

ANEXO: Diseño estructural muro sobre caisson Cañofisto PR16+250

1. INTRODUCCIÓN

En el presente proyecto realizado tiene como objetivo principal el diseño estructural de un muro $H = 7.0\text{m}$ sobre caisson de 1.2 m de diámetro separados cada 3.00 m con una longitud de 6 , en módulos de 9.0 m .

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este capítulo se presentan los datos de entrada y salida del modelo realizado, las verificaciones de desplazamientos y de capacidad del suelo para asegurar su buen funcionamiento. A partir de los datos obtenidos se realiza la revisión de los elementos en concreto reforzado.

2.1. MODELO NUMÉRICO

El análisis estructural se realizó en un programa de elementos finitos en unidades de t-m. Donde se modelaron la pantalla y las zarpas con elementos Shell tipo Thick y para los caissons y/o pilotes elementos tipo frame.

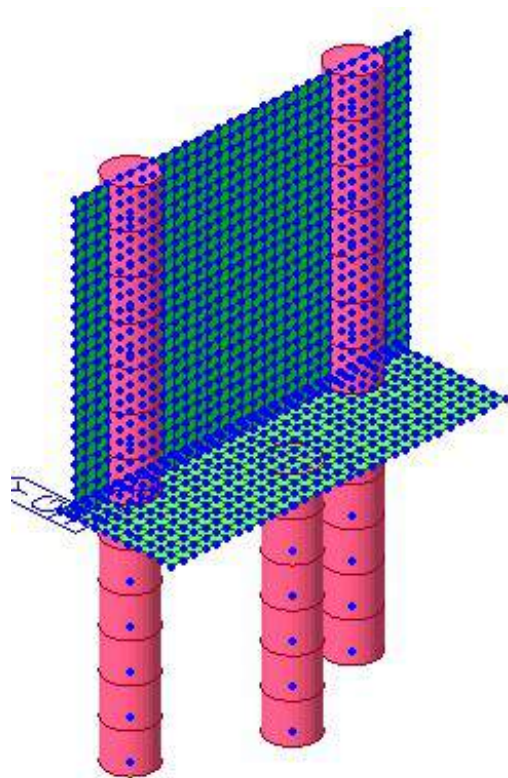


Figura 1 Modelo general

Los módulos de reacción tenidos en cuenta para el modelo son:

Profundidad (m)			Módulo Horizontal K_{sh} (ton/m ³)	Kfh (ton/m)
0.00	-	1.00	1038	1246
1.00	-	2.00	2077	2492
2.00	-	3.00	3115	3738
3.00	-	4.00	4153	4984
4.00	-	5.00	5192	6230
5.00	-	6.00	6230	7476
6.00	-	7.00	7268	8722
7.00	-	8.00	8307	9968
8.00	-	9.00	9345	11214
9.00	-	10.00	10383	12460

Tabla 1 Módulos reacción

En los modelos numéricos se tuvo en cuenta las propiedades de los materiales, secciones y cargas, las cuales fueron proporcionadas en el estudio geotécnico.

2.2. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Las especificaciones de los materiales de construcción para el proyecto son:

1. Concretos y Acero de Refuerzo:

- De limpieza: $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ (14 MPa)
- Muros y pilotes $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (28MPa)
- 3/8" y mayores: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (420 MPa) NTC-2289
- 1/4" y menores: $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (240 MPa) NTC-2289

2.3. MATERIALES DE RELLENO

$\phi(\text{ángulo fricción}) =$	31 °
$\gamma_s(\text{peso unitario}) =$	2.00 t/m ³
$K_A = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} =$	0.300
Kp	3.33
Sobrecarga	1.20 t/m ²

2.4. CARGAS Y COMBINACIONES

Las combinaciones de carga usadas en los modelos se tomaron de la Norma Colombiana de diseño de Puentes CCP-14 se presentan en la Tabla 2.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
STRENGTH I (unless noted)	γ_D	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{ro}	γ_{ro}	—	—	—	—
STRENGTH II	γ_D	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{ro}	γ_{re}	—	—	—	—
STRENGTH III	γ_D	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{ro}	γ_{re}	—	—	—	—
STRENGTH IV	γ_D	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
STRENGTH V	γ_D	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{ro}	γ_{re}	—	—	—	—
EXTREME EVENT I	γ_D	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
EXTREME EVENT II	γ_D	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{rm}	γ_{re}	—	—	—	—
SERVICE II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
SERVICE III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{rm}	γ_{re}	—	—	—	—
SERVICE IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
FAIRBOURNE— LL, IM & CE ONLY	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Erection Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts		1.95	0.90
• Flexible Metal Box Culverts		1.50	0.90
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Tabla 2 Combinaciones de carga.

