



PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34,5 /13.2 KV

MEMORIA DE CÁLCULO DISEÑO ESTRUCTURAL CASETA MEDIA TENSIÓN

2017-EX-GB2-SB04-278
REVISIÓN 0



Medellín, febrero de 2018

CONTROL DE DISTRIBUCIÓN

Copias de este documento han sido entregadas a:

Nombre	Dependencia	Empresa	Copias
Gestor Documental	Proyecto	IEB	1

Las observaciones que resulten de su revisión y aplicación deben ser informadas a IEB S.A.

CONTROL DE REVISIONES

Revisión No.	Aspecto revisado	Fecha	Sello de clasificación
0	Alcance 2 SE Guabinas	20/02/2018	

CONTROL DE RESPONSABLES

NÚMERO DE REVISIÓN		0		
Elaboración	Nombre	SRP		
	Firma			
	Matricula Profesional	05202-302420 ANT		
	Fecha	20/02/2018		
Revisión	Nombre	LHM		
	Firma			
	Matricula Profesional	05202-212629 ANT		
	Fecha	20/02/2018		
Aprobación	Nombre	TBP		
	Firma			
	Matricula Profesional	05202-261408 ANT		
	Fecha	20/02/2018		

Participaron en la elaboración de este informe:

SRP	S.Rendón Pareja	TBP	Tatiana Buitrago Patiño.
LHM	Luis Horacio Muñoz		

TABLA DE CONTENIDO

1.	OBJETO	6
2.	ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES.....	6
2.1.	CONCRETO	6
2.2.	ACERO DE REFUERZO ASTM A-706 GRADO 60.....	6
2.3.	MAMPOSTERÍA	6
3.	CRITERIOS DE DISEÑO	6
4.	GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA.....	8
5.	CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA.....	9
5.1.	CARGA MUERTA (D)	9
5.2.	CARGA VIVA (L).....	9
5.3.	CARGA SÍSMICA (E).....	9
6.	PREDIMENSIONAMIENTO	11
7.	DEFLEXIONES.....	12
8.	INFORMACIÓN MODAL DE LA ESTRUCTURA.....	13
9.	AJUSTE DE LOS RESULTADOS	14
10.	DISEÑO DE LAS VIGAS AEREAS DE CUBIERTA.....	14
10.1.	DISEÑO DE VIGAS LONGITUDINALES (DES)	16
10.2.	DISEÑO DE VIGAS TRANSVERSALES 1 (DES)	22
10.3.	DISEÑO DE VIGAS TRANSVERSALES 2 (DES)	27
10.4.	DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA	34
10.5.	CARGAS SOBRE LA LOSA:.....	34
10.5.1.	Datos de diseño a flexión y cortante de nervio.....	35
10.5.2.	Diseño loseta superior	36
11.	DISEÑO DE LAS VIGAS DE FUNDACIÓN.....	38
11.1.	VIGAS DE FUNDACION TRANSVERSALES VF1 (300X500MM).....	39
11.1.1.	Verificación capacidad axial	39
11.1.2.	Predimensionamiento	39
11.2.	VIGAS DE FUNDACION LONGITUDINALES VF2 (300X450MM)	44
11.2.1.	Verificación capacidad axial	44
11.2.2.	Predimensionamiento	44
12.	DISEÑO DE LAS COLUMNAS	49
13.	DISEÑO DE PILAS	53
14.	CONTROL DE DERIVAS.....	55
15.	DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	57

16.	DOCUMENTOS DE REFERENCIA	60
-----	--------------------------------	----

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.	Periodos de vibración	13
Tabla 2.	Porcentaje de masa participante.....	13
Tabla 3.	Cortante basal estática y dinámica	14
Tabla 4.	Diseño de vigas longitudinales (300x450mm)	17
Tabla 5.	Diseño de vigas transversales 1 (300x550mm).....	23
Tabla 6.	Diseño de vigas transversales 2 (300x550mm).....	28
Tabla 7.	Diseño Vigas Fundación Transversales VF1 (300x500mm).....	40
Tabla 8.	Diseño Vigas Fundación Longitudinales VF2 (300x450mm)	45

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Isométrico de la estructura y fundación de la caseta de control.	8
Figura 2. Espectro elástico de aceleraciones, $I=1.0$	10
Figura 3. Espectro elástico de aceleraciones, $I=1.5$	10
Figura 4. Vigas longitudinales 300 x 450 mm	16
Figura 5. Diagrama de momentos para envolvente ultima de diseño vigas longitudinales 300x450mm.....	19
Figura 6. Diagrama de cortantes para envolvente ultima de diseño vigas longitudinales 300x450mm.....	20
Figura 7. Diseño de las vigas longitudinales (300x450mm).	21
Figura 8. Vigas transversales 1 (300 x 550 mm).....	22
Figura 9. Diagrama de momentos para envolvente ultima de diseño vigas transversales 1 (300x550mm)	24
Figura 10. Diagrama de cortantes para envolvente ultima de diseño vigas transversales 1 (300x550mm).	25
Figura 11. Diseño de las vigas transversales 1 (300x550mm).	26
Figura 12. Vigas transversales 2 (300 x 550 mm).....	28
Figura 13. Diagrama de momentos para envolvente ultima de diseño vigas transversales 2 (300x550mm)	30
Figura 14. Diagrama de cortantes para envolvente ultima de diseño vigas transversales 2 (300x550).	31
Figura 15. Diseño de las vigas transversales 2 (300x550mm).	32
Figura 16. Esquema de losa aligerada en una dirección.....	34
Figura 17. Carga Nervio (kN/m).....	35
Figura 18. Diagrama de momentos nervio (kN*m)	35
Figura 19. Diagrama de cortante nervios (kN).	36
Figura 20. Vigas de fundación	38
Figura 21. Diagrama de momentos para envolvente ultima de diseño vigas de fundación transversales VF1 (300x500mm).	41
Figura 22. Diagrama de cortantes para envolvente ultima de diseño vigas de fundación transversales VF1 (300x500mm).....	42
Figura 23. Diseño de las vigas de fundación transversales VF1 (300x500mm).	43
Figura 24. Diagrama de momentos para envolvente ultima de diseño vigas de fundación longitudinales VF2 (300x450mm).	46
Figura 25. Diagrama de cortantes para envolvente ultima de diseño vigas de fundación longitudinales VF2 (300x450mm).	47
Figura 26. Diseño de las vigas de fundación longitudinales VF2 (300x450mm).	48
Figura 27. Columnas 400x500mm	49
Figura 28. Diseño columnas 400x500mm.....	51
Figura 29. Resortes laterales en pilas, $\phi=0,8$ m.....	53
Figura 30. Diseño de pilas, $D=1000$ mm, $L=4500$ mm	54
Figura 31. Desplazamientos máximos en dirección X [mm]	55
Figura 32. Desplazamientos máximos en dirección Y [mm]	56

1. OBJETO

En el informe se presenta la memoria de cálculo para el diseño estructural de la caseta de control que se construirá en la subestación Guabinas 34,5/13,2 kV, propiedad de EPSA, localizada en el municipio de Yumbo, departamento del Valle del Cauca.

2. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

2.1. CONCRETO

Se diseñó la estructura tomando el módulo de elasticidad (E_c) de con base en la siguiente expresión:

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c} \quad \text{Fórmula (C.8.5.1) Norma NSR-10}$$

Para un concreto con una resistencia a la compresión, $f'_c = 24.5 \text{ MPa}$

$$E_c = 23264 \text{ MPa}$$

2.2. ACERO DE REFUERZO ASTM A-706 GRADO 60

El acero de refuerzo tiene un límite mínimo de fluencia $f_y = 420 \text{ MPa}$ (4200 kgf / cm^2) , para diámetros mayores o iguales a 3/8" y límite de fluencia $f_y = 280 \text{ MPa}$ (2800 kgf / cm^2) para diámetros menores; para mallas electrosoldadas A-497, $f_y = 420 \text{ MPa}$

2.3. MAMPOSTERÍA

Unidad de mampostería: Bloque de concreto $390 \times 140 \times 190 \text{ mm}$, $f'_{cu} = 17 \text{ MPa}$

Mortero de pega tipo S: $f'_{cp} = 12.5 \text{ MPa}$

Mortero de relleno: $f'_{cr} = 12.5 \text{ MPa}$

Resistencia básica a la compresión: $f'_m = 8.04 \text{ MPa}$, según las ecuaciones D.3.7-1 y D.3.7-2 de la NSR-10

3. CRITERIOS DE DISEÑO

Se diseñará la estructura de la caseta de control con base en los requerimientos sísmicos, combinaciones de carga y factores de mayoración indicados en el "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10".

El sistema estructural de la caseta de control será un sistema de pórticos resistente a momento con capacidad de disipación especial (DES), conformado por columnas y vigas en

concreto, el cual permite que la energía que impone el sismo a la estructura sea disipada mediante deformaciones inelásticas.

