.

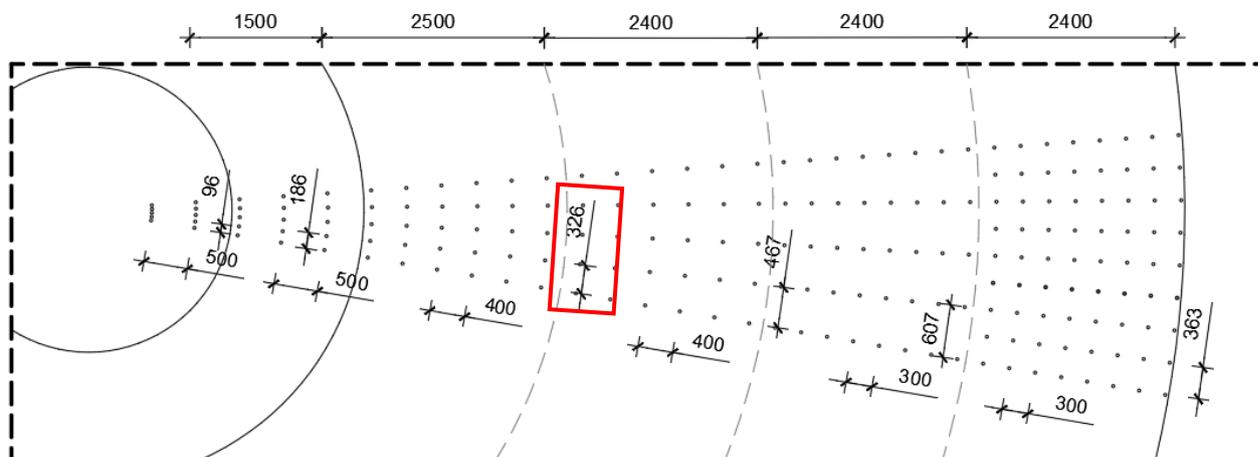


Figura 6-33: Passo cavallotti

Per la corona circolare più esterna si considera un passo delle armature (peggiore) pari a  $0.326$  m. Si ottiene il seguente taglio resistente.

<b>Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO</b>					
<b>Caratteristiche materiali dati</b>					
<b>calcestruzzo</b>			<b>acciaio</b>		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica		B450C Tensione di snervamento
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fyd	3.25 MPa
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice		resistenza aderenza acciaio-clt
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
<b>Caratteristiche sezioni</b>					
H	3.5	m			
B	1	m	$\alpha_c = 1$	4.70333	9.4067
d	3.15	m	k = 1.251976		
Asw	7.85	cm <sup>2</sup> [Area staffe]	$v_{min} = 0.282508$	Mpa	
s	0.326	m [passo staffe]	$\sigma_{op} = 0.000$	Mpa	N <sub>cs</sub> = 0 kN
Asl	70.7	cm <sup>2</sup>	pl 0.002244		
$\alpha$	90		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave		
$\theta$	39		inclinazione puntoni di clt rispetto l'asse della trave	$\theta = 18.45$	
<b>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</b>					
V <sub>Rd</sub>	924	kN			
<b>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</b>					
V <sub>Rsd</sub>	3299	kN	Resistenza di calcolo a taglio-trazione		
V <sub>Rod</sub>	13043	kN	Resistenza di calcolo a taglio-compresione		
V <sub>Rd</sub>	3299	kN	Resistenza a taglio della trave		

Figura 6-34: Taglio Resistente con armatura a taglio

Mediante questi rinforzi, opportunamente previsti, è possibile soddisfare le verifiche a taglio della platea in quanto il taglio resistente della platea è pari a 3299 kN/m mentre il massimo taglio sollecitante è pari a 3186 kN/m.

CORONA H=4.4m

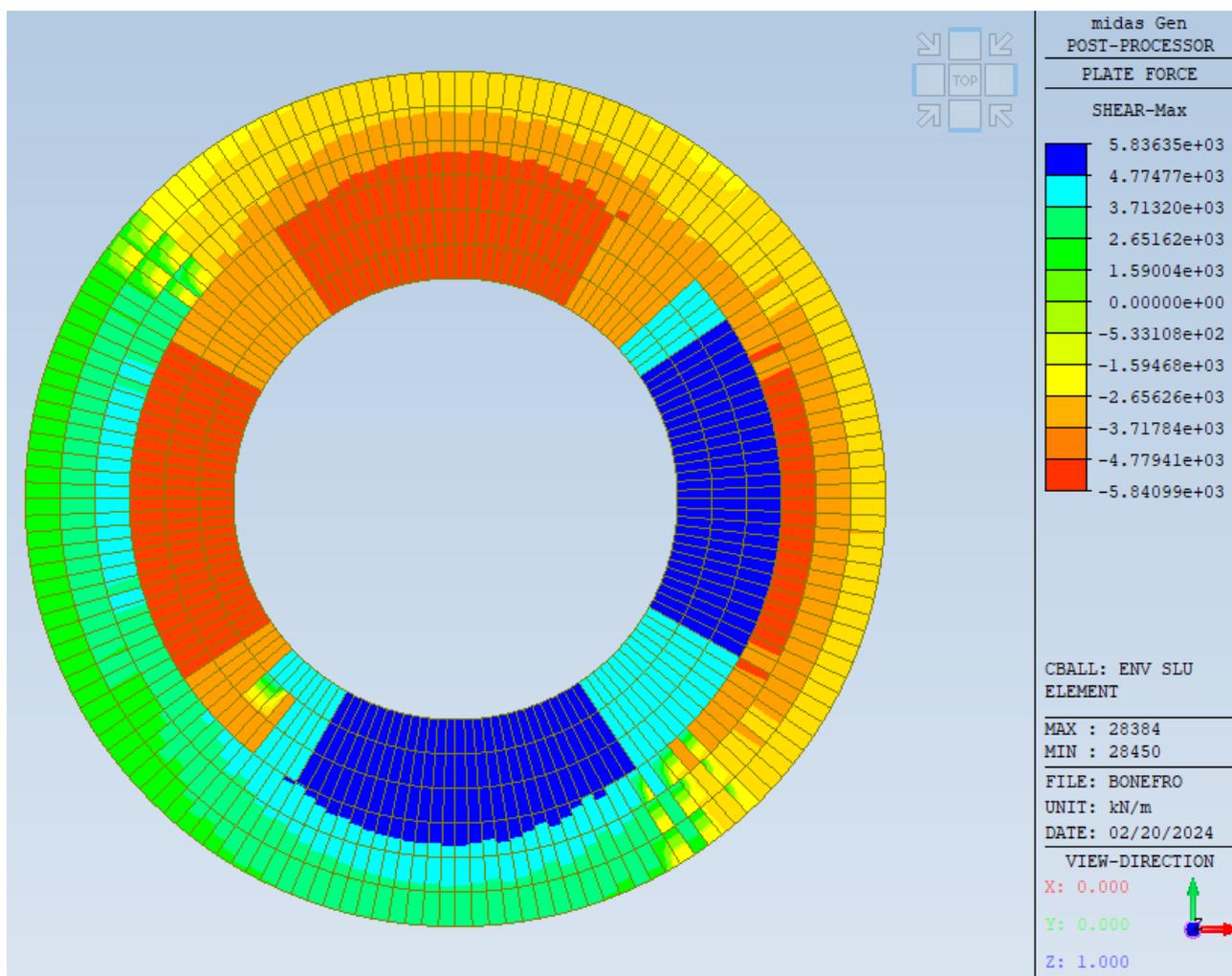


Figura 6-35: Taglio sollecitante corona h=4.4m

Il taglio resistente della corona senza armatura a taglio è il seguente.

<b>Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO</b>					
<b>Caratteristiche materiali dati</b>					
<b>calcestruzzo</b>			<b>acciaio</b>		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica		B450C Tensione di snervamento
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fibd	3.25 MPa
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice		resistenza aderenza acciaio-clc
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
<b>Caratteristiche sezioni</b>					
H=	4.4	m			
B=	1	m	$\alpha_g = 1$	4.70333	9.4067
d=	3.96	m	k=	1.224733	
Asw=	6.28	cm <sup>2</sup> [Area staffe]	$v_{min} = 0.273338$	Mpa	
s=	0.186	m [passo staffe]	$\sigma_{op} = 0.000$	Mpa	N <sub>ed</sub> = 0 kN
Asl=	70.7	cm <sup>2</sup>	pl	0.001785	
$\alpha = 90$	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave				
$\theta = 25$	inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave				
$\theta = 22.01$					
<b>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</b>					
V <sub>Rd</sub> =	1082	kN			

Figura 6-36: Taglio Resistente senza armatura a taglio

Nel seguito si riportano le zone di platea non verificate a taglio senza prevedere adeguate armature (zone non colorate).

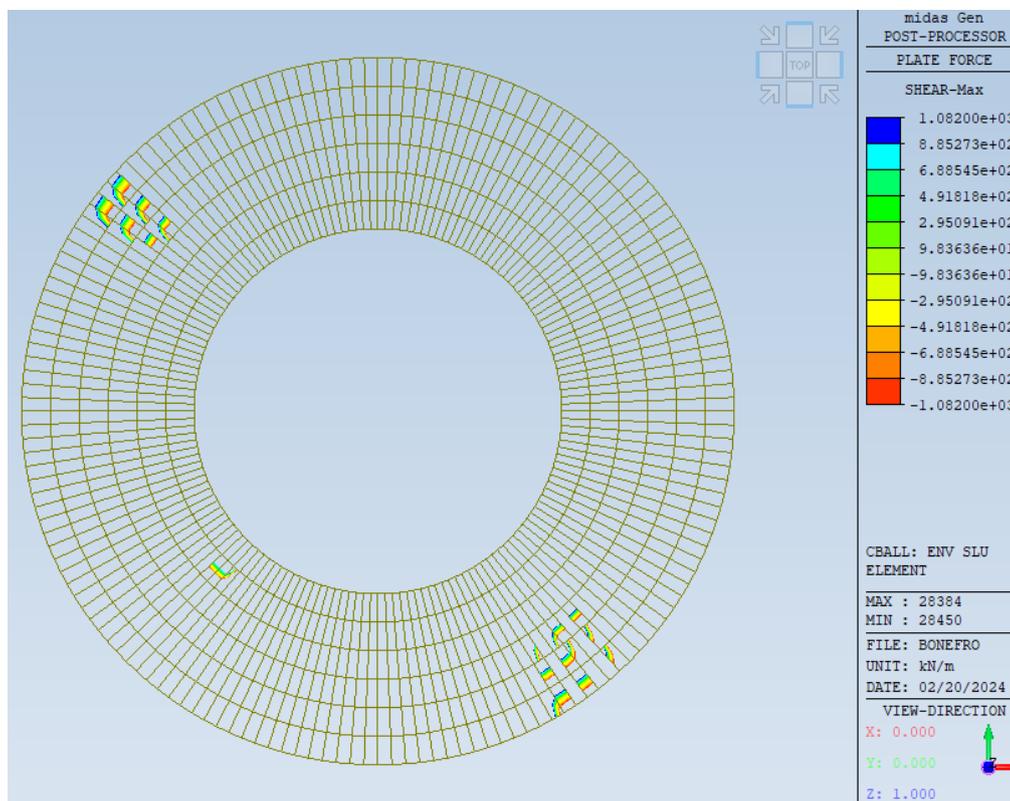


Figura 6-37: Zone non verificate a taglio corona h=4.4m

Si prevede armatura a taglio.

In particolare si prevedono cavallotti  $\varnothing 20$  disposti in maniera radiale intorno alle corone come da schema sottostante. Nel caso in analisi la maglia peggiore è  $0.50 \times 0.186$  cm.