2.4.1. Combinaciones del programa.

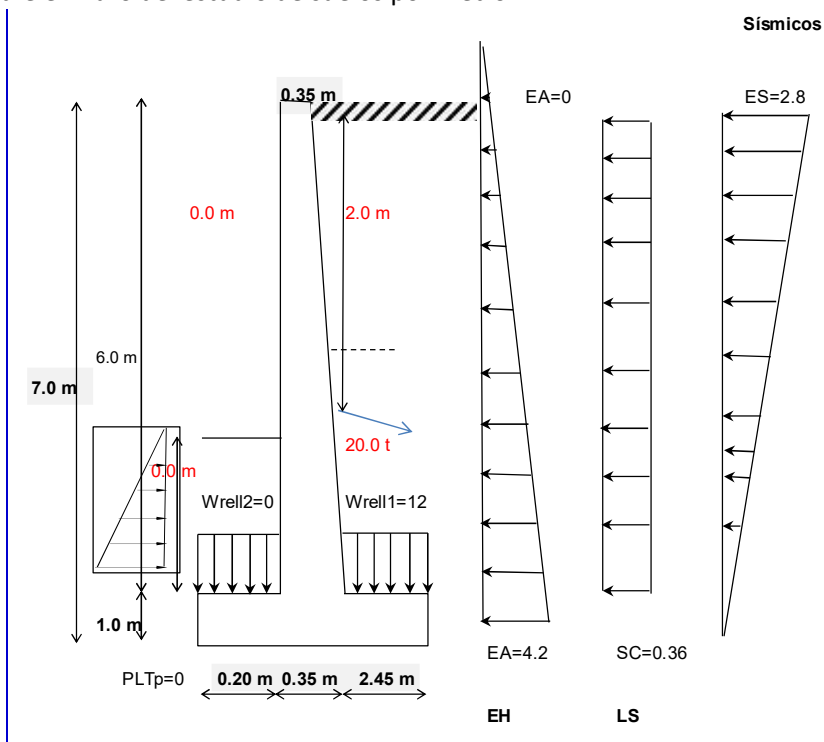
LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
1	cLCB1	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.750)	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
+						
2	cLCB2	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.750)	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
+						
3	cLCB3	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.750)	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
+						
4	cLCB4	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.750)	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
+						
5	cLCB5	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.350)	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
+						
6	cLCB6	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.350)	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
+						
7	cLCB7	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.350)	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
+						
8	cLCB8	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.350)	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
+						
9	cLCB9	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) +	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
+						
10	cLCB10	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) +	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
+						
11	cLCB11	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) +	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
+						
12	cLCB12	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) +	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
+						
13	cLCB13	Strength/Stress	Add	ppropio(1.500) +	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
+						
14	cLCB14	Strength/Stress	Add	ppropio(1.500) +	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
+						
15	cLCB15	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(0.500) +	EH(1.500) + EQ(1.000)	anclaje(1.500)
+						
16	cLCB16	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + EQ(1.000) +	EH(1.500) + anclaje(1.500)	LS(0.500)
+						
17	cLCB17	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(0.500) +	EH(0.900) + EQ(1.000)	anclaje(0.900)
+						
18	cLCB18	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + EQ(1.000) +	EH(0.900) + anclaje(0.900)	LS(0.500)
+						
19	cLCB19	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) +	EH(1.500) +	anclaje(1.500)

+ LS(0.500) + EQ(1.000)				
20	cLCB20	Strength/Stress	Add	
		ppropio(0.900) +	EH(1.500) +	LS(0.500)
		EQ(1.000) +	anclaje(1.500)	
21	cLCB21	Strength/Stress	Add	
		ppropio(0.900) +	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
		LS(0.500) +	EQ(1.000)	
22	cLCB22	Strength/Stress	Add	
		ppropio(0.900) +	EH(0.900) +	LS(0.500)
		EQ(1.000) +	anclaje(0.900)	
23	cLCB23	Strength/Stress	Add	
		ppropio(1.250) +	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
		LS(0.500) +	CT(1.000)	
24	cLCB24	Strength/Stress	Add	
		ppropio(1.250) +	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
		LS(0.500) +	CT(1.000)	
25	cLCB25	Strength/Stress	Add	
		ppropio(0.900) +	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
		LS(0.500) +	CT(1.000)	
26	cLCB26	Strength/Stress	Add	
		ppropio(0.900) +	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
		LS(0.500) +	CT(1.000)	