Los muros no estructurales se aislarán lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente de modo que el pórtico pueda deformarse libremente y no cause daños en el elemento divisorio. Los muros se anclarán a la losa de piso y a las vigas aéreas y para su construcción se utilizarán unidades de mampostería de perforación vertical para disponer el refuerzo necesario según los requerimientos de diseño como elemento no estructural.

La caseta de control estará cimentada en pilas y dados, debido a las limitaciones de espacio impuestas por los cárcamos; estos elementos de fundación se unirán perimetralmente por medio de vigas de amarre.

La cubierta estará conformada por una losa en concreto, aligerada en una dirección, impermeabilizada con manto con foil de aluminio, con pendiente del 0.5% en mortero, para el tratamiento de aguas lluvias.

Las combinaciones de carga últimas para el diseño estructural serán las siguientes:

- $1.4D$
- $1.2D + 1.6Lr$
- $1.2D \pm 1.0E_{(x,y)} \pm 0.3E_{(x,y)} \pm 1.0E_{(z)}$
- $0.9D \pm 1.0E_{(x,y)} \pm 0.3E_{(x,y)} - 1.0E_{(z)}$

Las combinaciones de carga en servicio para el dimensionamiento de los elementos de la cimentación serán las siguientes:

- $1.0D$
- $1.0D + 1.0Lr$
- $1.0D \pm 0.7E_{(x,y)} \pm 0.21E_{(x,y)} \pm 0.7E_{(z)}$
- $0.6D \pm 0.7E_{(x,y)} \pm 0.21E_{(x,y)} - 0.7E_{(z)}$

Dónde:

D: Carga muerta.

Lr: Carga viva sobre cubierta.

E: Carga de sismo.

4. GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA

Para el análisis tridimensional de la estructura se elaboró un modelo matemático en el software Midas Gen, cuya geometría se ilustra en la Figura 1, conformado por elementos tipo frame.

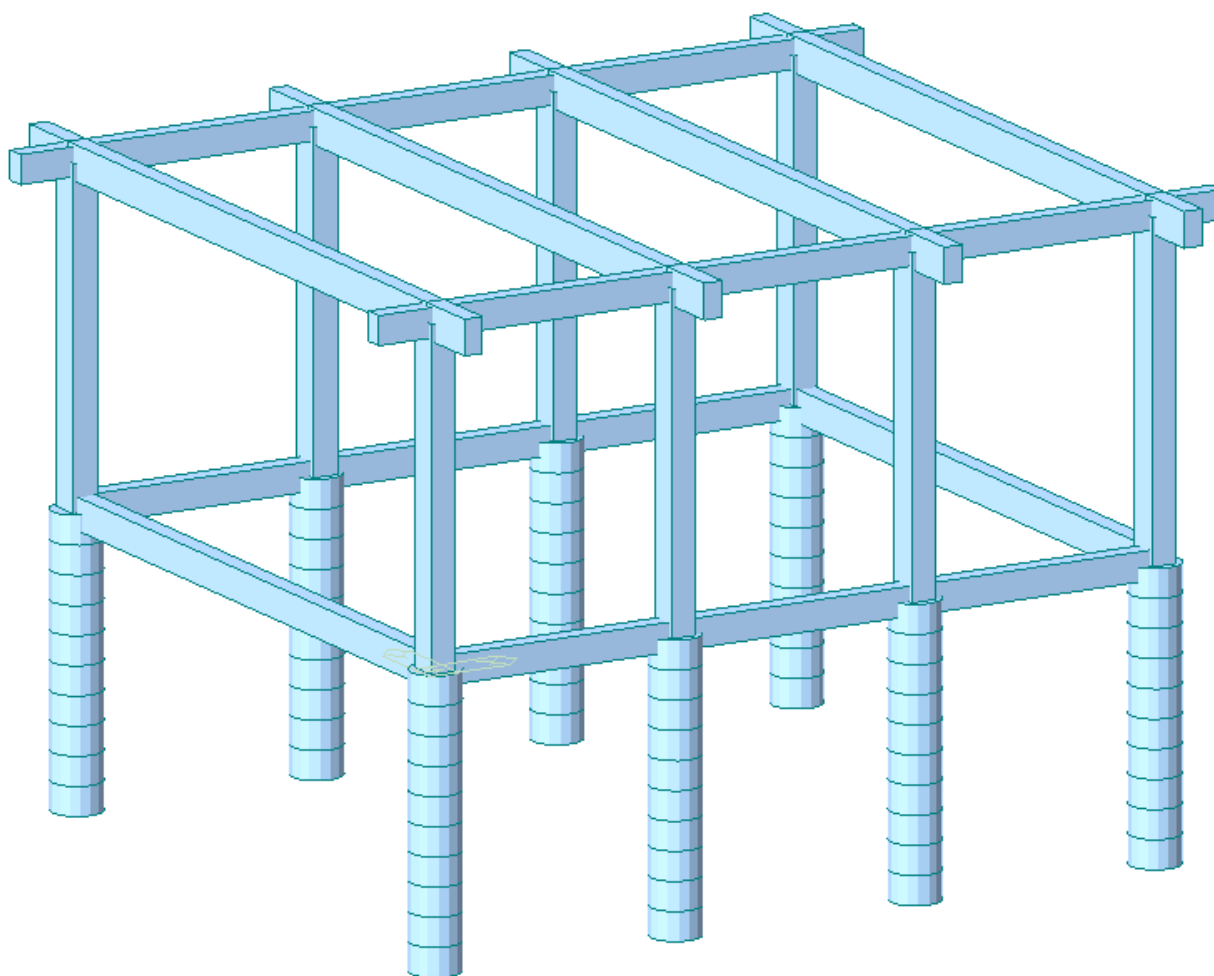


Figura 1. Isométrico de la estructura y fundación de la caseta de control.

5. CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

5.1. CARGA MUERTA (D)

• Vigas	Considerada por el programa
• Columnas	Considerada por el programa
• Losa aligerada	200 kgf/m ²
• Muros	300 kgf/m ²
• Mortero de nivelación	110 kgf/m ²
• Cielo falso	25 kgf/m ²

5.2. CARGA VIVA (L)

Se usara una carga viva mínima de cubierta de 200kgf / m²

5.3. CARGA SÍSMICA (E)

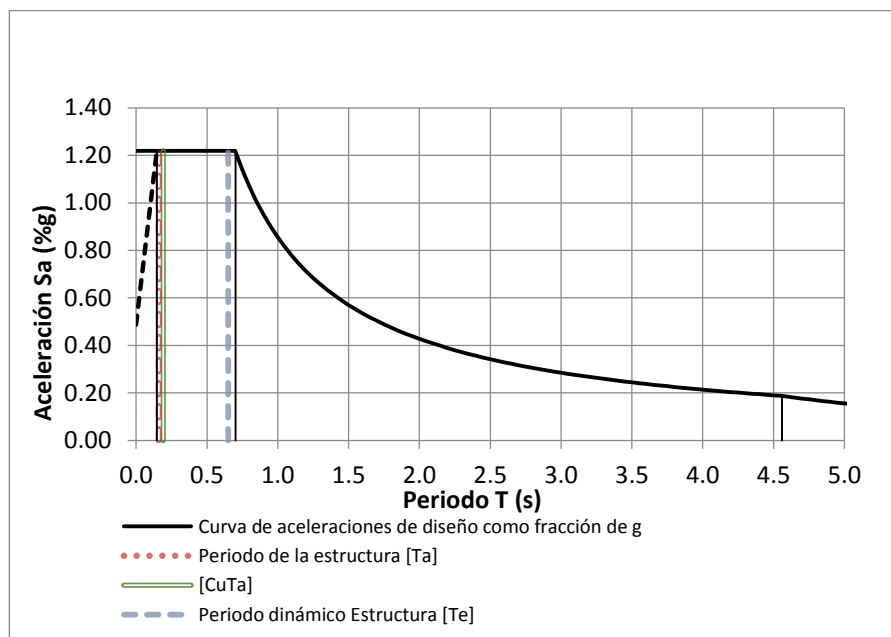
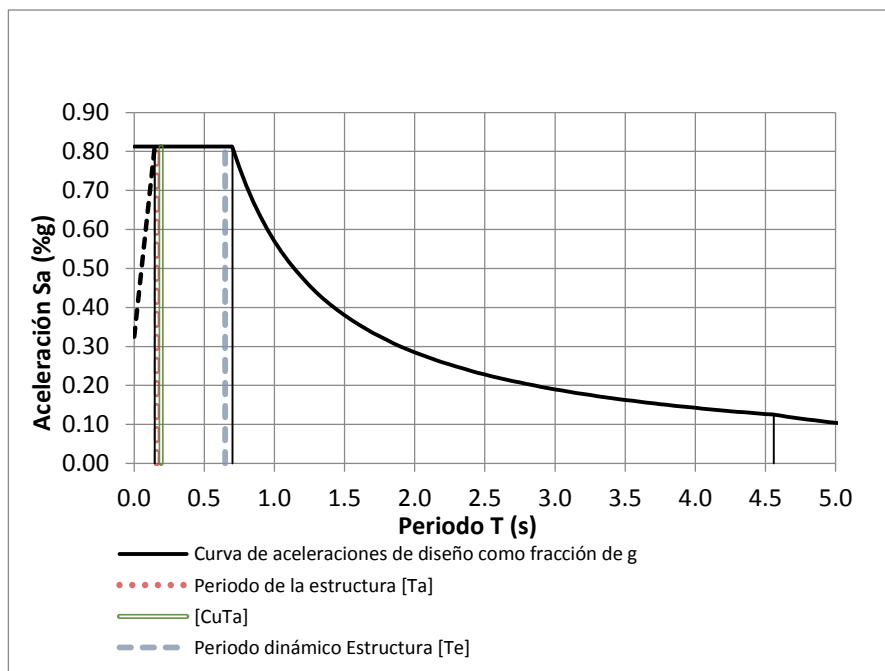
Para el análisis sísmico de la estructura se usará un modelo de análisis dinámico elástico espectral, basado en los espectros presentados en las siguientes figuras, que corresponden al espectro sísmico para la zona del proyecto, con factores de importancia de 1.0 y 1.5 respectivamente. Ambos espectros calculados para un amortiguamiento del 5%. Esta diferencia radica en que la verificación de las derivas de entrepiso para estructuras pertenecientes al grupo de uso *IV* debe realizarse usando las fuerzas horizontales calculadas para un factor de importancia igual a la unidad ($I=1.0$) y el diseño de los elementos con el factor correspondiente al grupo de uso $I=1.5$, que corresponde al caso de análisis, así como lo indica A.6.2.1.2 [1]