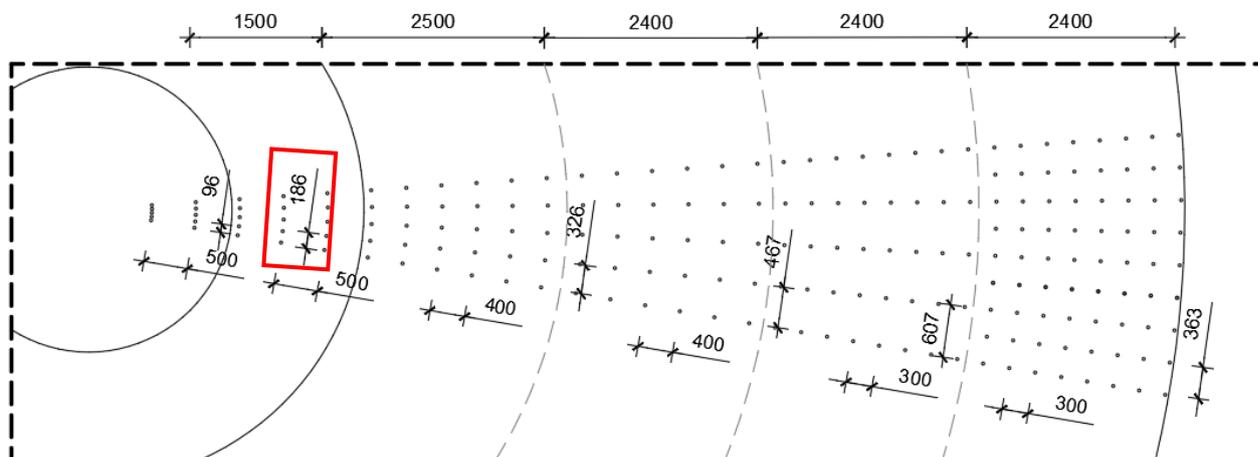


Figura 6-38: Passo cavallotti

Per la corona circolare si considera un passo delle armature (peggiore) pari a  $0.186$  m.

Si ottiene il seguente taglio resistente.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO					
<b>Caratteristiche materiali dati</b>					
<b>calcestruzzo</b>			<b>acciaio</b>		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica		B450C Tensione di snervamento
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fyd	3.25 MPa
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice		resistenza aderenza acciaio-clc
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
<b>Caratteristiche sezioni</b>					
H	4.4	m			
B	1	m	$\alpha_c = 1$	4.70333	9.4067
d	3.96	m	k = 1.224733		
Asw	6.28	cm <sup>2</sup> [Area staffe]	$v_{min} = 0.273338$	Mpa	
s	0.186	m [passo staffe]	$\sigma_{sp} = 0.000$	Mpa	N <sub>sp</sub> = 0 kN
Asl	70.7	cm <sup>2</sup>	$\rho_l = 0.001785$		
$\alpha$	90	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave			
$\theta$	25	inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave		$\theta = 22.01$	
<b>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</b>					
V <sub>Rd</sub>	1082	kN			
<b>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</b>					
V <sub>Rd</sub>	10098	kN	Resistenza di calcolo a taglio-trazione		
V <sub>Rd</sub>	12841	kN	Resistenza di calcolo a taglio-compressione		
V <sub>Rd</sub>	10098	kN	Resistenza a taglio della trave		

Figura 6-39: Taglio Resistente con armatura a taglio

Mediante questi rinforzi, opportunamente previsti, è possibile soddisfare le verifiche a taglio della platea in quanto il taglio resistente della platea è pari a  $10098$  kN/m mentre il massimo taglio sollecitante è pari a  $5840$  kN/m.

CORONA H=4.1m

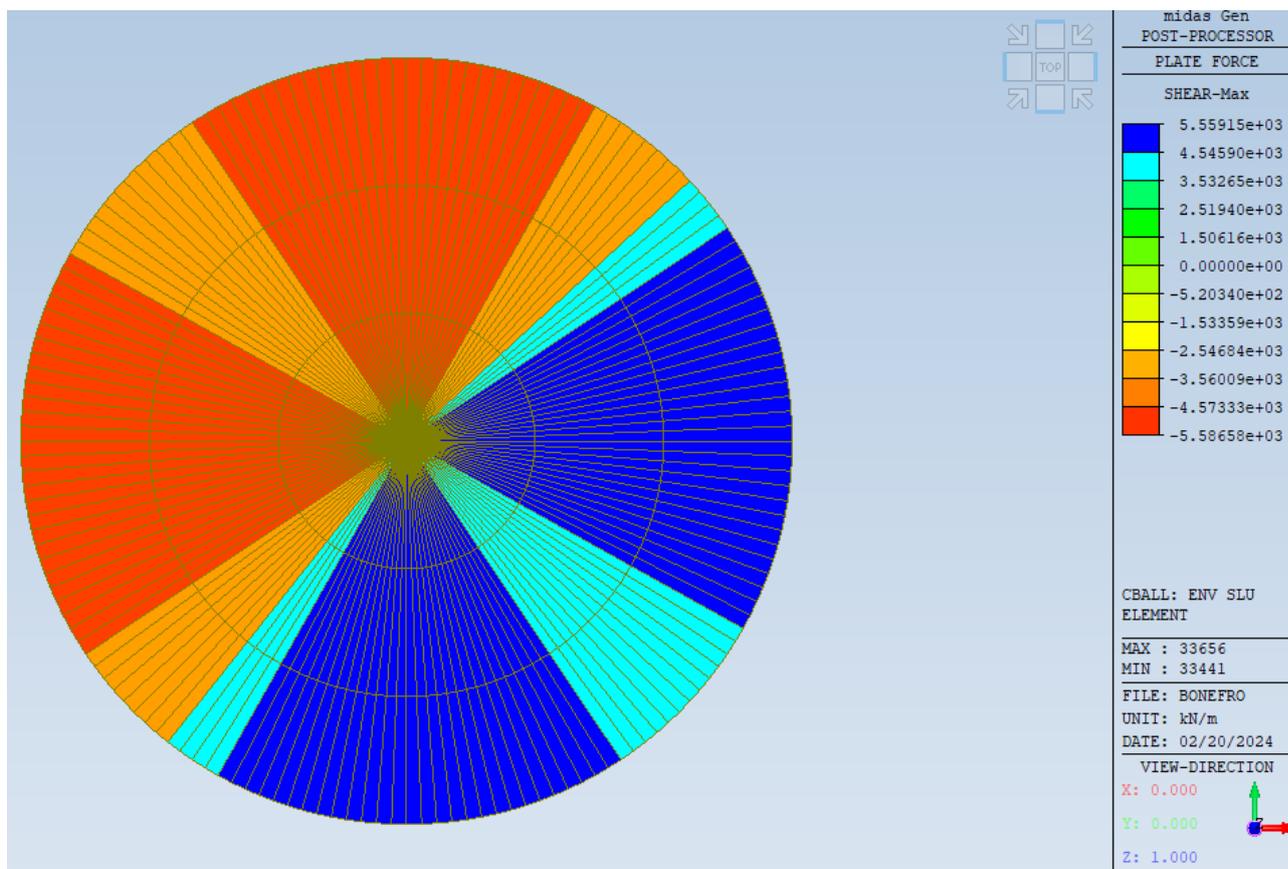


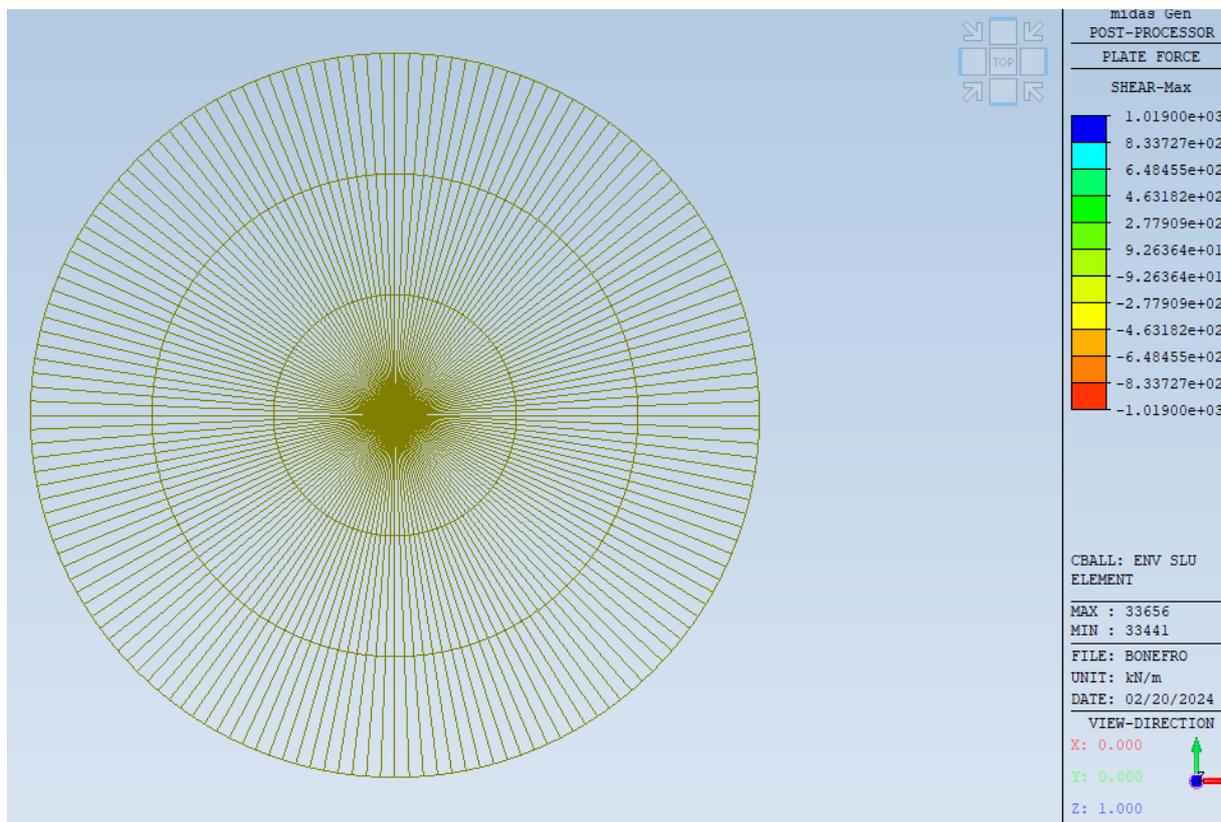
Figura 6-40: Taglio sollecitante corona h=4.1m

Il taglio resistente della corona senza armatura a taglio è il seguente

<u>Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO</u>					
<u>Caratteristiche materiali dati</u>					
<u>calcestruzzo</u>			<u>acciaio</u>		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica		B450C Tensione di snervamento
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fibd	3.25 MPa
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice		resistenza aderenza acciaio-clt
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
<u>Caratteristiche sezioni</u>					
H	4.1	m			
B	1	m	$\alpha_p = 1$	4.70333	9.4067
d	3.69	m	k = 1.23281		
Asw	6.28	cm <sup>2</sup> [Area staffe]	$v_{min} = 0.276046$	Mpa	
s	0.096	m [passo staffe]	$\sigma_{op} = 0.000$	Mpa	N <sub>ed</sub> = 0 kN
Asl	70.7	cm <sup>2</sup>	pl 0.001916		
$\alpha$	90		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave		
$\theta$	45		inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave	$\theta = 31.44$	
<u>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</u>					
V <sub>Rd</sub>	1019	kN			