3. REVISIÓN ESTRUCTURAL

El diseño realizado sigue los lineamientos de la Norma Colombiana de diseño de Puentes CCP-14 para estructuras en concreto reforzado. El diseño se realizó para las combinaciones últimas antes descritas, considerando las cargas máximas para los elementos. **Para el diseño de los elementos se obtienen los momentos máximos de las combinaciones últimas en los sentidos principales y a partir de estos valores se asignan aceros de refuerzo en los dos sentidos.**



FUERZA SÍSMICA

$E_{eq\ MO}$		176.40 kN
W_m		114.00 kN
W_s		294.00 kN
DP_{ae}		176.40
$P_{ir} = Kh(W_m + W_s)$		58.65 kN
$P_{ae} =$		323.40 kN
$DP_{ae} + .5P_{ir} =$		205.73 kN
$.5DP_{ae} + P_{ir} =$		146.85 kN

Fuerza de Colisión vehicular (CT)

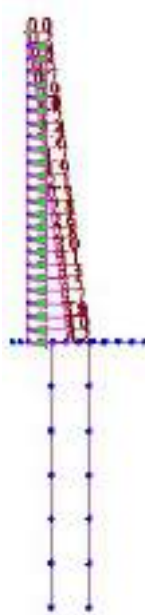
Por tratarse de una vía principal, las barreras del puente se diseñan para un nivel de prueba 4 (TL4). De este modo los parámetros de diseño son los presentados a continuación:

$F_T =$	240 kN	$L_T =$	1070 mm
$F_L =$	80 kN	$L_L =$	1070 mm
$F_v =$	80 kN	$L_v =$	5500 mm

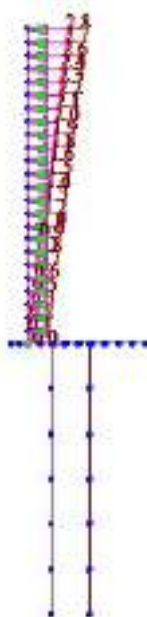
4.1.1.Carga Muerta.

La carga muerta se obtiene del peso propio de los elementos y es calculado por el programa de análisis.

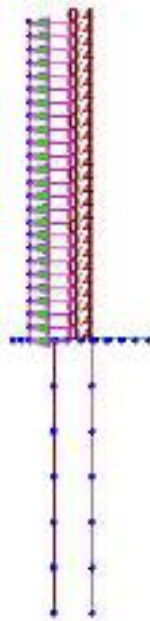
4.1.2. Presión lateral de tierra.



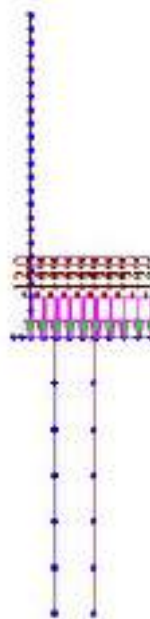
4.1.3. Empuje sísmico.



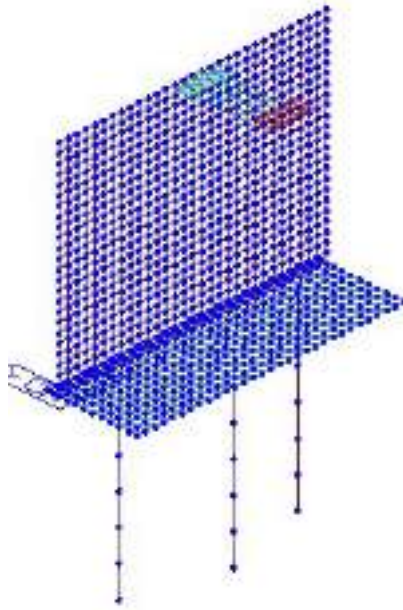
4.1.4. Sobrecarga.