El coeficiente de disipación de energía se estima con base en la siguiente expresión:

$$R = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_o$$

Para un sistema de pórticos resistentes a momento con capacidad de disipación especial de energía (DES), el coeficiente de capacidad de disipación de energía básico corresponde a $R_o=7.0$, según la tabla A.3-3 de la referencia [1].

Como la estructura no presenta irregularidades en planta y en altura se asigna el valor de la unidad: $\phi_a = \phi_p = 1$. Por ausencia de redundancia solo tiene un pórtico en la dirección transversal, por tanto, $\phi_r = 0.75$ por tanto $R = 5.2$



6. PREDIMENSIONAMIENTO

Según la tabla C.9.5 (a) de la referencia [1], para vigas y losas nervadas en una dirección, el espesor mínimo para controlar deflexiones debe ser:

$$e \geq \frac{L}{18.5}, \text{ donde } L \text{ es la luz más larga entre ejes de vigas.}$$

$$e \geq \frac{4000}{18.5} = 216mm$$

Entonces el nervio tendrá una altura de 300mm y un ancho de 100mm. Las vigas longitudinales tendrán una altura de 450mm y un ancho de 300mm

El espesor de la loseta superior debe tener más de 45mm pero no menos de 1/20 de la distancia libre entre nervios.

$$e \geq \frac{L}{20}, \text{ donde } L \text{ es la luz más larga entre bordes internos de nervios.}$$

$$e \geq \frac{750}{20} = 37,5mm$$

Entonces se tomará un espesor de loseta de 50mm.

Según la tabla C.9.5 (a) de la referencia [1], para vigas, la altura mínima para controlar deflexiones debe ser:

$$h \geq \frac{L}{16}, \text{ donde } L \text{ es la luz más larga para las vigas simplemente apoyadas (dirección transversal del edificio).}$$

$$h \geq \frac{10350}{16} = 646mm$$

Con base en lo anterior la vigas transversales deberían tener una altura de 650mm, aun así se asume una altura de 550mm y un ancho de 300mm. Posteriormente se presenta la verificación de las deflexiones.

Las vigas de fundación transversales tendrán una sección de 300x500mm y las longitudinales de 300x450mm.

Se utilizarán columnas con sección de 400x500mm, dados de 1000x1000x500mm y pilas de fundación de $\phi = 1200mm$, $L = 4500mm$

7. DEFLEXIONES

Para las vigas aéreas transversales, las deflexiones instantáneas se estimaran con base en lo indicado en el numeral C.9.5.

Para una carga uniformemente distribuida, la deflexión máxima inmediata en el centro del vano está dada por:

$$\delta_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI_e}$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right) \right] * I_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t}$$

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c}$$

La deflexión adicional a largo plazo resultante del flujo plástico y retracción de los elementos sometidos a flexión, debe estimarse multiplicando la deflexión inmediata por el factor $\lambda\Delta$

$$\lambda\Delta = \frac{\zeta}{1 + 50\rho'}$$

Donde:

M_{cr} : Momento de fisuración

M_a : Momento máximo debido a la carga de servicio con el que se estima la deflexión

E_c : Modulo de elasticidad del concreto

I_e : Momento de Inercia efectivo

I_g : Momento de Inercia de la sección bruta

I_{cr} : Momento de Inercia de la sección fisurada

y_t : Distancia desde el eje del centroidal de la sección bruta hasta la fibra extrema en tracción sin considerar refuerzo

ρ' : Cuantía de refuerzo A_s' evaluada sobre el área bd

A_s' : Area de refuerzo a compresión en la mitad del vano

ζ : Factor según la duración de la carga.

8. INFORMACIÓN MODAL DE LA ESTRUCTURA

Tabla 1. Periodos de vibración

EIGENVALUE ANALYSIS			
Mode No	Frequency		Period
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	24.12	3.83	0.26
2	25.64	4.08	0.24
3	25.73	4.09	0.24

Tabla 2. Porcentaje de masa participante

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT						
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		ROTN-Z	
	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	99.97	99.97	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	99.97	0.00	0.00	99.83	99.83
3	0.00	99.97	99.57	99.57	0.00	99.83
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		ROTN-Z	
	MASS (kN)	SUM (kN)	MASS (kN)	SUM (kN)	MASS (kN)	SUM (kN)
1	96.88	96.88	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	96.88	0.00	0.00	4470.85	4470.85
3	0.00	96.88	96.49	96.49	0.00	4470.85

Con base en la tabla anterior, se puede observar que para los primeros tres modos de vibración en las direcciones X y Y respectivamente, se obtiene una participación de masa superior al 90%

Tabla 3. Cortante basal estática y dinámica

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT		
Load	FX (kN)	FY (kN)
FHEX	-1181.53	0
FHEY	0	-1181.53
EX	-1167.50	0
EY	0	-1167.03

9. AJUSTE DE LOS RESULTADOS

El valor del cortante dinámico total en la base V_{ij} , obtenido después de realizar la combinación modal, no debe ser menor que el 90% (estructura clasificada como regular) del corte sísmico en la base V_s , calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente (A.5.4.5 de referencia [1]).

Del modelo tomamos la cortante basal estática V_s de la edificación usando el método de la fuerza horizontal equivalente, donde la masa que participa de la estructura corresponde a $969.44kN$

$$V_s = S_a * W_e$$

$$V_s = 1.219 * 969.44kN$$

$$V_s = 1181.53kN$$

$$0.9 * V_s = 0.9 * 1181.75kN = 1063.57kN < 1167.03kN$$

$$V_{jx} = 1167.50kN$$

$$V_{jy} = 1167.03kN$$

El cortante dinámico es mayor al 90% del cortante estático, por tanto no se requiere reajustar los parámetros de la respuesta dinámica.

10. DISEÑO DE LAS VIGAS AEREAS DE CUBIERTA

El diseño de las vigas longitudinales y transversales de la cubierta, se realizó con base en lo establecido en la NSR-10:

- La fuerza mayorada de compresión axial en el elemento, P_u , bajo cualquier combinación de cargas (gravitacionales y sísmicas) no debe exceder $A_g * f'_c / 10$
- La luz libre del elemento, L_n , no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.
- El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor que $0.3h$ o $250mm$

- El ancho del elemento, b_w , no debe exceder el ancho del elemento de apoyo (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento en flexión) más una distancia a cada lado del elemento de apoyo que no exceda tres cuartas partes de la altura del elemento en flexión
- El límite inferior y superior de refuerzo longitudinal corresponde a: $\rho_{\min} = 14 / F_y$ y $\rho_{\max} = 0.025$, respectivamente.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nodo, no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nodos.
- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5cm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento " s " de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de: la cuarta parte de la altura útil de la sección $(d / 4)$, 8 veces el diámetro de las barras longitudinales $(8d_{bl})$, 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento $(24d_{bc})$ o 300mm