Figura 6-41: Taglio Resistente senza armatura a taglio

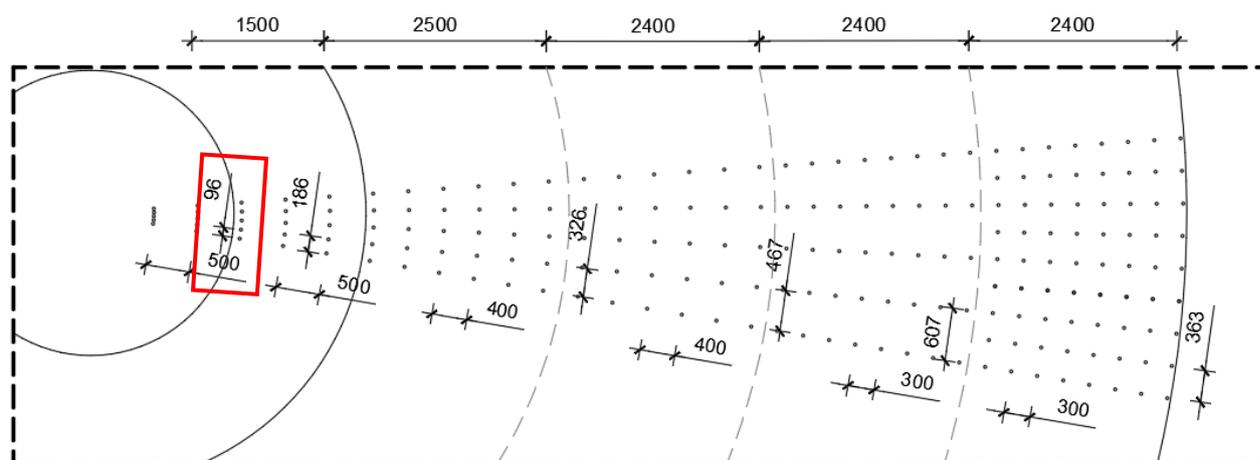
Nel seguito si riportano le zone di platea non verificate a taglio senza prevedere adeguate armature (zone non colorate).



**Figura 6-42: Zone non verificate a taglio corona h=4.1m**

Si prevede armatura a taglio.

In particolare si prevedono cavallotti  $\varnothing 20$  disposti in maniera radiale intorno alle corone come da schema sottostante. Nel caso in analisi la maglia peggiore è  $0.50 \times 0.096$  cm.



**Figura 6-43: Passo cavallotti**

Per la corona circolare si considera un passo delle armature (peggiore) pari a  $0.096$ m.

Si ottiene il seguente taglio resistente.

<u>Caratteristiche materiali dati</u>									
<b>calcestruzzo</b>					<b>acciaio</b>				
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450	MPa	B450C	Tensione di snervamento	
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica						
fcmm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30	MPa		resistenza di calcolo	
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio						
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fyd	3.25	MPa		resistenza aderenza acciaio-clc	
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice						
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice						
<u>Caratteristiche sezioni</u>									
H=	4.1	m							
B=	1	m		$\alpha_s = 1$	4.70333	9.4067			
d=	3.69	m		k=	1.23281				
Asw=	6.28	cm <sup>2</sup> [Area staffe]		$v_{min} = 0.276046$	Mpa				
s=	0.096	m [passo staffe]		$\sigma_{sp} = 0.000$	Mpa		N <sub>sd</sub> =	0	kN
Asl=	70.7	cm <sup>2</sup>		pl	0.001916				
$\alpha = 90$			inclinazione staffe rispetto l'asse della trave						
$\theta = 45$			inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave				$\theta =$	31.44	
<u>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</u>									
V <sub>Rd</sub> =	1019	kN							
<u>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</u>									
V <sub>Rd</sub> =	8501	kN	Resistenza di calcolo a taglio-trazione						
V <sub>Rd</sub> =	15620	kN	Resistenza di calcolo a taglio-compressione						
V <sub>Rd</sub> =	8501	kN	Resistenza a taglio della trave						

Figura 6-44: Taglio Resistente con armatura a taglio

Mediante questi rinforzi, opportunamente previsti, è possibile soddisfare le verifiche a taglio della platea in quanto il taglio resistente della platea è pari a 8501 kN/m mentre il massimo taglio sollecitante è pari a 5591 kN/m.

### 6.3 Platea - Verifica a punzonamento

La verifica a punzonamento è condotta in accordo con il paragrafo 6.4 dell'Eurocodice 2.

Si ricava dal modello di calcolo la massima compressione in sommità al palo pari a 4625 kN.

Di seguito si riporta la verifica effettuata.

<b>Verifica allo stato limite per sollecitazione di PUNZONAMENTO</b>						
<b>dati [Kg] [cm]</b>						
<b>Caratteristiche materiali dati in [Mpa] [cm]</b>						
<b>calcestruzzo</b>			<b>acciaio</b>			
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450	MPa B450C Tensione di snervamento
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica			
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30	MPa resistenza di calcolo
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio			
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fyd	3.25	MPa resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice			
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice			
<b>Caratteristiche sezioni [cm]</b>						
tipo pilastro	4	(1= pilastro interno; 2= pilastro di bordo; 3=pilastro d'angolo;4=pilasteo d'angolo non su bordo)				
	0	pilastro rettangolare				
c2=	114	cm	lato pilastro (parallelo al bordo se pilastro di bordo)			
c1=	114	cm	lato pilastro (perpendicolare al bordo se pilastro di bordo)			
u <sub>g</sub> =	377	cm	(perimetro pilastro)			
u <sub>1</sub> '=	1469	cm	(perimetro verifica di base distante 2d dalla faccia pilastro - per casi particolari vedi EC2 pag.85-89)			
d=	200	cm	altezza utile soletta			
a <sub>1</sub> =	400	cm	distanza da bordo pilastro a perimetro di verifica u <sub>1</sub>			
a=		cm	distanza da bordo pilastro a perimetro di verifica considerato diverso da u <sub>1</sub>			
u=	1045.31853	cm	(perimetro verifica di base distante a dalla faccia pilastro)			
k=	1.31622777					
v <sub>min</sub> =	0.30	MPa				
σ <sub>cp</sub> =	0	MPa	(compressione media nelle due direzioni dovuta a sforzo assiale - vedi pag. 93 EC2)			
Aslx=	928.998	cm <sup>2</sup>	Ax= 262800	cm <sup>2</sup>	(armatura tesa in dir x compresa nell'area Ax corrisp.alla largh. pil. + 3d per lato)	
Asly=	928.998	cm <sup>2</sup>	Ay= 262800	cm <sup>2</sup>	(armatura tesa in dir y compresa nell'area Ay corrisp.alla largh. pil. + 3d per lato)	
ρ <sub>lx</sub> =	0.003535					
ρ <sub>ly</sub> =	0.003535					
ρ=	0.003535					
<b>Azione di punzonamento</b>						
V <sub>ed (a 2d)</sub> =	4625	kN	V <sub>ed (a d)</sub> =		kN	
<b>Verifica senza armature resistenti al taglio</b>						
β =	1.4	(valore da calcolare in base all'EU2 pag.90, valori raccomandati: 1.15 pil interno; 1.4 pil bordo; 1.5 pil spigolo)				
-Verifica a filo pilastro						
V <sub>Ed</sub> =	0.86	MPa				
V <sub>Rd,max</sub> =	4.89	MPa	(massimo taglio resistente)	OK		
-Verifica al perimetro di verifica di base (u <sub>1</sub> )						
V <sub>Ed</sub> =	0.2204	MPa				
V <sub>Rd,c</sub> =	0.36	MPa	(taglio resistente lungo il perimetro di verifica)	min 0.30	OK	
Fs	1.62867144	cs	0.6139974			

Figura 6-45: Verifica a punzonamento platea

Si deduce dai calcoli che non è necessaria armatura a punzonamento.

## 6.4 Platea - Verifiche tensionali in esercizio

Di seguito si riportano le verifiche alle tensioni ammissibili effettuate nella combinazione caratteristica imponendo  $\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$  e  $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$ .

Si ottiene:

- $\sigma_s = 0.8 \cdot 4500 = 3600 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_c = 0.6 \cdot 332 = 199.2 \text{ kg/cm}^2$  per il calcestruzzo C32/40

### 6.4.1 Combinazione caratteristica

Si riportano di seguito i diagrammi delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio della platea per la parte superiore e inferiore della stessa.