4.1.5. EV.



4.1.6. Colisión vehicular (CT).



4.1.7.Fuerzas en los elementos

4.1.8.Solicitaciones elementos verticales

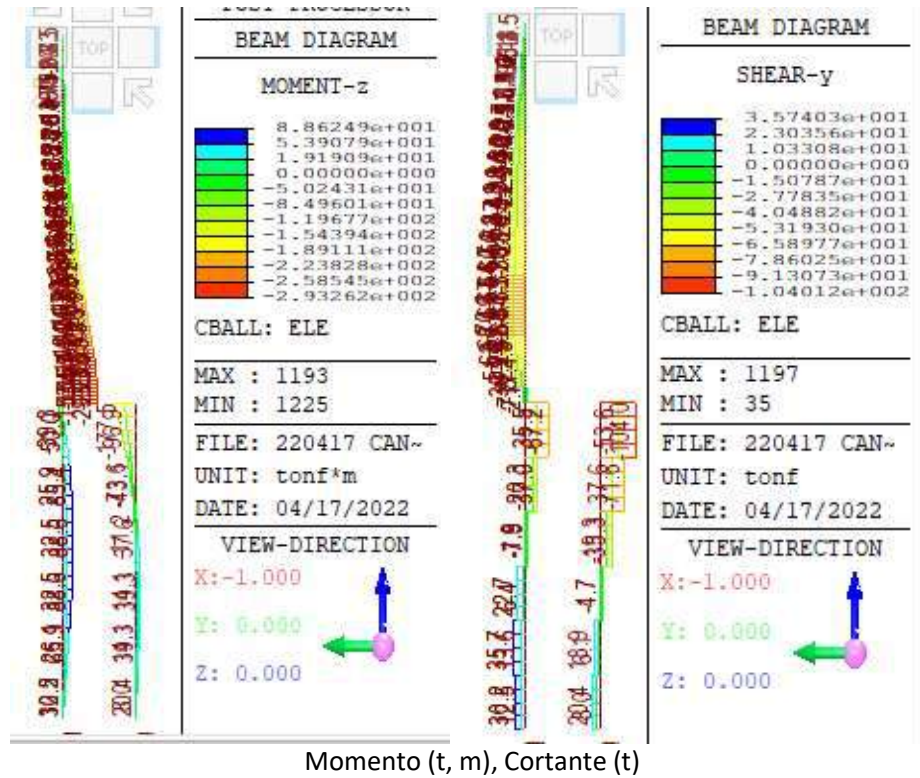
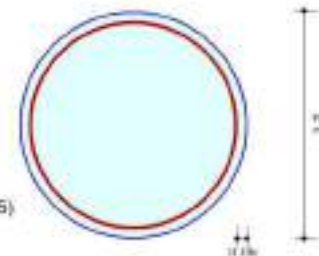


Figura 2 Solicitaciones elementos verticales.

4.1.9. Diseño caissons l= 6.0 m

1. Design Condition

Design Code AASHTO-LRFD12
 Unit System tonf, m
 Member Number 35
 Material Data $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height 1 m
 Section Property c120 (No. 3)
 Rebar Pattern Total Rebar Area $A_{st} = 0.022054$ m² ($R_{hoal} = 0.0195$)



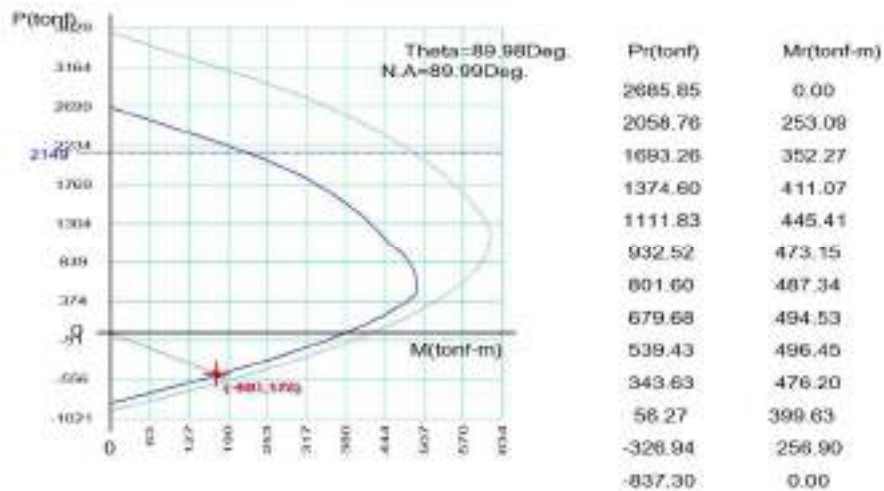
2. Applied Loads

Load Combination 32 AT (I) Point
 $P_u = -489.82$ tonf, $M_{cy} = -0.0441$, $M_{cz} = -171.51$, $M_o = 171.506$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	$P_r\text{-max}$	$= 2148.68$ tonf	
Axial Load Ratio	P_u/P_r	$= -489.82 / -501.49$	$= 0.977 < 1.000$ O.K
Moment Ratio	M_{cy}/M_{ry}	$= -0.0441 / 0.04939$	$= 0.892 < 1.000$ O.K
	M_{cz}/M_{rz}	$= -171.51 / 178.212$	$= 0.973 < 1.000$ O.K
	M_o/M_r	$= 171.506 / 176.212$	$= 0.973 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