10.1. DISEÑO DE VIGAS LONGITUDINALES (DES)

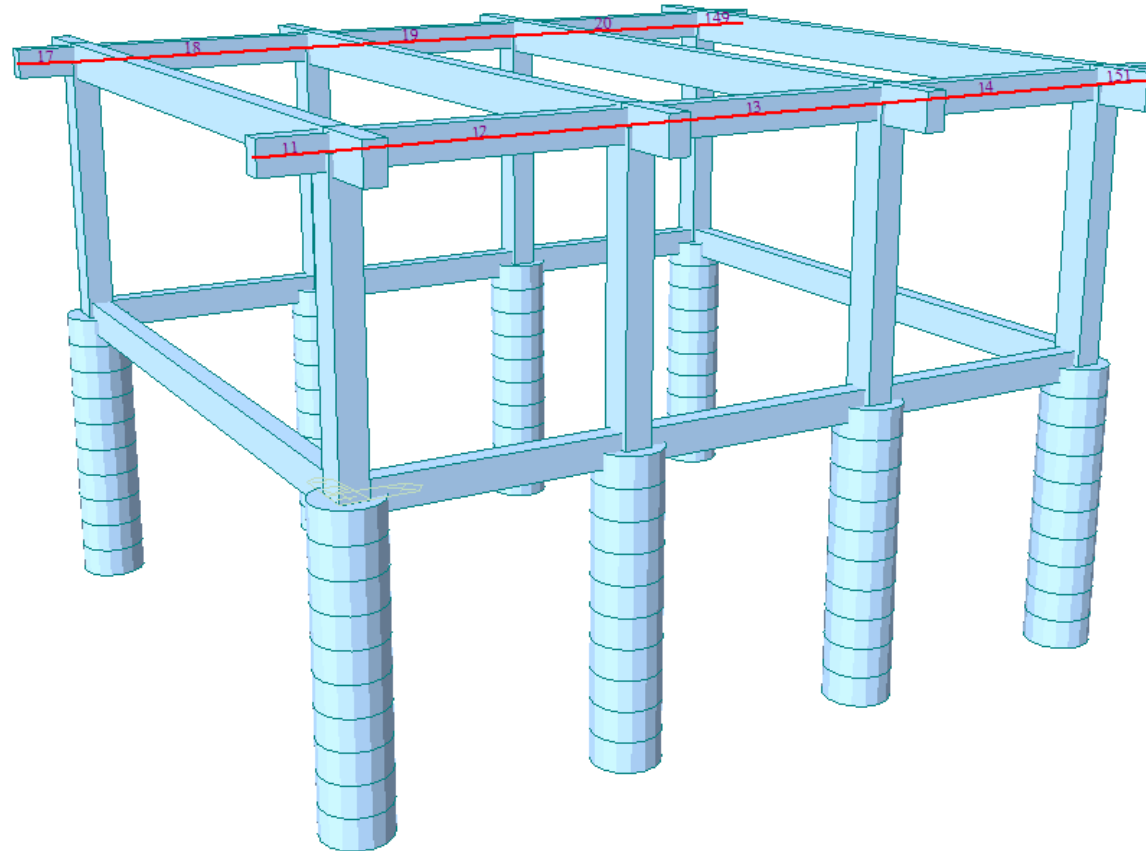


Figura 4. Vigas longitudinales 300 x 450 mm

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINA 34.5/13.2 kV

MEMORIA DE CALCULO DISEÑO ESTRUCTURAL CASETA DE MEDIA TENSIÓN

Tabla 4. Diseño de vigas longitudinales (300x450mm)

MEMB	Section		f'c(Mpa)	POS	(-) Mu (kN*m)	COMB	AsTop (mm ²)	Rebar	(+) Mu (kN*m)	COMB	AsBot (mm ²)	Rebar	Vu (kN)	COMB	AsV (mm ² /mm)	Stirrup
SECT	Bc(m)	Hc(m)	fy(Mpa)													
Span	bf	hf	fys(Mpa)													
11	VL30X45	VL30X45	24.5	I	0.14893	2	516	4-#4	0	30	387	3-#4	1.16235	2	1.42	2-#3 @100
5	0.3	0.45	420	M	1.34033	2	387	3-#4	0	30	387	3-#4	3.48705	2	1.42	2-#3 @100
1.025	0	0	420	J	2.38282	2	516	4-#4	0	30	387	3-#4	4.6494	2	1.42	2-#3 @100
12	VL30X45	VL30X45	24.5	I	54.707	7	516	4-#4	45.2655	14	387	3-#4	52.2756	11	1.42	2-#3 @100
5	0.3	0.45	420	M	26.3883	15	387	3-#4	27.274	6	387	3-#4	44.4996	11	1.42	2-#3 @100
4	0	0	420	J	45.9822	7	516	4-#4	37.0255	14	387	3-#4	52.1371	11	1.42	2-#3 @100
13	VL30X45	VL30X45	24.5	I	38.9836	7	516	4-#4	30.1607	14	387	3-#4	52.2064	11	1.42	2-#3 @100
5	0.3	0.45	420	M	16.3805	15	387	3-#4	17.7636	6	387	3-#4	44.4304	30	1.42	2-#3 @100
4	0	0	420	J	38.9836	7	516	4-#4	30.1607	14	387	3-#4	52.2064	11	1.42	2-#3 @100
14	VL30X45	VL30X45	24.5	I	45.9822	7	516	4-#4	37.0255	14	387	3-#4	52.1371	11	1.42	2-#3 @100
5	0.3	0.45	420	M	26.3883	15	387	3-#4	27.274	6	387	3-#4	44.4996	11	1.42	2-#3 @100
4	0	0	420	J	54.707	7	516	4-#4	45.2655	14	387	3-#4	52.2756	11	1.42	2-#3 @100
17	VL30X45	VL30X45	24.5	I	0.14893	2	516	4-#4	0	30	387	3-#4	1.16235	2	1.42	2-#3 @100
5	0.3	0.45	420	M	1.34033	2	387	3-#4	0	30	387	3-#4	3.48705	2	1.42	2-#3 @100
1.025	0	0	420	J	2.38282	2	516	4-#4	0	30	387	3-#4	4.6494	2	1.42	2-#3 @100
18	VL30X45	VL30X45	24.5	I	54.707	7	516	4-#4	45.2655	14	387	3-#4	52.2756	11	1.42	2-#3 @100
5	0.3	0.45	420	M	26.3883	15	387	3-#4	27.274	6	387	3-#4	44.4996	11	1.42	2-#3 @100
4	0	0	420	J	45.9822	7	516	4-#4	37.0255	14	387	3-#4	52.1371	11	1.42	2-#3 @100
19	VL30X45	VL30X45	24.5	I	38.9836	7	516	4-#4	30.1607	14	387	3-#4	52.2064	11	1.42	2-#3 @100
5	0.3	0.45	420	M	16.3805	15	387	3-#4	17.7636	6	387	3-#4	44.4304	30	1.42	2-#3 @100
4	0	0	420	J	38.9836	7	516	4-#4	30.1607	14	387	3-#4	52.2064	11	1.42	2-#3 @100
20	VL30X45	VL30X45	24.5	I	45.9822	7	516	4-#4	37.0255	14	387	3-#4	52.1371	11	1.42	2-#3 @100

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINA 34.5/13.2 kV
MEMORIA DE CALCULO DISEÑO ESTRUCTURAL CASETA DE MEDIA TENSIÓN

MEMB	Section		f'c(Mpa)	POS	(-) Mu (kN*m)	COMB	AsTop (mm ²)	Rebar	(+) Mu (kN*m)	COMB	AsBot (mm ²)	Rebar	Vu (kN)	COMB	AsV (mm ² /mm)	Stirrup
SECT	Bc(m)	Hc(m)	fy(Mpa)													
Span	bf	hf	fys(Mpa)													
5	0.3	0.45	420	M	26.3883	15	387	3-#4	27.274	6	387	3-#4	44.4996	11	1.42	2-#3 @100
4	0	0	420	J	54.707	7	516	4-#4	45.2655	14	387	3-#4	52.2756	11	1.42	2-#3 @100
149	VL30X45	VL30X45	24.5	I	2.38282	2	516	4-#4	0	30	387	3-#4	4.6494	2	1.42	2-#3 @100
5	0.3	0.45	420	M	1.34033	2	387	3-#4	0	30	387	3-#4	3.48705	2	1.42	2-#3 @100
1.025	0	0	420	J	0.14893	2	516	4-#4	0	30	387	3-#4	1.16235	2	1.42	2-#3 @100
151	VL30X45	VL30X45	24.5	I	2.38282	2	516	4-#4	0	30	387	3-#4	4.6494	2	1.42	2-#3 @100
5	0.3	0.45	420	M	1.34033	2	387	3-#4	0	30	387	3-#4	3.48705	2	1.42	2-#3 @100
1.025	0	0	420	J	0.14893	2	516	4-#4	0	30	387	3-#4	1.16235	2	1.42	2-#3 @100

Se colocarán tres barras de $\phi 1/2"$ en la parte superior e inferior como refuerzo base en toda la longitud de la viga, adicionalmente se colocará una barra de $\phi 1/2"$ en las caras de mayor momento negativo. Se colocarán estribos $\phi 3/8"$ cada 100mm en toda la longitud de la viga a partir de las caras de las columnas sobre las cuales se apoyan.