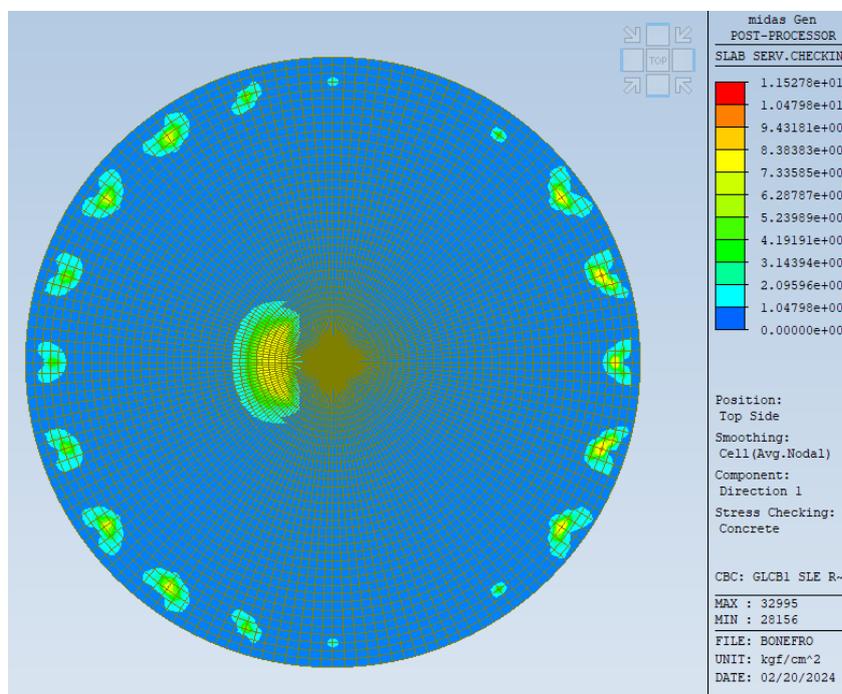


Figura 6-46: Tensione superiore nel calcestruzzo – direzione y

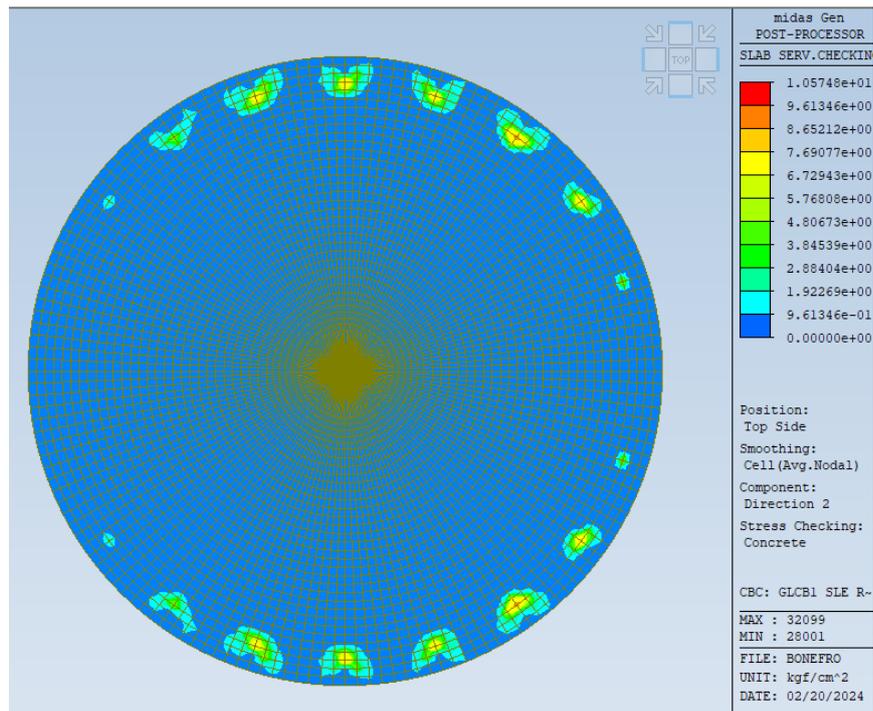


Figura 6-47: Tensione superiore nel calcestruzzo – direzione x

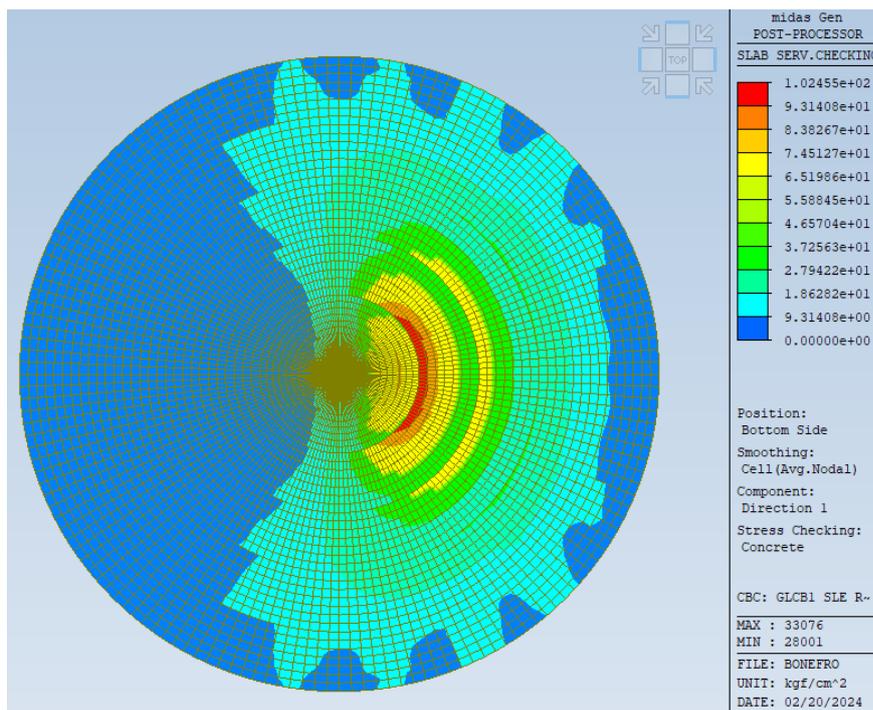
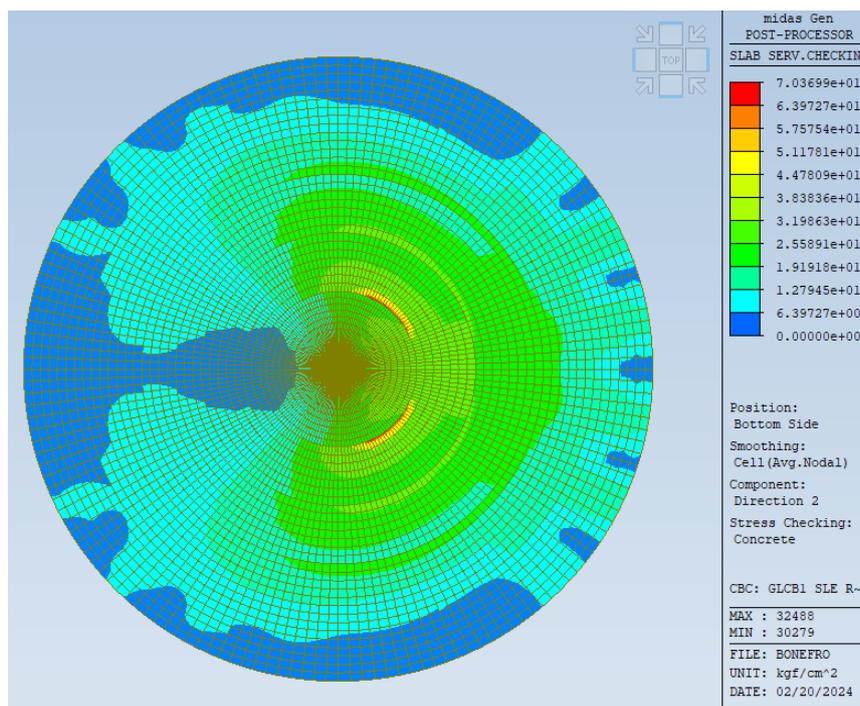
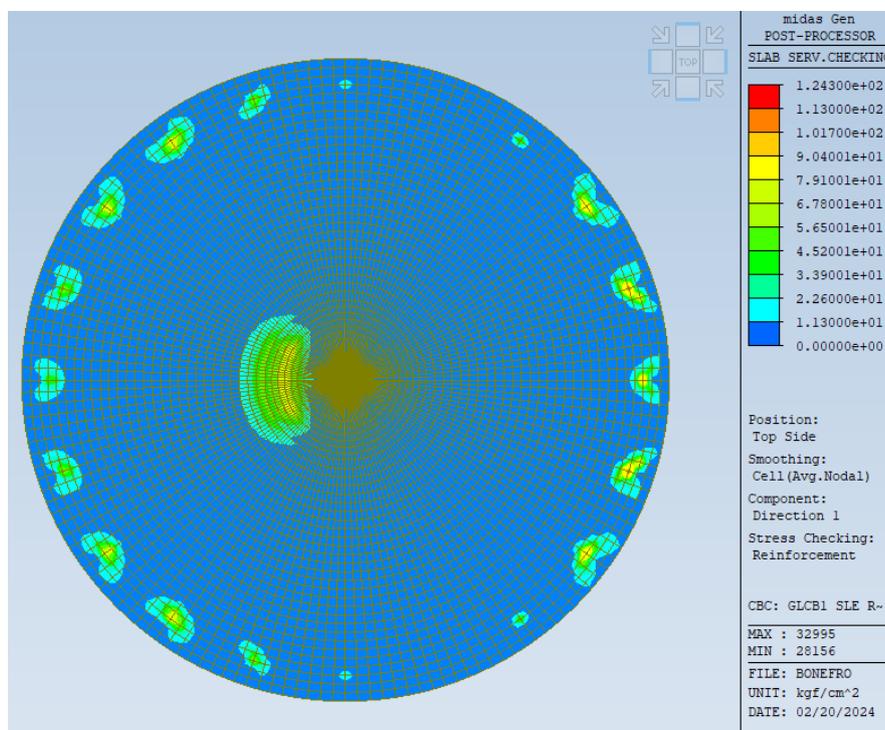


Figura 6-48: Tensione inferiore nel calcestruzzo – direzione y

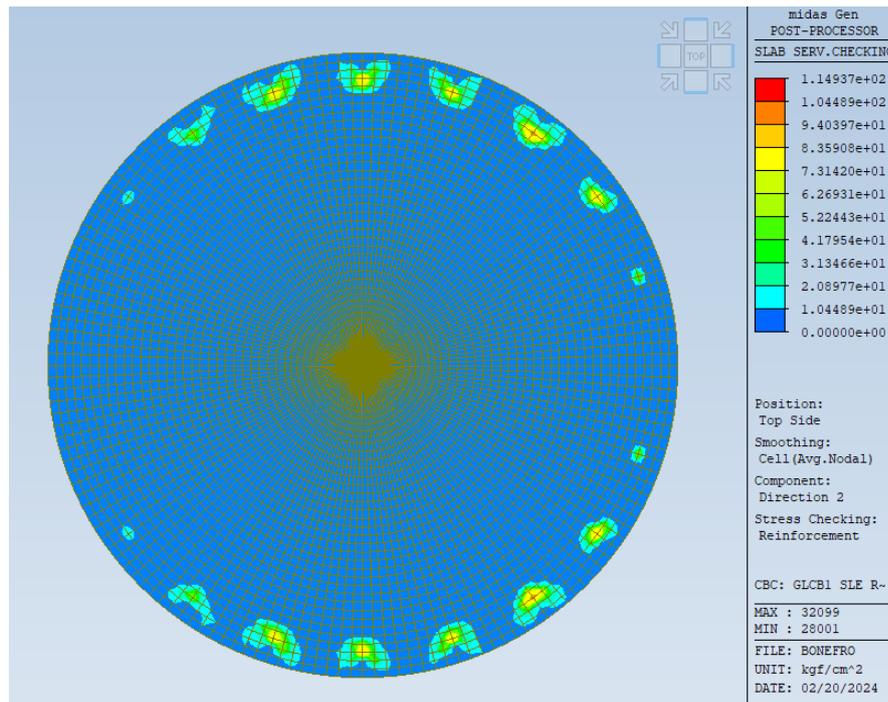


**Figura 6-49: Tensione inferiore nel calcestruzzo – direzione x**

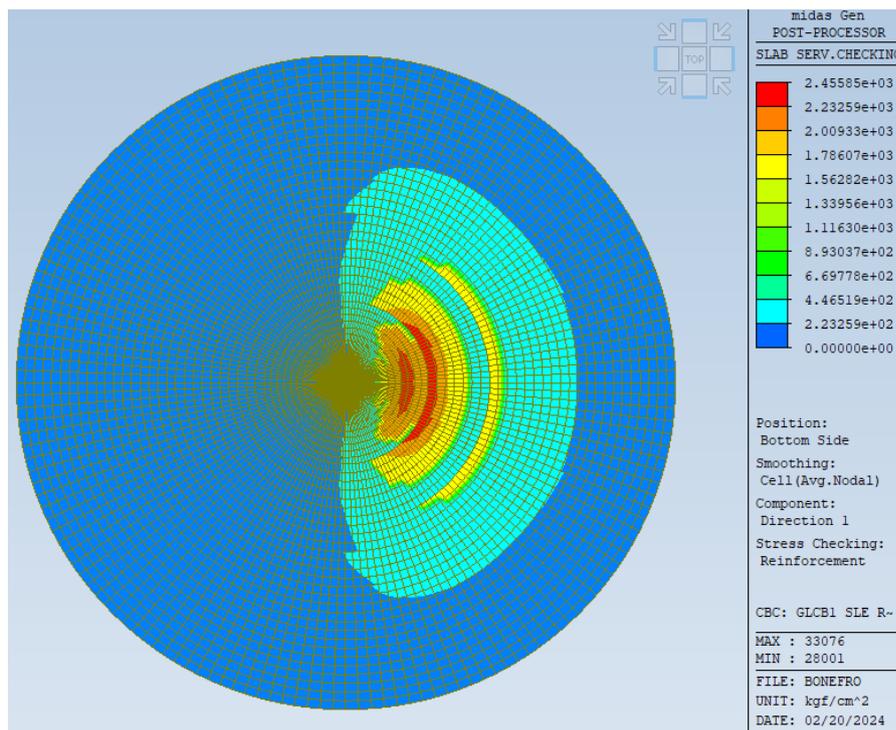
Il valore massimo della tensione nel calcestruzzo è pari a 102 kg/cm<sup>2</sup>. Pertanto la verifica risulta soddisfatta.