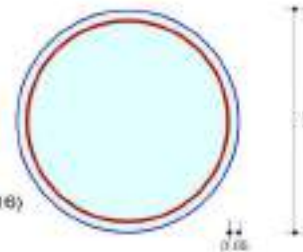
Applied Shear Force	V_u	$= 103.899$ tonf (Load Combination 29)
Shear Strength by Conc	ΦV_c	$= 78.7482$ tonf
Shear Strength by Rebar	ΦV_s	$= 69.1071$ tonf (2.0-#3 @270)
Shear Ratio	V_u/V_r	$= 103.899 / 147.855 = 0.703 < 1.000$ O.K

Suministrar 44 varillas No 8

4.1.10. Diseño caissons l= 13.0 m

1. Design Condition

Design Code AASHTO-LRFD12
 Unit System tonf, m
 Member Number 1202
 Material Data $f_c = 2512.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height 0.291667 m
 Section Property c120 (No : 3)
 Rebar Pattern Total Rebar Area $A_{st} = 0.0131476$ m² ($R_{hoist} = 0.0116$)



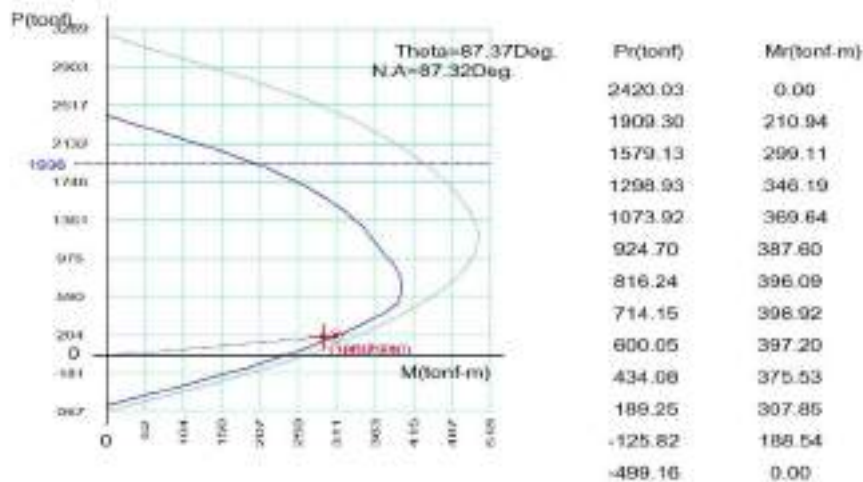
2. Applied Loads

Load Combination 32 AT (I) Point
 $P_u = 185.122$ tonf, $M_{cy} = -13.695$, $M_{cz} = -292.99$, $M_c = 293.311$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $P_{r-max} = 1936.03$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/P_r = 185.122 / 197.351 = 0.938 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_{cy}/M_{ry} = -13.695 / 14.2206 = 0.963 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/M_{rz} = -292.99 / 310.115 = 0.945 < 1.000$ O.K
 $M_c/M_r = 293.311 / 310.441 = 0.945 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram