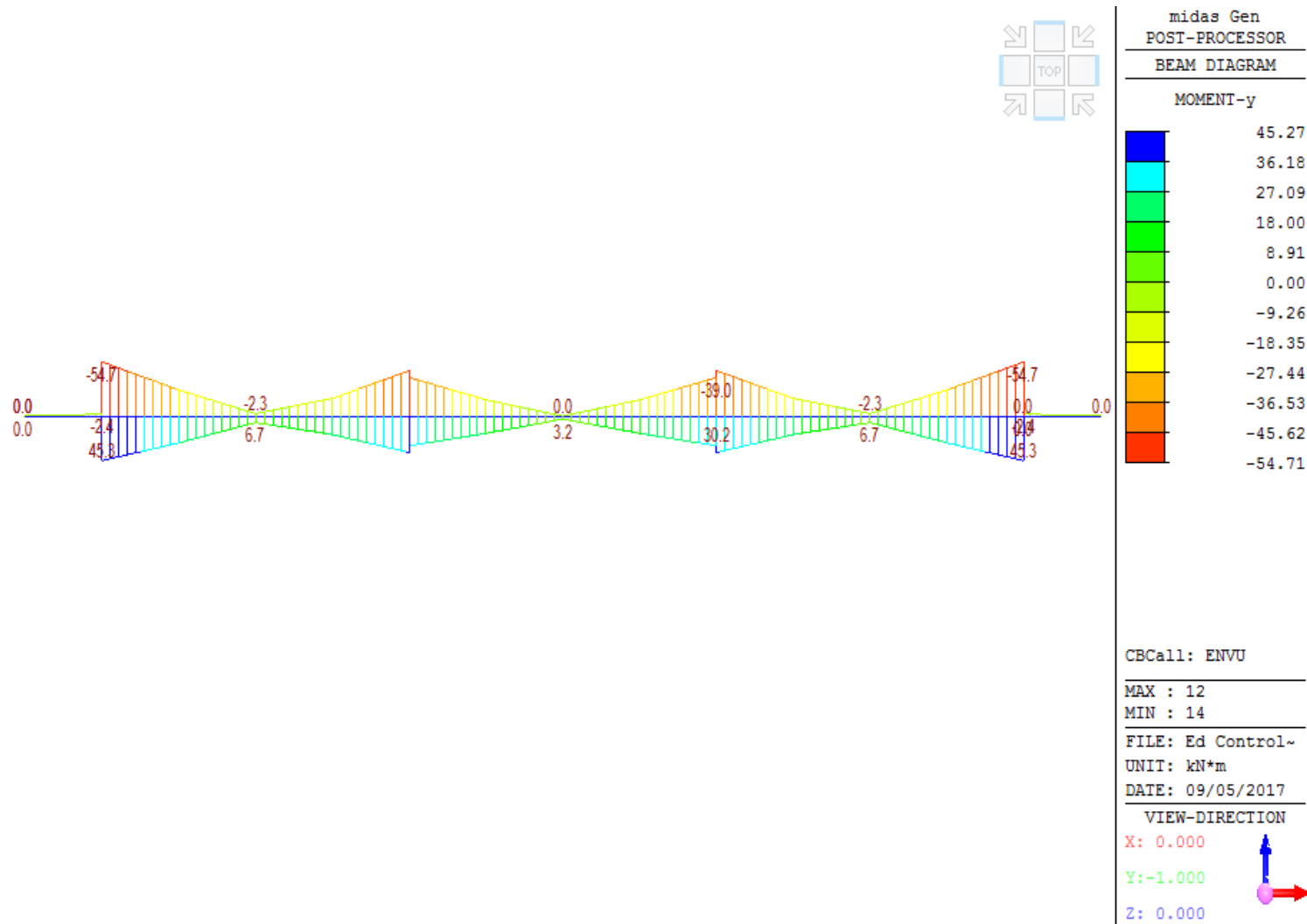


Figura 5. Diagrama de momentos para envolvente ultima de diseño vigas longitudinales 300x450mm.

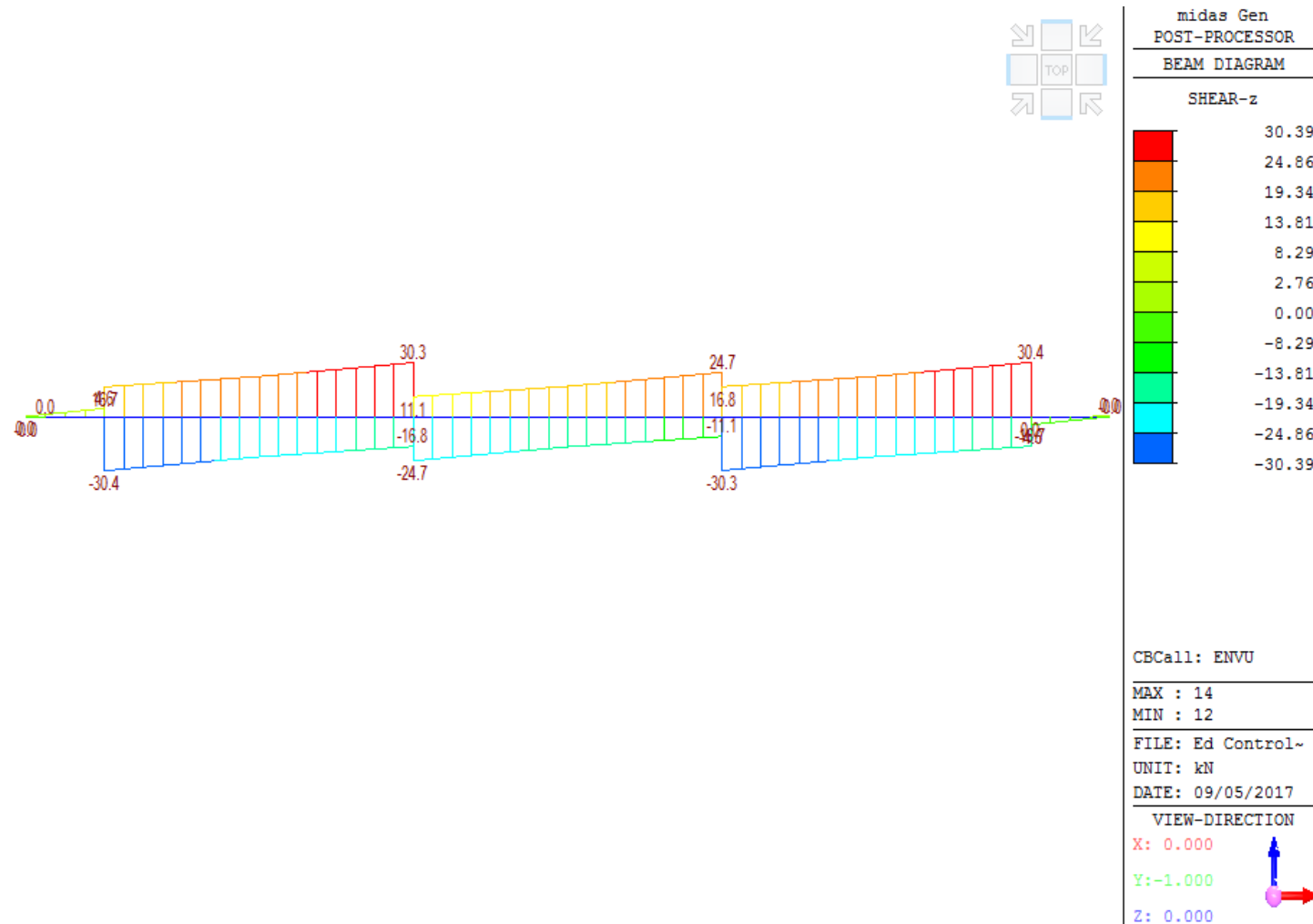


Figura 6. Diagrama de cortantes para envoltente ultima de diseño vigas longitudinales 300x450mm..

midas Gen

RC Beam Design Result

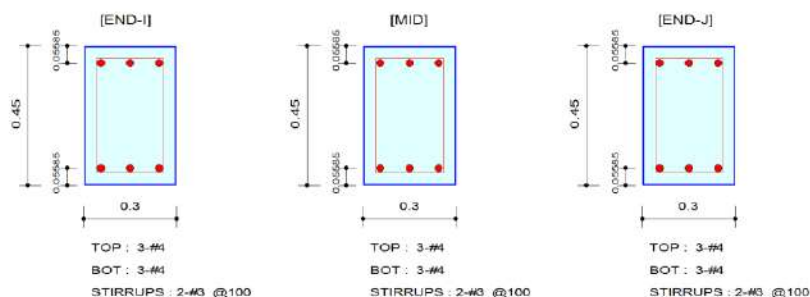


Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...inas-Estructura R=5.2 V2.mgb

1. Design Information

Design Code	: NSR-10	Unit System	: kN, m
Material Data	: $f_c = 24500$, $f_y = 420000$, $f_{ys} = 420000$ KPa		
Section Property	: VL30X45 (No : 5)	Beam Span	: 4 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	7	15	7
Moment (Mu)	55.19	26.65	55.19
Factored Strength (PhiMn)	55.77	55.77	55.77
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.9896	0.4779	0.9896
(+) Load Combination No.	14	6	14
Moment (Mu)	45.75	27.54	45.75
Factored Strength (PhiMn)	55.77	55.77	55.77
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.8203	0.4937	0.8203
Required Rebar Top (As_top)	0.0004	0.0004	0.0004
Required Rebar Bot (As_bot)	0.0004	0.0004	0.0004

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	11	11	11
Factored Shear Force (Vu)	46.24	38.47	46.24
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	0.00	74.62	0.00
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	176.22	176.22	176.22
Required Shear Reinf. (AsV)	0.0014	0.0014	0.0014
Required Stirrups Spacing	2-#3 @100	2-#3 @100	2-#3 @100
Check Ratio	0.2624	0.1533	0.2624

Figura 7. Diseño de las vigas longitudinales (300x450mm).