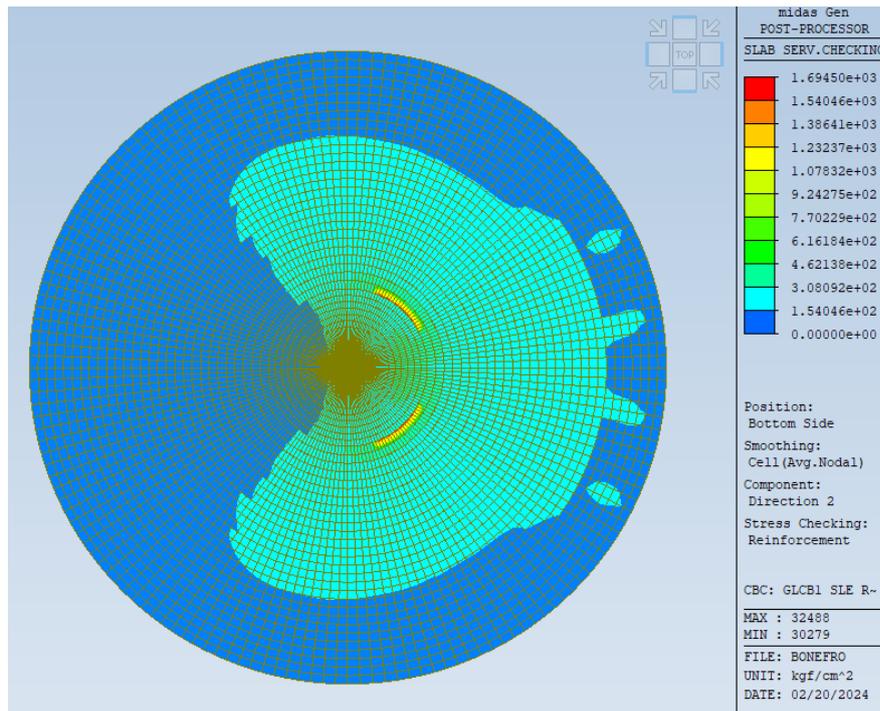
**Figura 6-50: Tensione superiore nell'acciaio – direzione y**



**Figura 6-51: Tensione superiore nell'acciaio – direzione x**



**Figura 6-52: Tensione inferiore nell'acciaio – direzione y**



**Figura 6-53: Tensione inferiore nell'acciaio – direzione x**

Il valore massimo della tensione nell'acciaio è pari a 2455 kg/cm<sup>2</sup>. Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

## 6.5 Pali - Verifica a flessione e taglio

Le verifiche di resistenza dei pali sono condotte agli stati limite.

I pali sono armati tramite 16 $\varnothing$ 30 verticali e staffe a spirale  $\varnothing$ 10/200.

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni secondo le combinazioni SLU ed SLV.