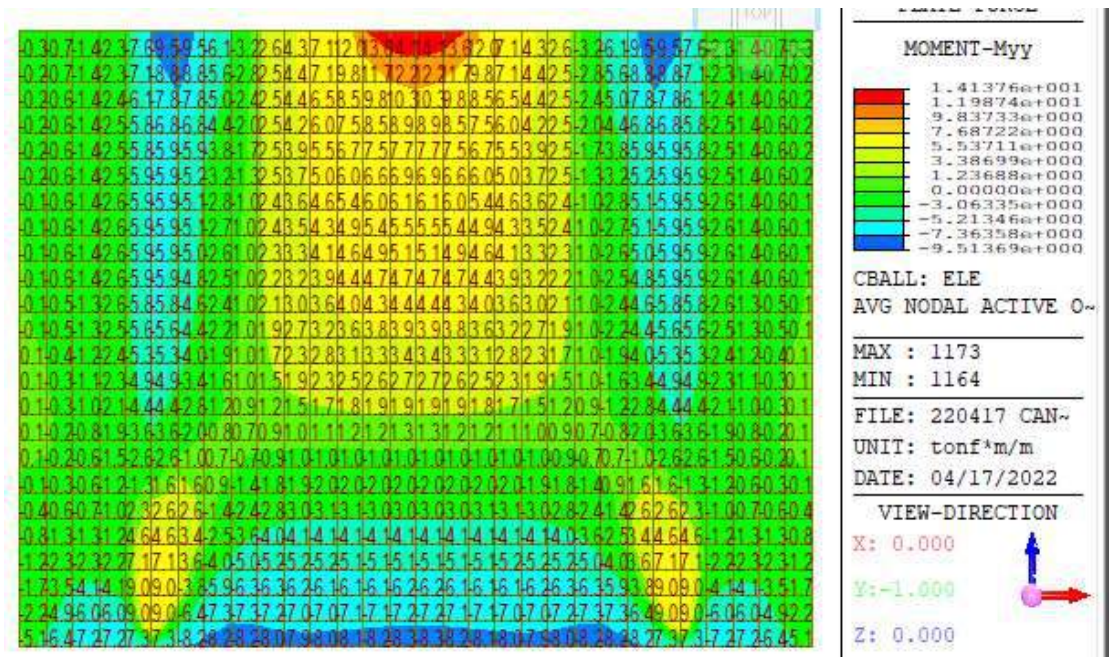
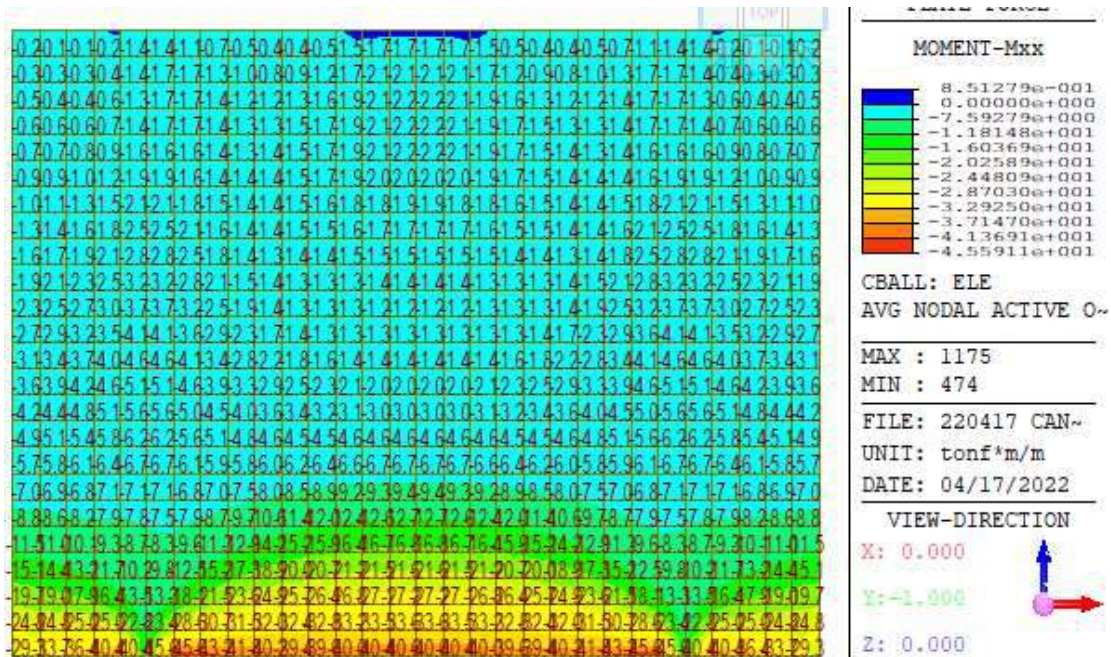