10.2. DISEÑO DE VIGAS TRANSVERSALES 1 (DES)

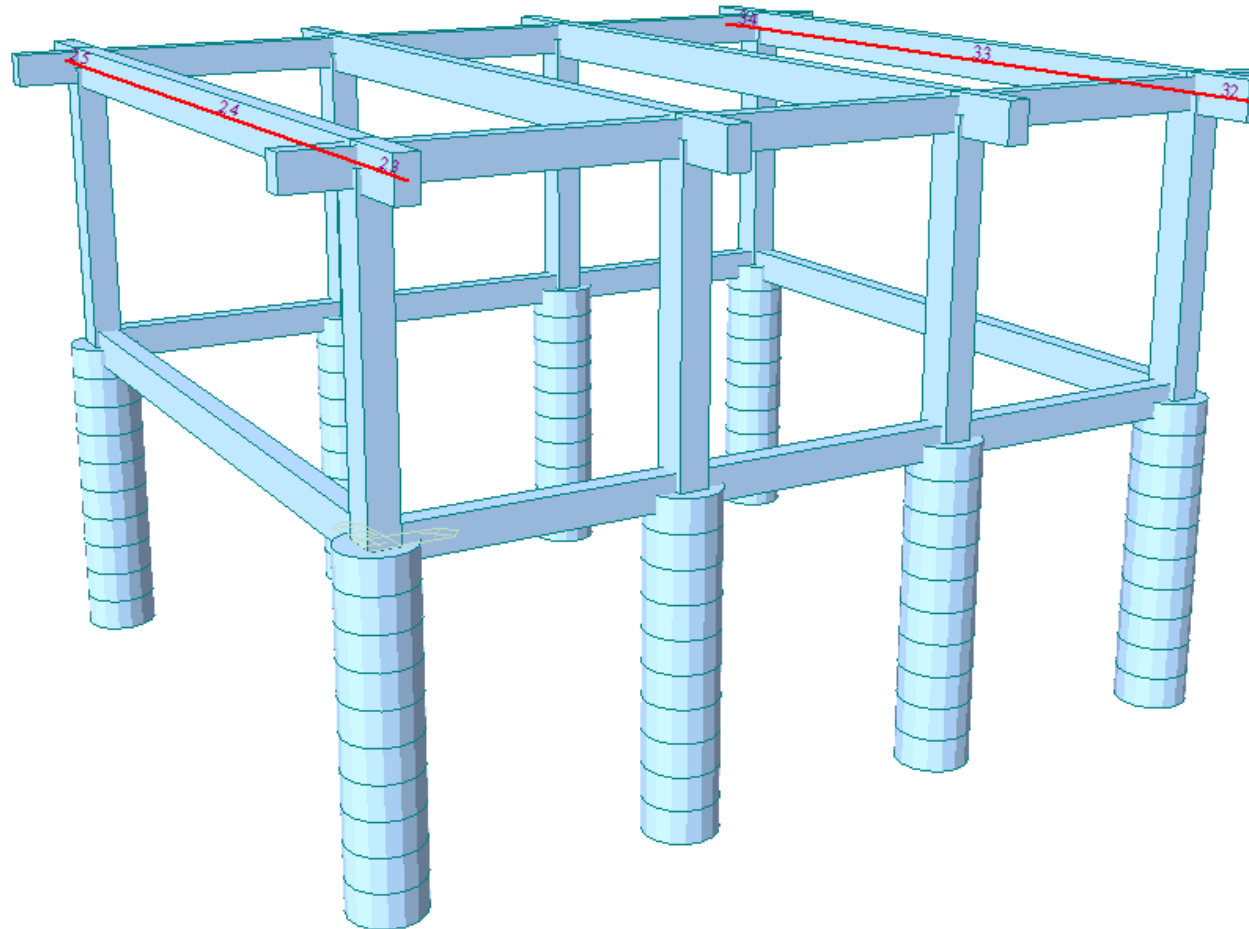


Figura 8. Vigas transversales 1 (300 x 550 mm)

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINA 34.5/13.2 kV

MEMORIA DE CALCULO DISEÑO ESTRUCTURAL CASETA DE MEDIA TENSIÓN

Tabla 5. Diseño de vigas transversales 1 (300x550mm)

MEMB	Section		f'c(MPa)	POS	(-) Mu (kN*m)	COMB	AsTop (mm ²)	Rebar	(+) Mu (kN*m)	COMB	AsBot (mm ²)	Rebar	Vu (kN)	COMB	AsV (mm ² /m)	Stirrup
SECT	Bc(m)	Hc(m)	fy(MPa)													
Span	bf	hf	fys(MPa)													
23	VT1 30X55	VT1 30X55	24.5	I	0.98948	3	1449	3-#5/3-#6	0	30	796	4-#5	7.196	3	1.14	2-#3 @125
7	0.3	0.55	420	M	8.9053	3	597	3-#5	0	30	995	5-#5	21.589	3	0.60	2-#3 @235
1.1	0	0	420	J	15.8316	3	1449	3-#5/3-#6	0	30	796	4-#5	28.785	3	1.14	2-#3 @125
24	VT1 30X55	VT1 30X55	24.5	I	215.445	11	1449	3-#5/3-#6	107.722	11	796	4-#5	137.382	3	1.14	2-#3 @125
7	0.3	0.55	420	M	53.8612	11	597	3-#5	156.465	3	995	5-#5	68.691	3	0.60	2-#3 @235
10.35	0	0	420	J	215.445	11	1449	3-#5/3-#6	107.722	11	796	4-#5	137.382	3	1.14	2-#3 @125
25	VT1 30X55	VT1 30X55	24.5	I	15.8316	3	1449	3-#5/3-#6	0	30	796	4-#5	28.785	3	1.14	2-#3 @125
7	0.3	0.55	420	M	8.9053	3	597	3-#5	0	30	995	5-#5	21.589	3	0.60	2-#3 @235
1.1	0	0	420	J	0.98948	3	1449	3-#5/3-#6	0	30	796	4-#5	7.196	3	1.14	2-#3 @125
32	VT1 30X55	VT1 30X55	24.5	I	0.98948	3	1449	3-#5/3-#6	0	30	796	4-#5	7.196	3	1.14	2-#3 @125
7	0.3	0.55	420	M	8.9053	3	597	3-#5	0	30	995	5-#5	21.589	3	0.60	2-#3 @235
1.1	0	0	420	J	15.8316	3	1449	3-#5/3-#6	0	30	796	4-#5	28.785	3	1.14	2-#3 @125
33	VT1 30X55	VT1 30X55	24.5	I	215.445	11	1449	3-#5/3-#6	107.722	11	796	4-#5	137.382	3	1.14	2-#3 @125
7	0.3	0.55	420	M	53.8612	11	597	3-#5	156.465	3	995	5-#5	68.691	3	0.60	2-#3 @235
10.35	0	0	420	J	215.445	11	1449	3-#5/3-#6	107.722	11	796	4-#5	137.382	3	1.14	2-#3 @125
34	VT1 30X55	VT1 30X55	24.5	I	15.8316	3	1449	3-#5/3-#6	0	30	796	4-#5	28.785	3	1.14	2-#3 @125
7	0.3	0.55	420	M	8.9053	3	597	3-#5	0	30	995	5-#5	21.589	3	0.60	2-#3 @235
1.1	0	0	420	J	0.98948	3	1449	3-#5/3-#6	0	30	796	4-#5	7.196	3	1.14	2-#3 @125

Se colocarán tres barras de $\phi 5/8"$ en la parte superior e inferior como refuerzo base en toda la longitud de la viga, adicionalmente se colocaran tres barras de $\phi 3/4"$ en las caras de momento negativo, dos barras de $\phi 5/8"$ en el centro de la luz en la parte inferior para el

momento positivo y una barra de $\phi 5/8"$ en ambos extremos en la parte inferior. Se colocarán estribos $\phi 3/8"$ cada 125mm en las zonas confinadas y traslapos, y en las zonas restantes estribos $\phi 3/8"$ cada 235mm.