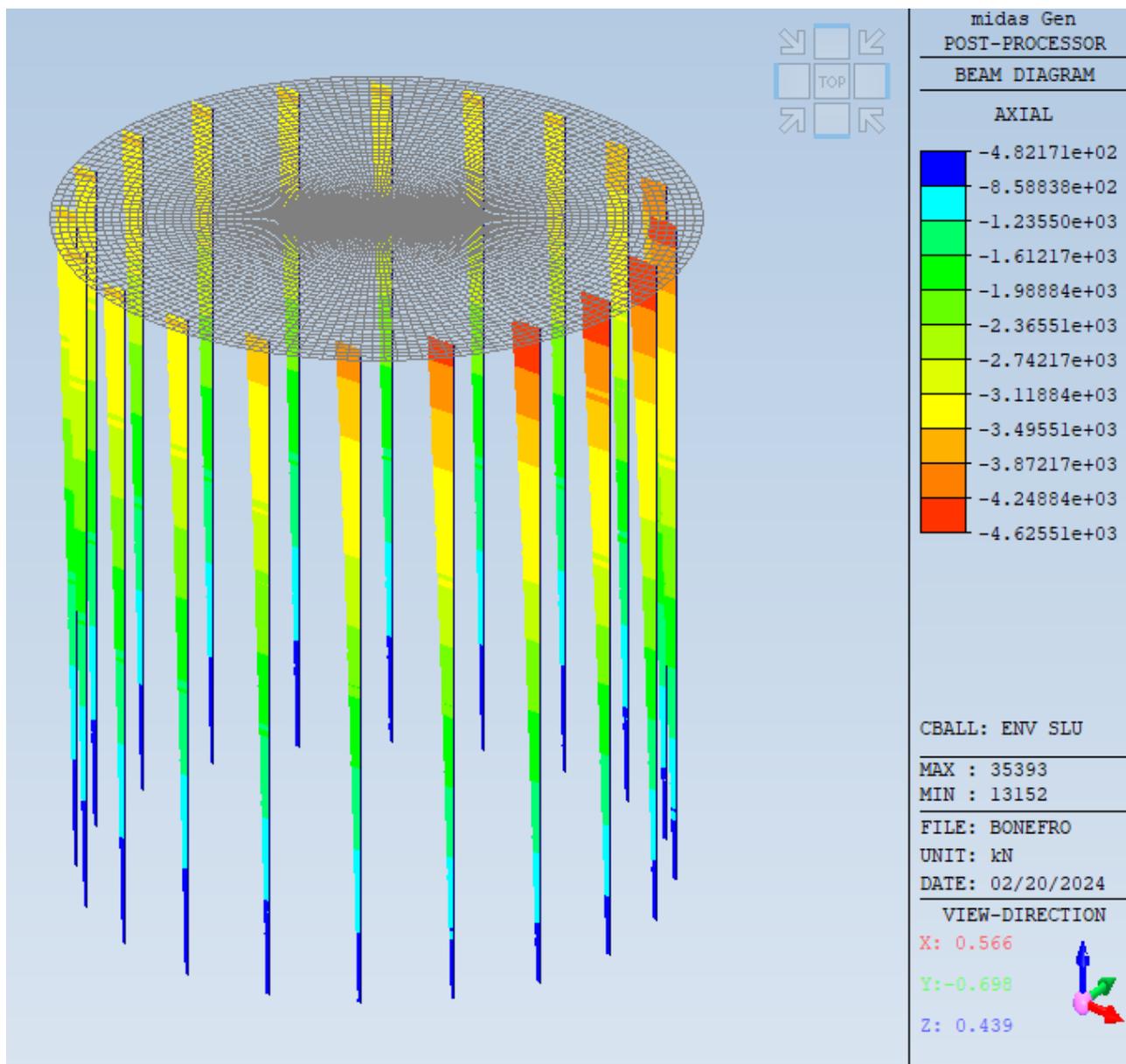


Figura 6-54: Azione assiale

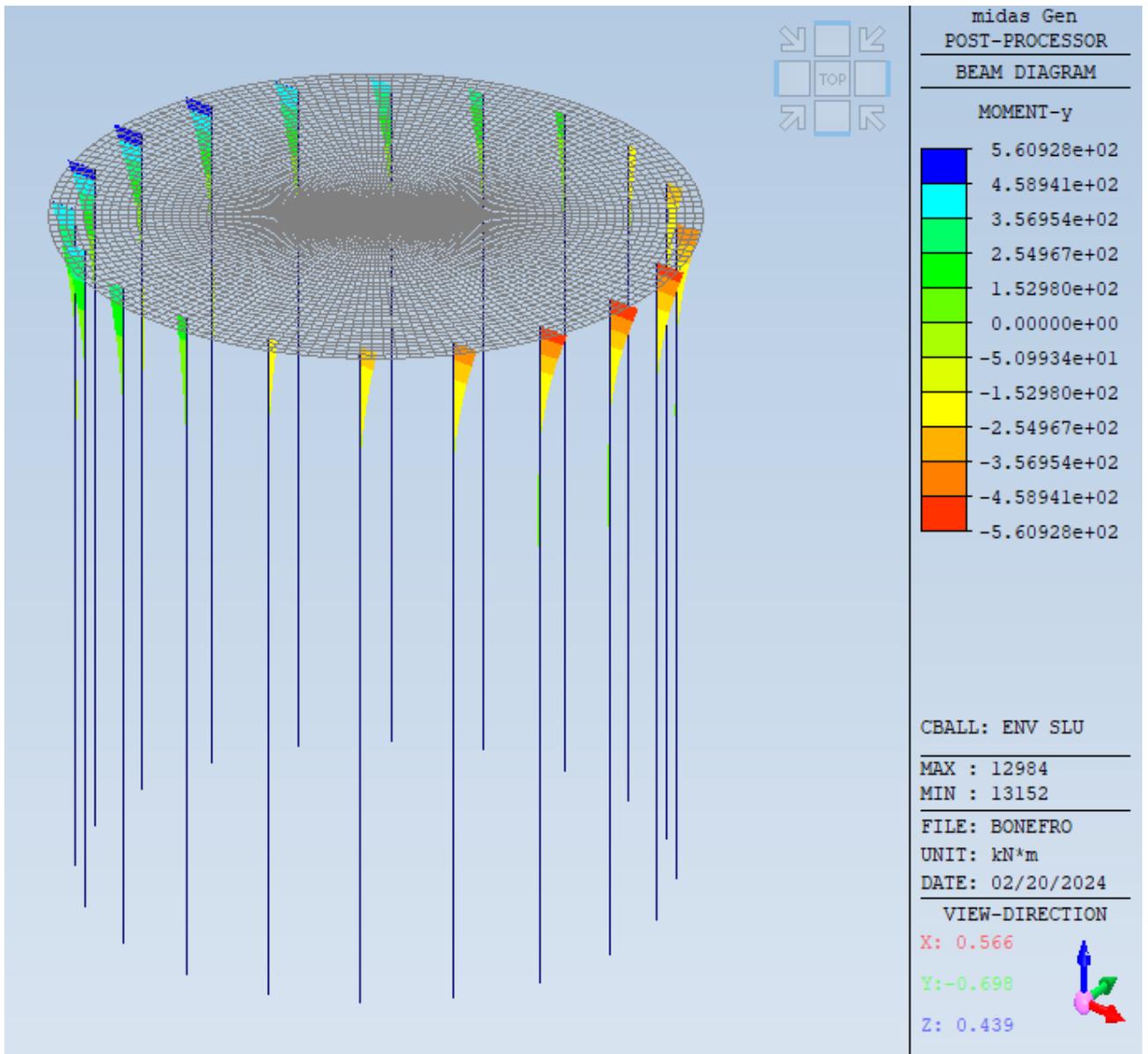


Figura 6-55: My

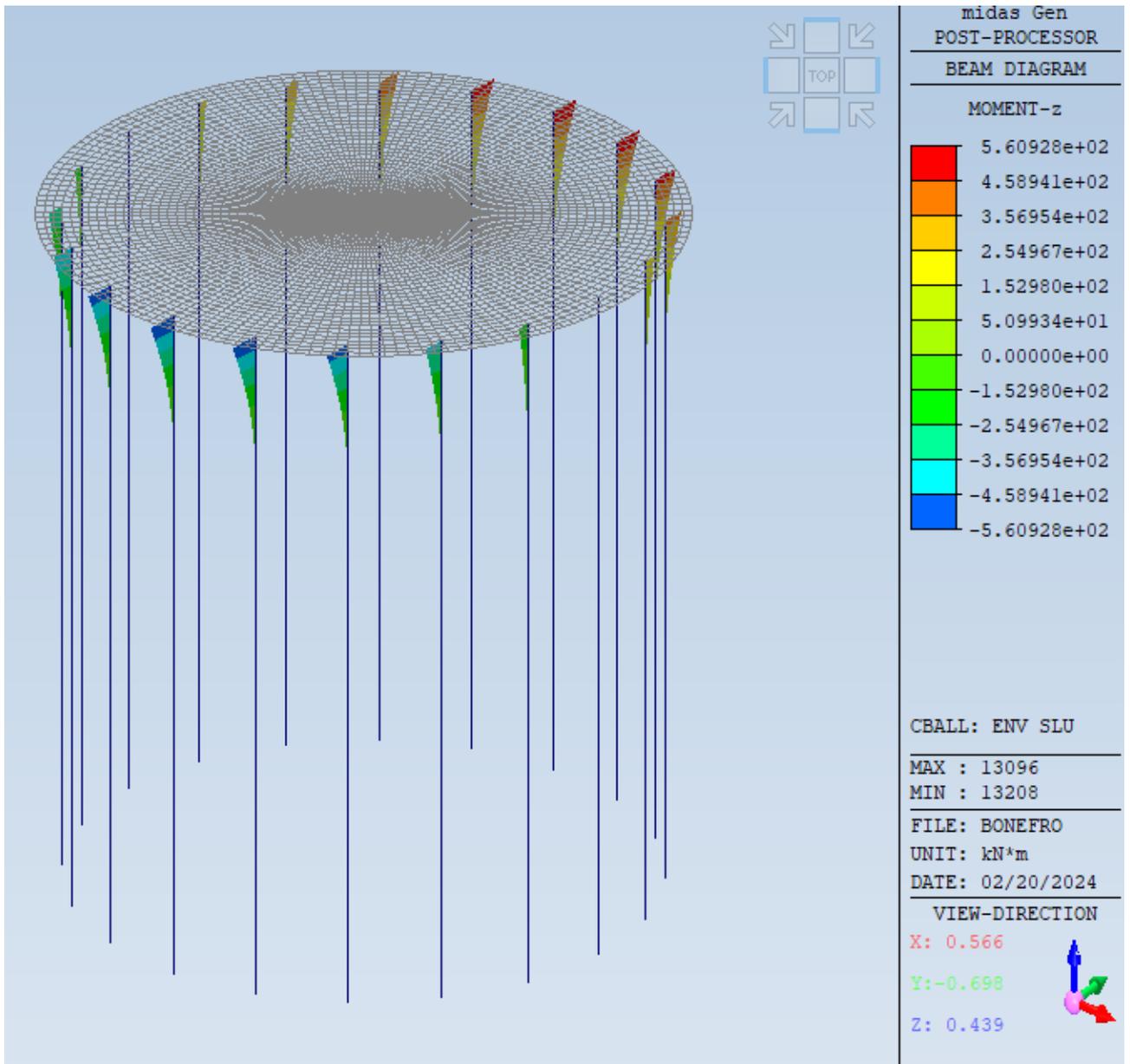


Figura 6-56: Mz

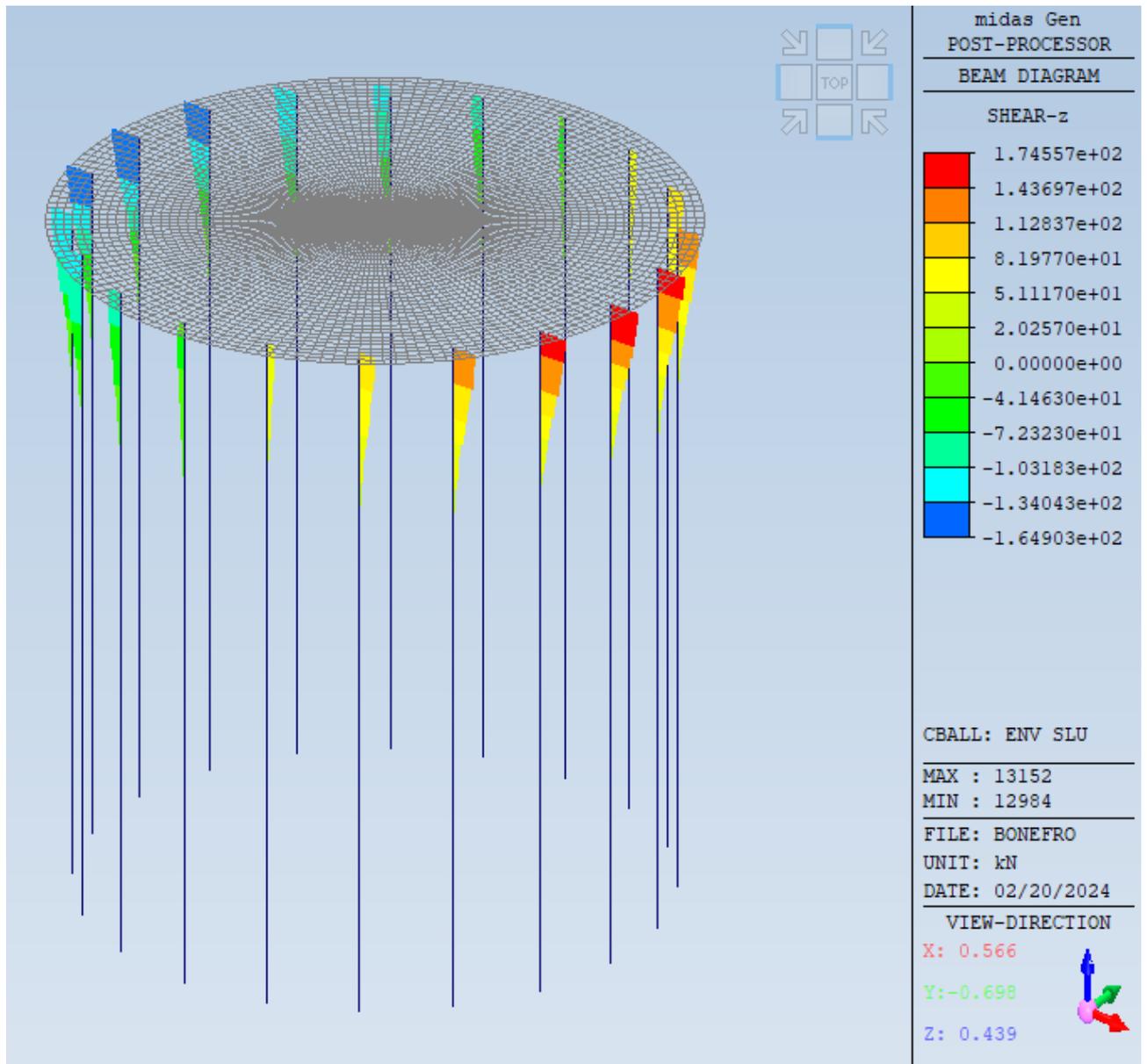


Figura 6-57: Fz

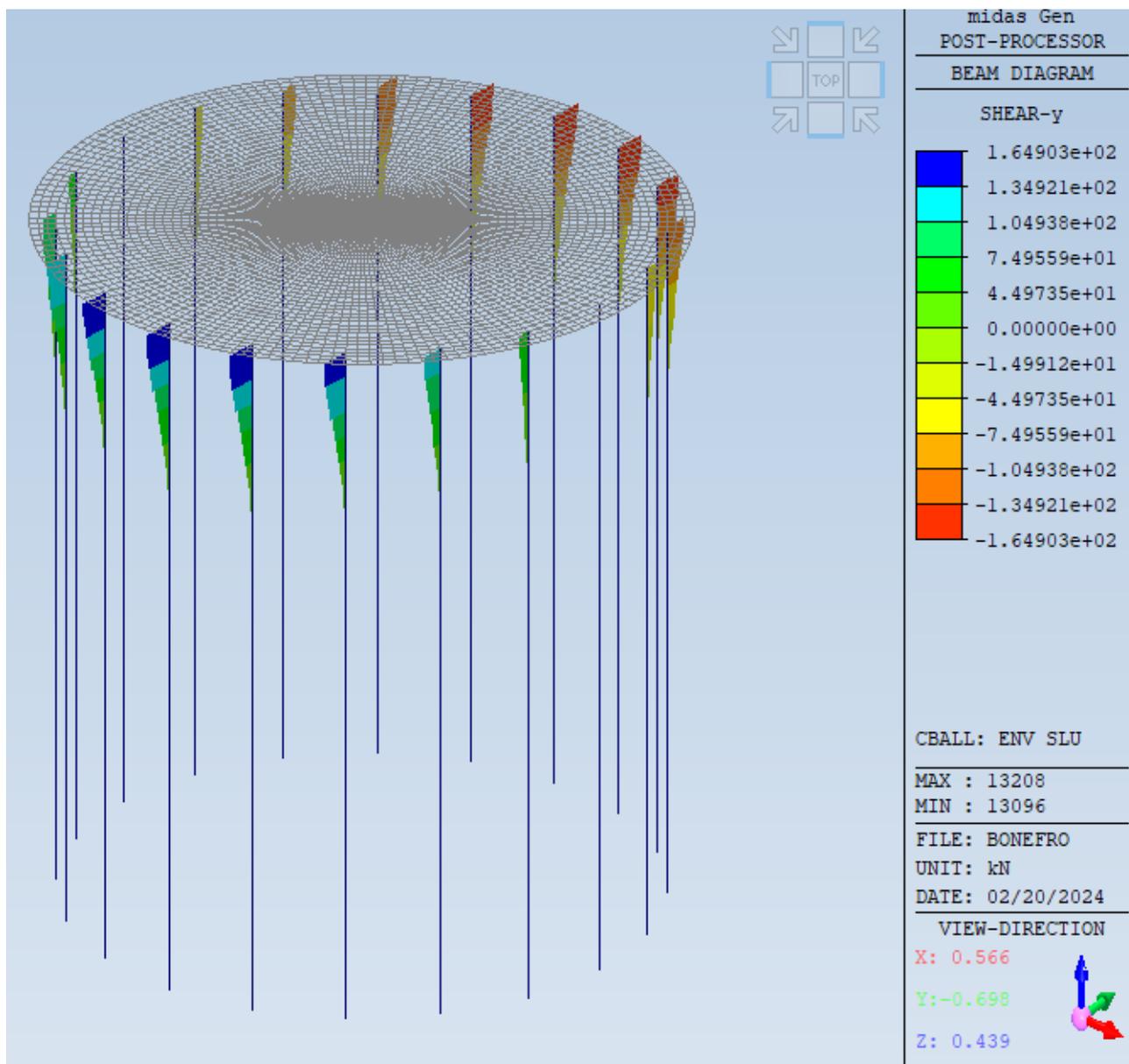


Figura 6-58: Fy

Le verifiche a pressoflessione vengono svolte individuando la terna di sollecitazioni che determinano i massimi valori di azione assiale, momento flettente  $M_y$  e momento flettente  $M_z$ .

Di seguito vengono individuate queste combinazioni.

		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	combinazione
1	Max N	-4625.51	0	174.56	-458.17	0	glCB1 SLU
2	Min N	-200.92	0	-0.01	0	0	glCB2 SLV
3	Max My	-3488.66	0	164.9	-560.93	0	glCB2 SLU
4	Min My	-3488.66	0	-164.9	560.93	0	glCB2 SLU
5	Max Mz	-3488.66	164.9	0	0	-560.93	glCB2 SLU
6	Min Mz	-3488.66	-164.9	0	0	560.93	glCB2 SLU
	Max Vy	-3507.04	-164.9	0	0	478.48	glCB2 SLU
7	Min Vy	-3507.04	164.9	0	0	-478.48	glCB2 SLU
8	Max Vz	-3507.04	0	-164.9	478.48	0	glCB2 SLU
9	Min Vz	-4625.51	0	174.56	-458.17	0	glCB1 SLU

Figura 6-59: Sollecitazioni peggiori agli SLU e SLV

Di seguito si riportano le verifiche svolte mediante il programma VCASLU relative alle sollecitazioni n° 1 e 3.