5. Shear Force Capacity Check

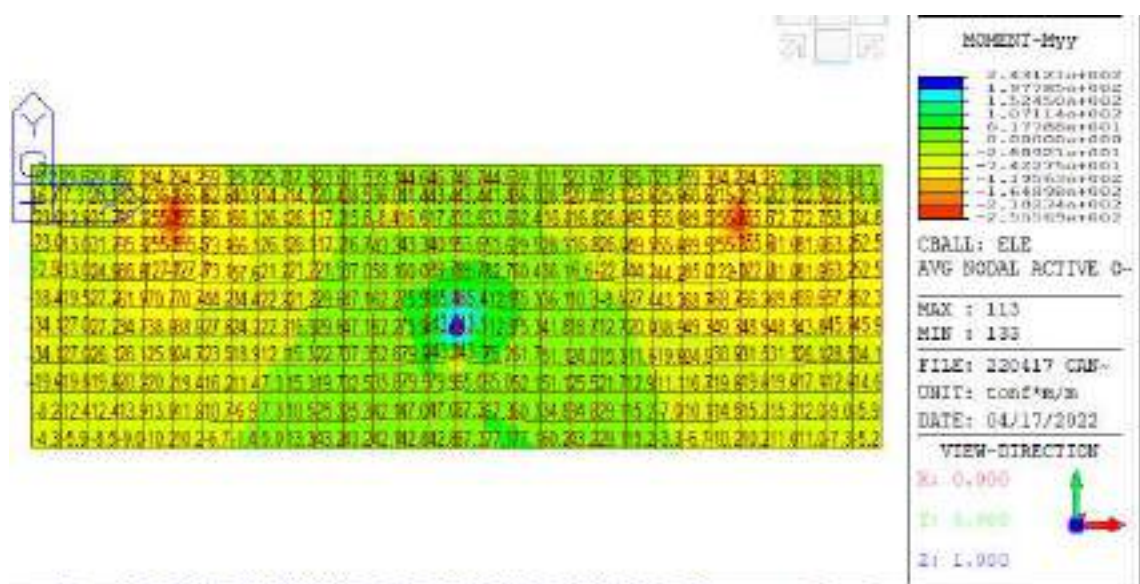
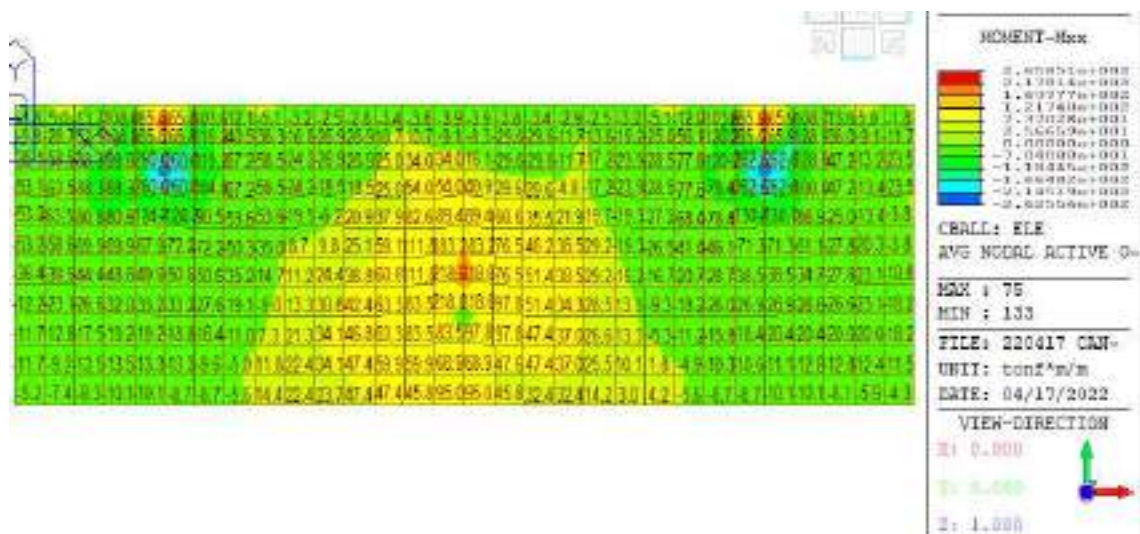
Applied Shear Force $V_u = 31.0145$ tonf (Load Combination 32)
 Shear Strength by Conc $\phi V_c = 105.203$ tonf
 Shear Strength by Rebar $\phi V_s = 13.1106$ tonf (2.0-#3 @600)
 Shear Ratio $V_u/V_r = 31.0145 / 118.314 = 0.262 < 1.000$ O.K

Suministrar 26 varillas No 8

4.1.11. Solicitaciones vástago.



4.1.12. Solicitaciones zarpa.



4.1.13. Diseño vástago.

Materiales				Geometría			
$f_y =$	4200	kg/cm ²	$b =$	100	cm		
$f'_c =$	280	kg/cm ²	$h =$	35	cm		
β_1	0.85		$\phi =$	0.9			
$E_c =$	25426.08	MPa					
Resistencia Última							
	d' (cm)	d (cm)	M_u (ton.m)	ρ	A_s (cm²/m)	A_{s min} (cm²/m)	1.33A_s M_{cr} As mcr As ryt cm2
M _{ppal} ⁺	7.50	27.50	21.60	0.0081	22.39	4.58	29.86 6.43 6.31 4.95
M _{ppal} ⁻	7.50	27.50	6.43	0.0023	6.31	4.58	8.42 6.43 6.31 0.99
M _{hor} ⁺	7.50	27.50	6.43	0.0023	6.31	5.50	8.42 6.43 6.31 4.95
M _{hor} ⁻	7.50	27.50	14.00	0.0051	14.11	5.50	18.81 6.43 6.31 0.99
Calculado				Suministrado			
	A_s calculada (cm²/m)	A_s barra (cm²)	ϕ Barra	Refuerzo	ϕ Barra	Refuerzo	
	22.39	2.84	3/4	# 6 c./ 0.12	3/4	#6 c./ 0.12	
	6.31	1.27	1/2	# 4 c./ 0.2	1/2	#4 c./ 0.20	
	6.31	1.27	1/2	# 4 c./ 0.2	1/2	#4 c./ 0.20	
	14.11	1.98	5/8	# 5 c./ 0.14	5/8	#5 c./ 0.15	
CORTE							
$V_{ud} =$	17.00	ton					
$d =$	27.50	cm					
$\beta =$	1.83						
$V_c = \phi 0.083 B \cdot \sqrt{f'_c (Mpa)} =$	8.0266	kg/cm ²	$V_{ud} = \frac{V_u}{b \cdot d} =$	6.18	kg/cm ²	$V_n < \phi V_n$	CUMPLE
5.7.3.4 Control de agrietamiento		5.7.3.3.2 Refuerzo mínimo		5.10.8 Retracción y temperatura			
γ_e	1	γ_1	1.6	As>= 231.48 mm²/m			
Bs	1.3896	γ_3	0.75	As>= 231.48 mm²/m			
s<	294.08 mm	Mcr	64.3 kN m				
	29.408 cm	OK					