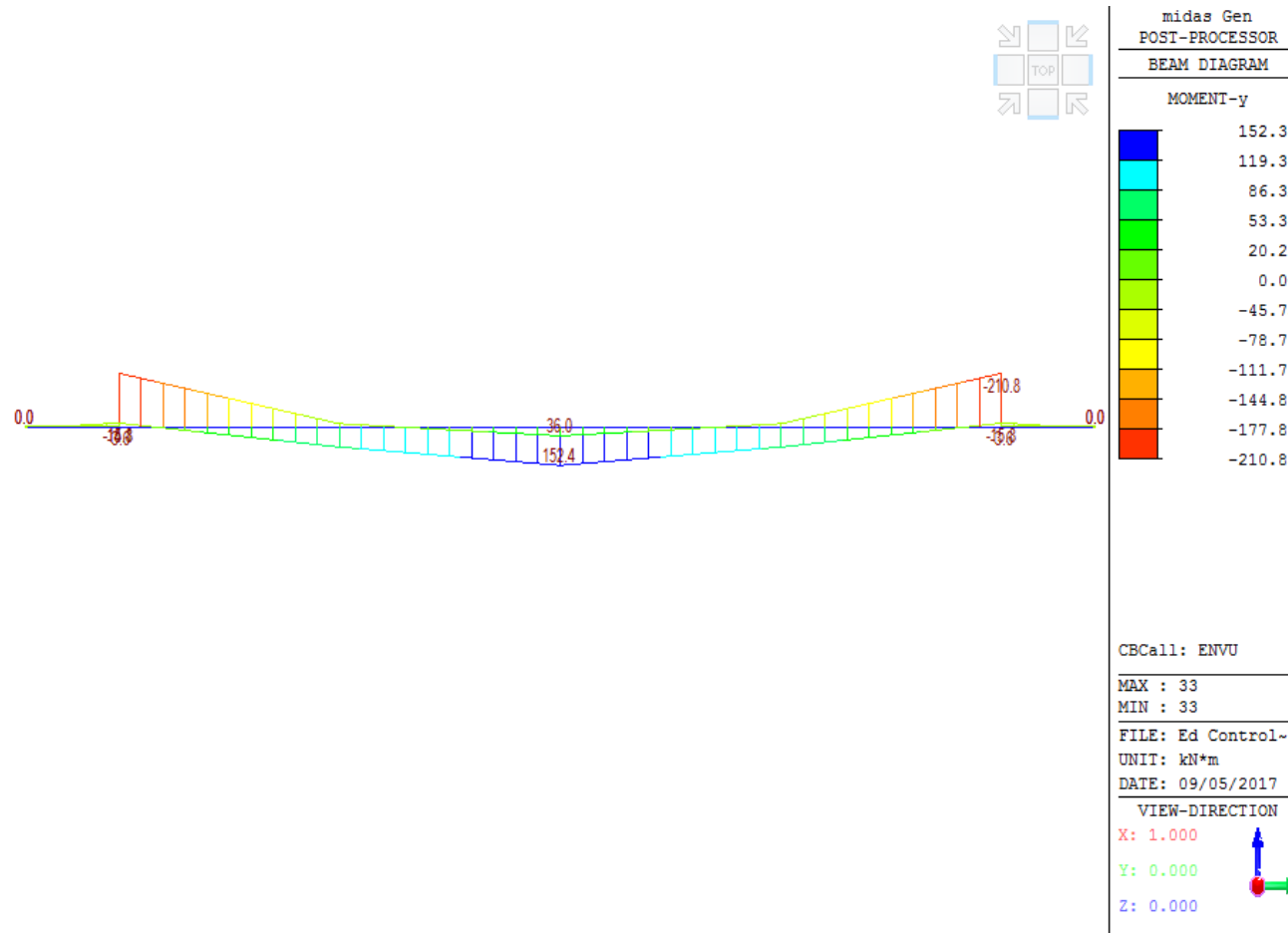


Figura 9. Diagrama de momentos para envoltorio ultima de diseño vigas transversales 1 (300x550mm)

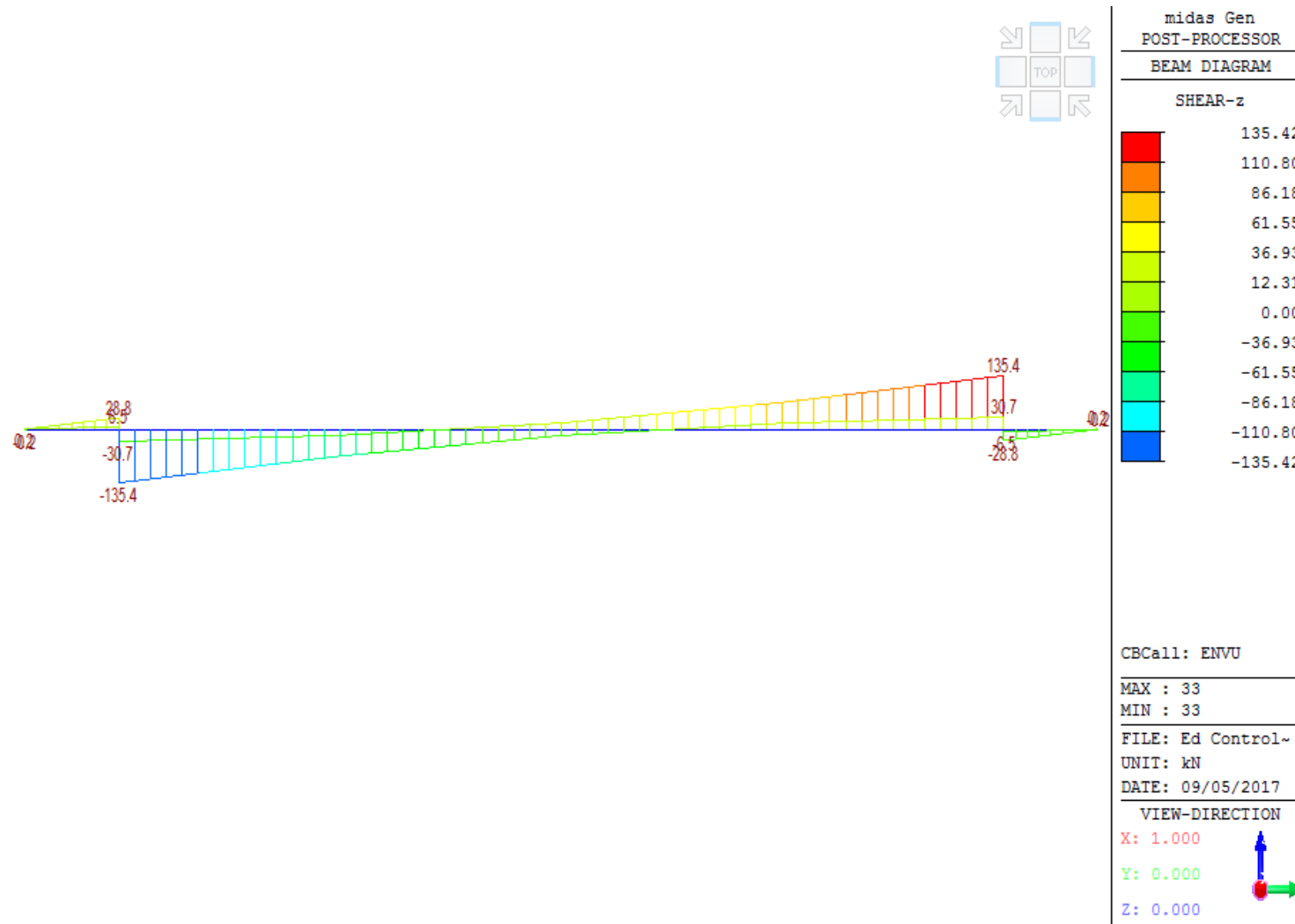


Figura 10. Diagrama de cortantes para envolvente ultima de diseño vigas transversales 1 (300x550mm).

midas Gen

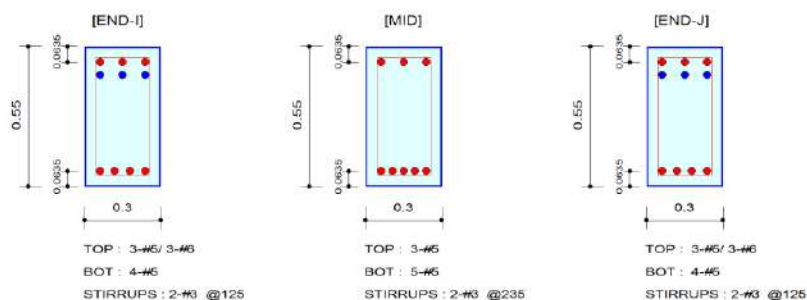
RC Beam Design Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...inas-Estructura R=5.2 V2.mgb

1. Design Information

Design Code	: NSR-10	Unit System	: kN, m
Material Data	: $f_c = 24500$, $f_y = 420000$, $f_{ys} = 420000$ KPa		
Section Property	: VT1 30X55 (No : 7)	Beam Span	: 10.5 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