**Verifica C.A. S.L.U. - File**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: \_\_\_\_\_ [cm]
- N° barre uguali: 16
- Diametro barre: 3 [cm]
- Copriferro (baric.): 6.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 4625 0 kN

M<sub>xEd</sub>: 458 0 kNm

M<sub>yEd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**

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

**Tipo rottura**

Lato acciaio - Acciaio elastico

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	1.863 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	210.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	14.17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.9
$\epsilon_{syd}$	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{c1}$	1.829

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

- Retta
- Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

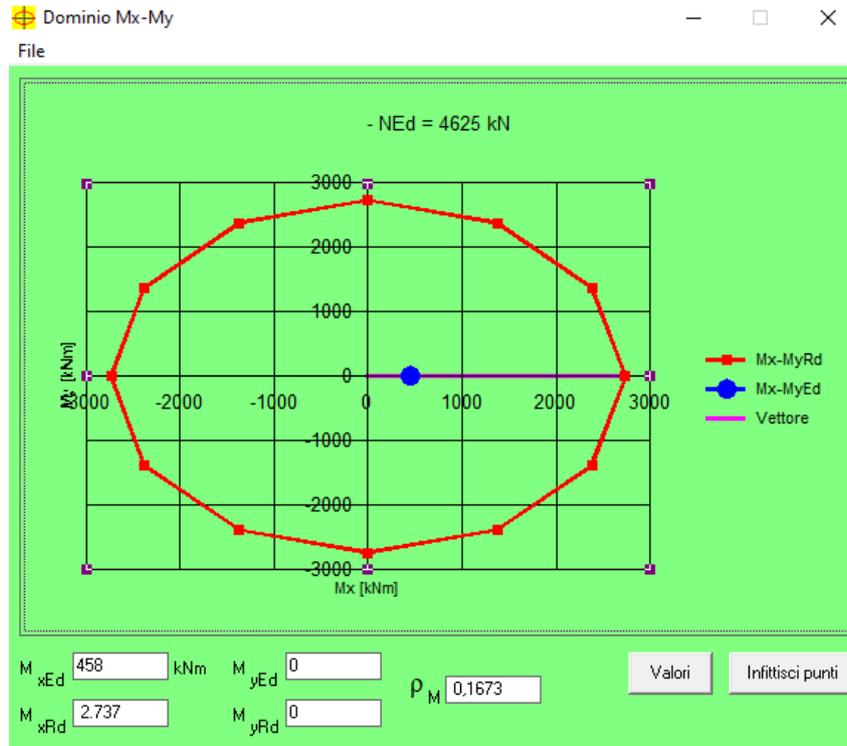
Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro  $\theta^\circ$ : 0

Precompresso

**Calcoli:**

- M<sub>xRd</sub>: 2.737 kN m
- M<sub>yRd</sub>: 0 kN m
- $\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s$ : 391.2 N/mm<sup>2</sup>
- $\epsilon_c$ : 2.017 ‰
- $\epsilon_s$ : 1.863 ‰
- d: 113.5 cm
- x: 59.01 x/d: 0.5199
- $\delta$ : 1



**Figura 6-60: Combinazione con massima N**

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: [ ] [cm]  
 N° barre uguali: 16  
 Diametro barre: 3 [cm]  
 Copriferro (baric.): 6,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 3488 [ ] 0 [ ] kN  
 M<sub>xEd</sub>: 561 [ ] 0 [ ] kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 [ ] 0 [ ]

**P.to applicazione N**

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio elastico

**Materiali**

B450C C25/30

E<sub>su</sub>: 1,863 [%] E<sub>c2</sub>: 2 [%]  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 [N/mm²] E<sub>cu</sub>: 3,5 [%]  
 E<sub>s</sub>: 210.000 [N/mm²] f<sub>cd</sub>: 14,17 [%]  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8 [?]  
 ε<sub>syd</sub>: 1,863 [%] σ<sub>c,adm</sub>: 9,75 [%]  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 [N/mm²] τ<sub>co</sub>: 0,6 [%]  
 τ<sub>c1</sub>: 1,829 [%]

M<sub>xRd</sub>: 2,463 [kN m]  
 M<sub>yRd</sub>: 0 [kN m]  
 σ<sub>c</sub>: -13,93 [N/mm²]  
 σ<sub>s</sub>: 391,2 [N/mm²]  
 ε<sub>c</sub>: 1,738 [%]  
 ε<sub>s</sub>: 1,863 [%]  
 d: 113,5 [cm]  
 x: 54,79 [ ] x/d: 0,4827  
 δ: 1

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: 0

Precompresso

**Dominio Mx-My**

File

-NEd = 3488 kN

M<sub>xEd</sub>: 561 [kNm] M<sub>yEd</sub>: 0 [ ]  
 M<sub>xRd</sub>: 2,463 [ ] M<sub>yRd</sub>: 0 [ ]  
 ρ<sub>M</sub>: 0,2278

Valori Infittisci punti

Figura 6-61: Combinazione con massima M

Le verifiche, con l'armatura ipotizzata, sono soddisfatte.

Si riporta di seguito la verifica a taglio.

<b>Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO</b>						
<b>Caratteristiche materiali dati</b>						
<b>calcestruzzo</b>			<b>acciaio</b>			
Rck	30	Mpa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450	MPa B450C Tensione di snervamento
fck	24.9	MPa	resistenza caratteristica cilindrica			
fcm	32.9	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30	MPa resistenza di calcolo
Ecm	31447	MPa	Modulo elastico medio			
fcd	14.11	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fbd	2.69	MPa resistenza aderenza acciaio-cls
fctm	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice			
fctd	1.19	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice			
<b>Caratteristiche sezioni</b>						
<i>(metodo di calcolo secondo bollettino CEB n°137 allegato 5 di Poul Regan)</i>						
ø	1.2	m				
c	0.065	m	copriferro all'asse armatura longitudinale			
de	0.8408	m	altezza utile equivalente			
B	1.08	m		α <sub>c</sub>	1	3.5275 7.055
H	1.01	m		k	1.487718	
Asw	1.58	cm <sup>2</sup> [Area staffe]	v <sub>min</sub>	0.316919	Mpa	
s	0.2	m [passo staffe]	σ <sub>op</sub>	0.000	Mpa	N <sub>cs</sub> = kN
Asl	106.05	cm <sup>2</sup>	pl	0.011679		
α	90		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave			
θ	45		inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave		θ	0.96
<b>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</b>						
V <sub>Rd</sub>	499	kN				

Figura 6-62: Calcolo taglio resistente

Si evidenzia che non è necessario prevedere armatura a taglio, la resistenza del calcestruzzo è sufficiente a garantire adeguata resistenza all'elemento, tuttavia si dispone comunque armatura a taglio; si prevedono spirali ø10/200 lungo tutto lo sviluppo del palo.

## 6.6 Pali - Verifiche tensionali in esercizio

Di seguito si riportano la verifica alle tensioni ammissibili effettuate nella combinazione caratteristica imponendo  $\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$  e  $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$ .

Si ottiene:

- $\sigma_s = 0.8 \cdot 4500 = 3600 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_c = 0.6 \cdot 249 = 149.4 \text{ kg/cm}^2$  per il calcestruzzo C25/30

La verifica viene svolta individuando la terna di sollecitazioni che determinano i massimi valori di azione assiale, momento flettente  $M_y$  e momento flettente  $M_z$ .

Di seguito vengono individuate queste sollecitazioni.

		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	combinazione
1	Max N	-3927.94	0	145.74	-374.56	0	gLCB1 SLE RARA
2	Min N	-234.57	0	-0.01	0	0	gLCB1 SLE RARA
3	Max My	-3913.81	0	145.74	-447.43	0	gLCB1 SLE RARA
4	Min My	-1408.75	0	-104.27	402.99	0	gLCB1 SLE RARA
5	Max Mz	-3048.33	134.07	12.64	5.72	-456.17	gLCB1 SLE RARA
6	Min Mz	-3048.33	-134.07	12.64	5.72	456.17	gLCB1 SLE RARA

Figura 6-63: Sollecitazioni peggiori allo SLE

Di seguito si riporta la verifica alle tensioni ammissibili relativa alla terna di sollecitazioni n° 4 e 5.

Figura 6-64: Verifica con sollecitazioni n° 4

Il valore massimo della tensione nel calcestruzzo è pari a 31.8 kg/cm<sup>2</sup>. Pertanto la verifica risulta soddisfatta. Il valore massimo della tensione nell'acciaio è pari a 145 kg/cm<sup>2</sup>. Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

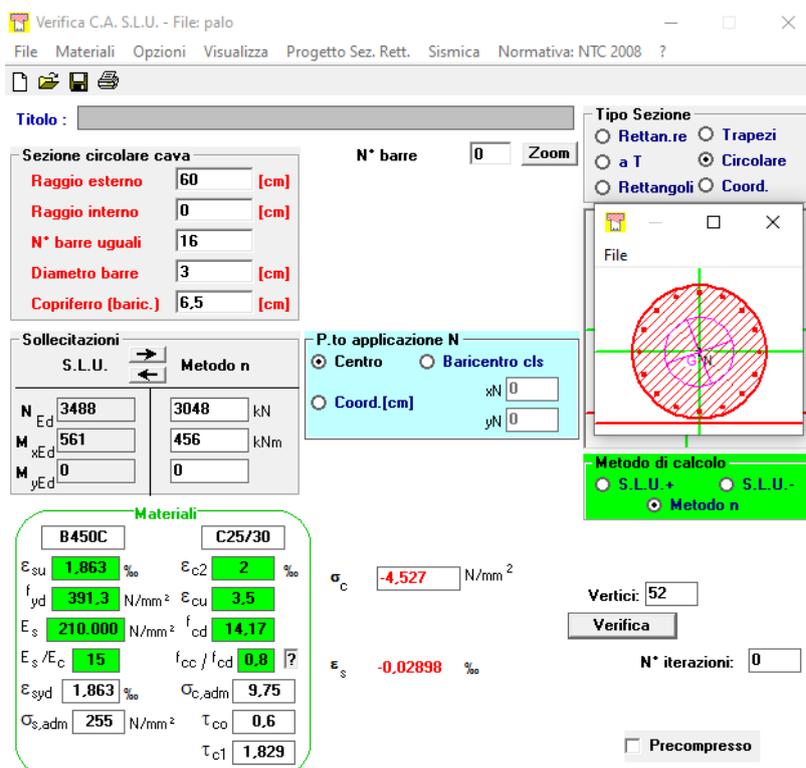


Figura 6-65: Verifica con sollecitazioni n° 5

Il valore massimo della tensione nel calcestruzzo è pari a 51.5 kg/cm<sup>2</sup>. Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

## 6.7 Pali - Verifica portata dei pali

Essendo i dati forniti dalla relazione geotecnica dedotti dalla letteratura e da evidenze di sopralluogo, non è possibile definire in maniera precisa il calcolo della portata dei pali: si rimanda tale verifica ad una fase successiva.

Si svolge comunque una verifica di compressione del substrato in corrispondenza della punta dei pali, costituito in gran parte da bed rock flyschoidale o/e da argille molto dense.

Si verifica che lo sforzo massimo in compressione del palo non superi la resistenza a compressione del suddetto substrato; in ogni caso, la massima pressione ammissibile di contatto non può essere superiore alla resistenza a compressione del calcestruzzo.