4.1.14. Diseño zarpa.

Materiales			Geometría		
$f_y =$	4200	kg/cm ²	$b =$	100	cm
$f'_c =$	280	kg/cm ²	$h =$	100	cm
β_1	0.85		$\phi =$	0.9	
$E_c =$	25426.08	MPa			

Resistencia Última

	d' (cm)	d (cm)	M _u (ton.m)	ρ	A _s (cm ² /m)	A _{s min} (cm ² /m)	1.33A _s	M _{cr}	As mcr
M _{ppal} ⁺	7.50	92.50	51.40	0.0016	14.91	18.50	19.88	52.50	15.237153
M _{ppal} ⁻	7.50	92.50	53.15	0.0017	15.43	18.50	20.57	52.50	15.237153
M _{hor} ⁺	7.50	92.50	66.00	0.0021	19.23	18.50	25.64	52.50	15.237153
M _{hor} ⁻	7.50	92.50	47.10	0.0015	13.65	18.50	18.20	52.50	15.237153

REFUERZO

Calculado				Suministrado		
A _s calculada (cm ² /m)	A _{barra} (cm ²)	ϕ Barra	Cantidad	ϕ Barra	Refuerzo	
18.50	2.84	3/4	# 6 c./ 0.15	3/4	#6 c./	0.15
18.50	2.84	3/4	# 6 c./ 0.15	3/4	#6 c./	0.15
19.23	2.84	3/4	# 6 c./ 0.14	3/4	#6 c./	0.15
18.20	2.84	3/4	# 6 c./ 0.15	3/4	#6 c./	0.15

CORTE

V _{ud} =	27.70	ton
d =	92.50	cm
$\beta =$	1.11	

$$\phi v_c = \phi 0.083 B \cdot \sqrt{f'_c (Mpa)} = 4.88 \text{ kg/cm}^2 \quad v_{ud} = \frac{V_u}{b \cdot d} = 2.99 \text{ kg/cm}^2 \quad v_n < \phi v_c \text{ CUMPLE}$$

5.7.3.4 Control de agrietamiento

γ_e	1
Bs	1.1158
s<	307.79 mm
	30.779 cm
	OK

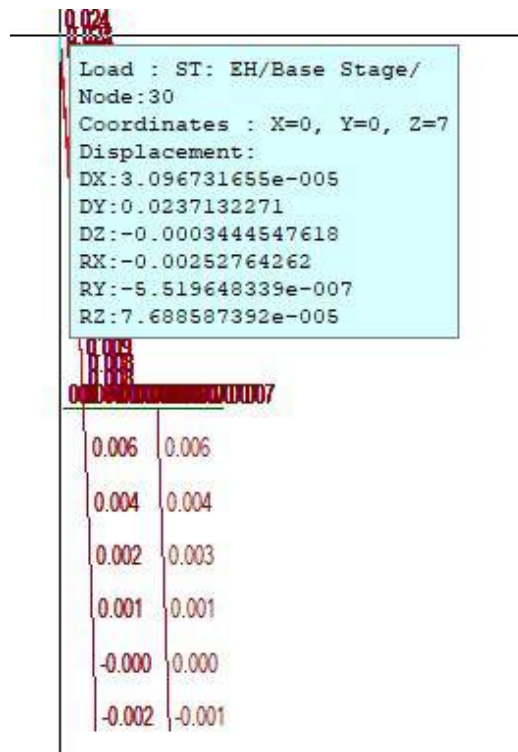
5.7.3.3.2 Refuerzo mínimo

γ_1	1.6
γ_3	0.75
M _{cr}	525 kN m

5.10.8 Retracción y temperatura

As>=	446.43 mm ² /m
As>=	446.43 mm ² /m

4.1.15. Desplazamiento superior de la solución.



Desplazamiento = 2.37 cm