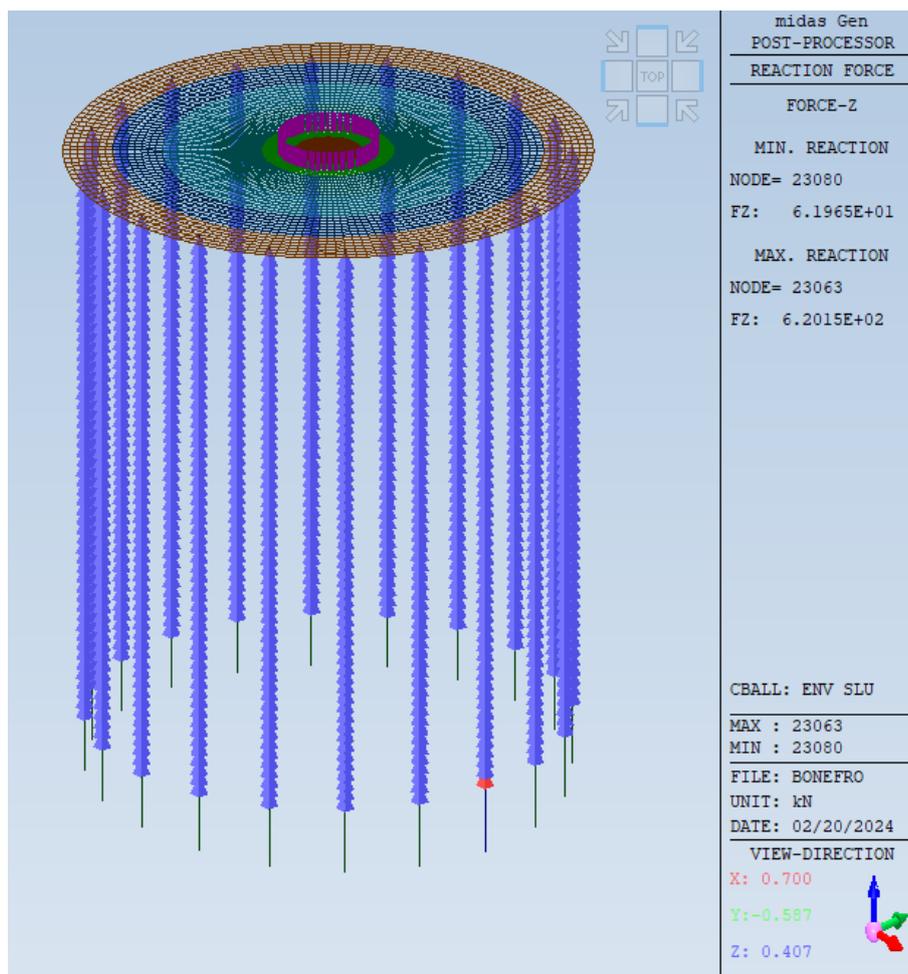
Per quanto riguarda la resistenza a compressione del terreno si utilizzano dati dedotti dalla letteratura. Nel terreno in analisi, oltre gli 8 m, è presente uno strato semi roccioso denominato "flysch". Trattasi di terreni costituiti prevalentemente da argille scure, arenarie e depositi calcarei; pertanto si considera come parametro di verifica un valore pari a 7 Mpa, da cui si ottiene un valore di resistenza di progetto pari a  $7 / (1.35 * 1.7) = 3.05$  Mpa.

La resistenza a compressione del calcestruzzo è invece pari a  $f_{cd} = 14.1$  Mpa essendo i pali realizzati con calcestruzzo C25/30.

Il minore tra i due valori è quello del terreno (3.05 Mpa) pertanto sarà quello utilizzato per la verifica.

Per quanto infine riguarda lo sforzo sollecitante in punta esso è pari al rapporto tra l'azione assiale riscontrata e l'area del palo.

Di seguito si riporta un'immagine con le indicazioni delle massime azioni assiali alla base dei pali.



**Figura 6-66: Azione assiali alla base dei pali**

Si ottiene:  $\sigma_{ed} = 620 / 1.13 = 0.54 \text{ Mpa}$ .

Essendo  $\sigma_{ed} < f_{cd}$  ( $0.54 < 3.04$ ), la verifica è soddisfatta.

## 6.8 Verifica dei cedimenti della platea

La verifica dei cedimenti è stata effettuata secondo la combinazioni SLE.

Di seguito si riportano i valori ottenuti con il modello di calcolo che presenta le molle verticali distribuite su tutti i conci dei pali di fondazione, al fine di tenere in conto l'apporto determinante, per tale verifica, dell'attrito laterale.

Il cedimento massimo è pari a 5.8 mm. Il valore è sempre negativo quindi non vi sono innalzamenti della fondazione.

Nella combinazione SLE i pali presentano solo forze di compressione, non sono presenti forze di trazione.

E' anche evidente come tale valore sia da considerare assolutamente conservativo, se non altro per avere sempre trascurato la reazione del terreno sotto la platea.

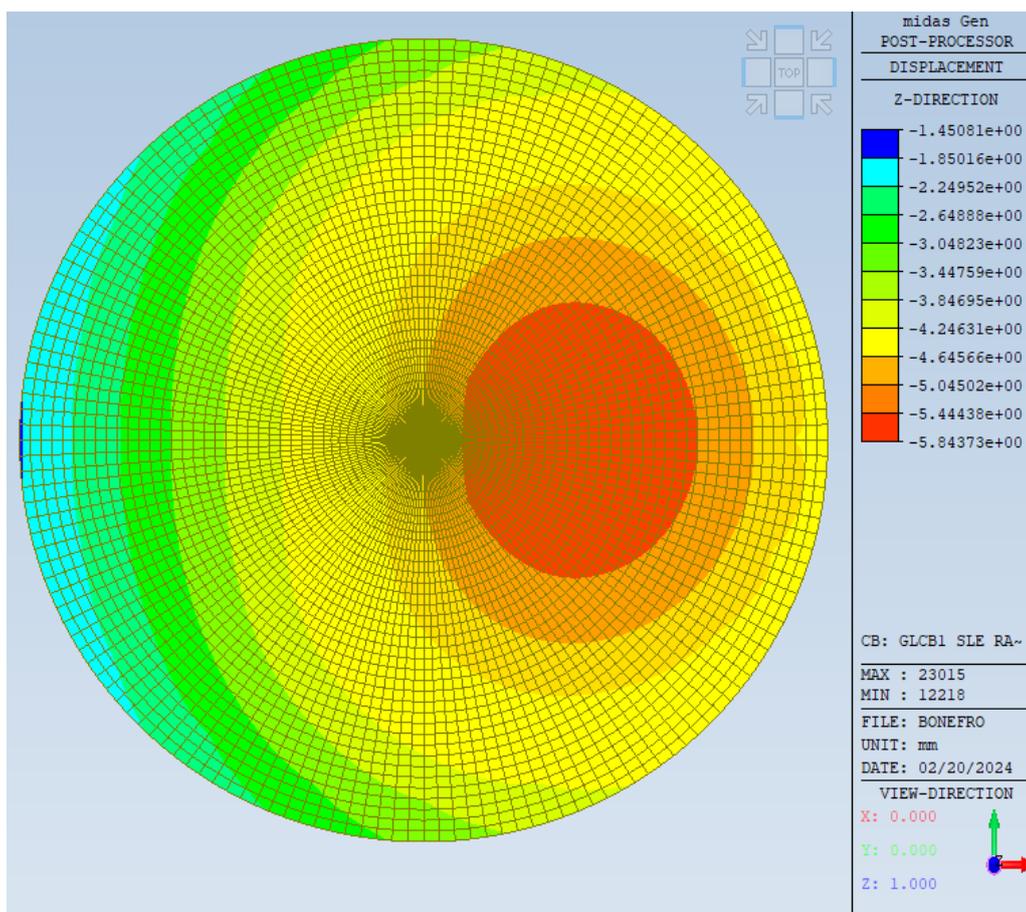
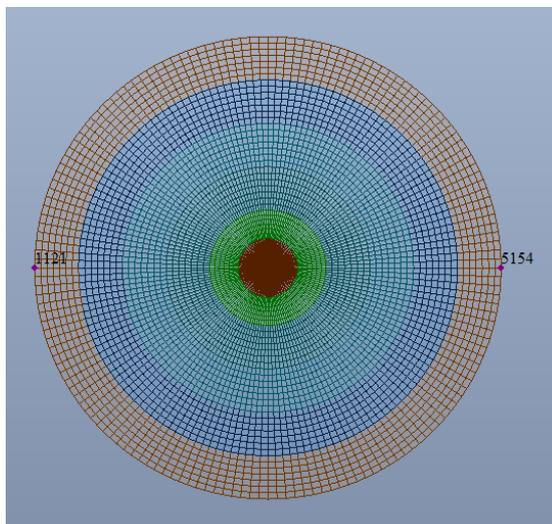


Figura 6-67: Cedimenti

## 6.9 Calcolo rigidezza alla rotazione

Ai fini del calcolo della rigidezza alla rotazione si sono presi in considerazione i punti agli estremi della fondazione (nodi 5154 e 1121) indicati nell'immagine seguente.



**Figura 6-68: Indicazione nodi per calcolo**

Gli spostamenti per la combinazione di carico più gravosa sono i seguenti:

NODO	DZ (cm)
5154	0.53
1121	0.26

La differenza di spostamento verticale è pari a:

$\Delta$	0.27	cm
----------	------	----

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

$\sigma$	0.000108	rad
----------	----------	-----

Il momento applicato è pari a:

M	147900	kNm
---	--------	-----

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

$k\sigma$	1.37E+12	Nm/rad	>	1+11 (*)	Nm/rad
-----------	----------	--------	---	----------	--------

(\*): il valore limite della rigidezza rotazionale è stato ricavato dal documento "0096-8470\_V04 - Foundation Loads EV150-EV162 5.4-5.6-6.0-6.2 MW HH125 IECS TA27D00".

## 7 CONCLUSIONI RIASSUNTIVE

Il progetto proposto prevede l'installazione di nuove turbine eoliche aventi altezza al mozzo massima di 125 m.

La vita nominale dell'opera è stabilita in 50 anni e la classe d'uso relativa è la classe IV.

Le fondazioni, di tipo indiretto su pali, sono circolari di diametro 25 metri e altezza variabile da 4.40 metri (esterno gonna aerogeneratore) a 1.8 metri (esterno plinto), i pali sono 20, diametro 1200 mm e lunghezza 28 metri.

Non sono state condotte indagini geologiche e geotecniche approfondite tramite prove o programmi di calcolo. Le successive argomentazioni sono basate su considerazioni derivanti dalla letteratura e dall'analisi visiva dei luoghi.

Per questo motivo si è scelto di seguire la strada più cautelativa prevedendo pali infissi nel terreno di altezza pari a 28 m, essendo il terreno costituito da depositi di diverse tipologie di argilla molto densa mista a rocce calcaree (il cosiddetto "bed rock flyschoid"), queste ultime presenti in particolare in corrispondenza della quota della punta del palo.

Nelle successive fasi di progettazione dovranno essere effettuate alcune verifiche di maggiore specificità.

Si è provveduto a una stima dei parametri geotecnici dei pali, in particolare le costanti di Winkler orizzontale ( $K_h$ ) e verticale  $k_v$  per simulare la reazione orizzontale del terreno lungo la lunghezza dei pali e quella verticale sia alla base che lungo la lunghezza del palo.

I carichi sono forniti dal costruttore in accordo al DM 17 gennaio 2018 ed alla normativa internazionale IEC 61400-1: si utilizzano ai fini del calcolo i carichi derivanti dalla IEC 61400 - 1, risultando questi più gravosi rispetto a quelli derivanti dalla normativa italiana.

Oltre alla resistenza degli elementi principali (plinto e pali) si è provveduto alla verifica dei cedimenti e della rigidezza alla rotazione, oltreché della portanza del palo.