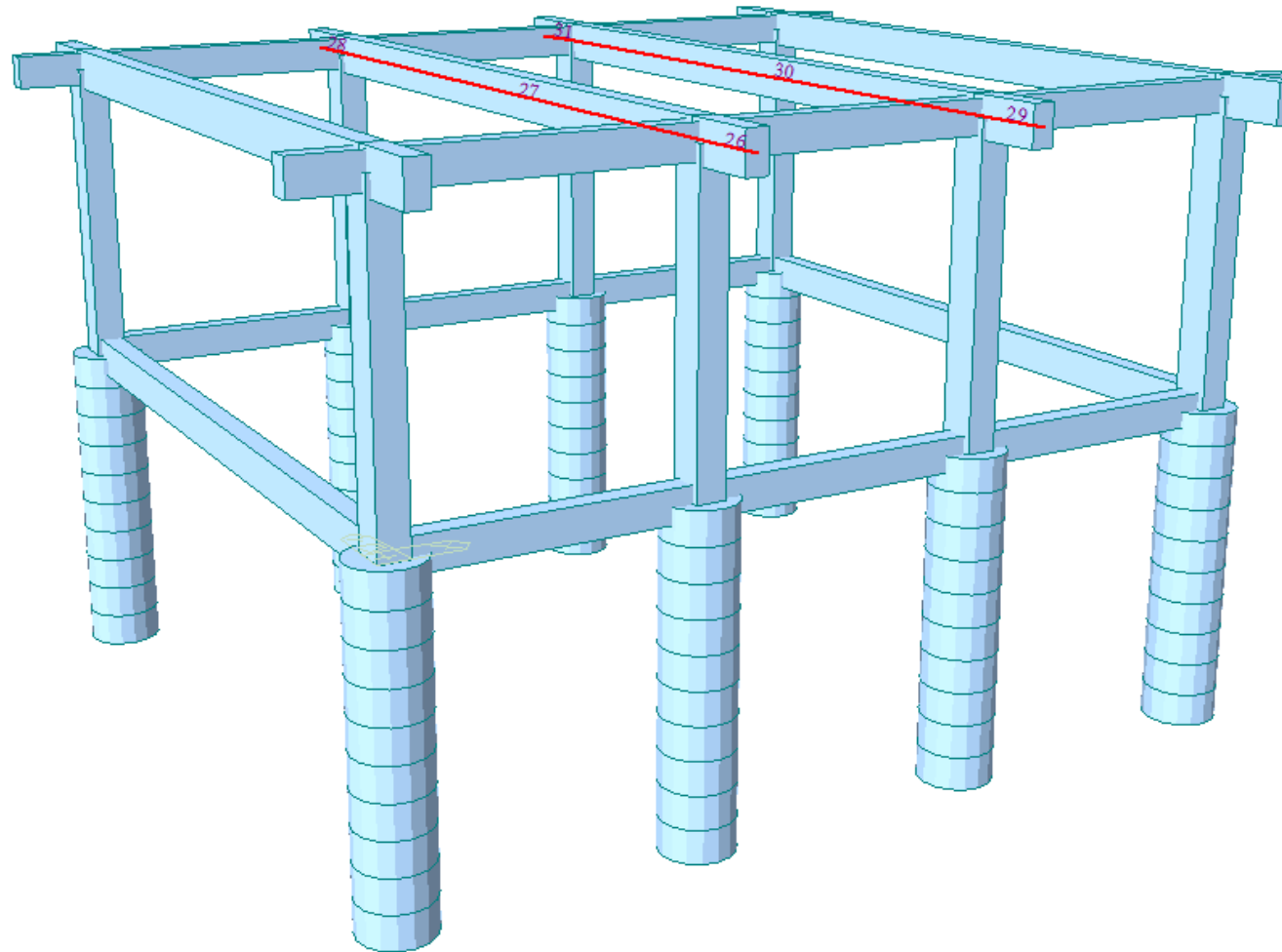
	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	11	11	11
Moment (Mu)	215.44	53.86	215.44
Factored Strength (PhiMn)	227.25	105.76	227.25
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.9480	0.5093	0.9480
(+) Load Combination No.	11	3	11
Moment (Mu)	107.72	156.46	107.72
Factored Strength (PhiMn)	138.99	170.32	138.99
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.7751	0.9187	0.7751
Required Rebar Top (As_top)	0.0015	0.0006	0.0015
Required Rebar Bot (As_bot)	0.0008	0.0010	0.0008

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	3	3	3
Factored Shear Force (Vu)	137.38	68.69	137.38
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	87.39	92.11	87.39
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	165.10	92.56	165.10
Required Shear Reinf. (AsV)	0.0011	0.0006	0.0011
Required Stirrups Spacing	2-#3 @125	2-#3 @235	2-#3 @125
Check Ratio	0.5441	0.3720	0.5441

Figura 11. Diseño de las vigas transversales 1 (300x550mm).

10.3. DISEÑO DE VIGAS TRANSVERSALES 2 (DES)



PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINA 34.5/13.2 kV

MEMORIA DE CALCULO DISEÑO ESTRUCTURAL CASETA DE MEDIA TENSIÓN

Figura 12. Vigas transversales 2 (300 x 550 mm)

Tabla 6. Diseño de vigas transversales 2 (300x550mm)

MEMB	Section		f'c(MPa)	POS	(-) Mu (kN*m)	COMB	AsTop (mm ²)	Rebar	(+) Mu (kN*m)	COMB	AsBot (mm ²)	Rebar	Vu (kN)	COMB	AsV (mm ² /m)	Stirrup
SECT	Bc(m)	Hc(m)	fy(MPa)													
Span	bf	hf	fys(MPa)													
26	VT2 30X55	VT2 30X55	24.5	I	1.25	3	1704	3-3-#6	0.00	30	852	3-#6	9.09	3	1.29	2-#3 @110
6	0.3	0.55	420	M	11.25	3	852	3-#6	0.00	30	1420	5-#6	27.28	3	0.65	2-#3 @220
1.1	0	0	420	J	20.00	3	1704	3-3-#6	0.00	30	852	3-#6	36.37	3	1.29	2-#3 @110
27	VT2 30X55	VT2 30X55	24.5	I	251.53	3	1704	3-3-#6	125.76	3	852	3-#6	173.59	3	1.29	2-#3 @110
6	0.3	0.55	420	M	62.88	3	852	3-#6	204.14	3	1420	5-#6	86.79	3	0.65	2-#3 @220
10.35	0	0	420	J	251.53	3	1704	3-3-#6	125.76	3	852	3-#6	173.59	3	1.29	2-#3 @110
28	VT2 30X55	VT2 30X55	24.5	I	20.00	3	1704	3-3-#6	0.00	30	852	3-#6	36.37	3	1.29	2-#3 @110
6	0.3	0.55	420	M	11.25	3	852	3-#6	0.00	30	1420	5-#6	27.28	3	0.65	2-#3 @220
1.1	0	0	420	J	1.25	3	1704	3-3-#6	0.00	30	852	3-#6	9.09	3	1.29	2-#3 @110
29	VT2 30X55	VT2 30X55	24.5	I	1.25	3	1704	3-3-#6	0.00	30	852	3-#6	9.09	3	1.29	2-#3 @110
6	0.3	0.55	420	M	11.25	3	852	3-#6	0.00	30	1420	5-#6	27.28	3	0.65	2-#3 @220
1.1	0	0	420	J	20.00	3	1704	3-3-#6	0.00	30	852	3-#6	36.37	3	1.29	2-#3 @110
30	VT2 30X55	VT2 30X55	24.5	I	251.53	3	1704	3-3-#6	125.76	3	852	3-#6	173.59	3	1.29	2-#3 @110
6	0.3	0.55	420	M	62.88	3	852	3-#6	204.14	3	1420	5-#6	86.79	3	0.65	2-#3 @220
10.35	0	0	420	J	251.53	3	1704	3-3-#6	125.76	3	852	3-#6	173.59	3	1.29	2-#3 @110
31	VT2 30X55	VT2 30X55	24.5	I	20.00	3	1704	3-3-#6	0.00	30	852	3-#6	36.37	3	1.29	2-#3 @110
6	0.3	0.55	420	M	11.25	3	852	3-#6	0.00	30	1420	5-#6	27.28	3	0.65	2-#3 @220
1.1	0	0	420	J	1.25	3	1704	3-3-#6	0.00	30	852	3-#6	9.09	3	1.29	2-#3 @110

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINA 34.5/13.2 kV**MEMORIA DE CALCULO DISEÑO ESTRUCTURAL CASETA DE MEDIA TENSIÓN**

Se colocarán tres barras de $\phi 3/4"$ en la parte superior y tres barras de $\phi 3/4"$ en la parte inferior como refuerzo base en toda la longitud de la viga, adicionalmente se colocaran tres barras de $\phi 3/4"$ en las caras de mayor momento negativo y dos barra de $\phi 3/4"$ en el centro de la luz para el momento positivo. Se colocarán estribos $\phi 3/8"$ cada $110mm$ en las zonas confinadas y traslapos, y en las zonas restantes estribos $\phi 3/8"$ cada $220mm$.

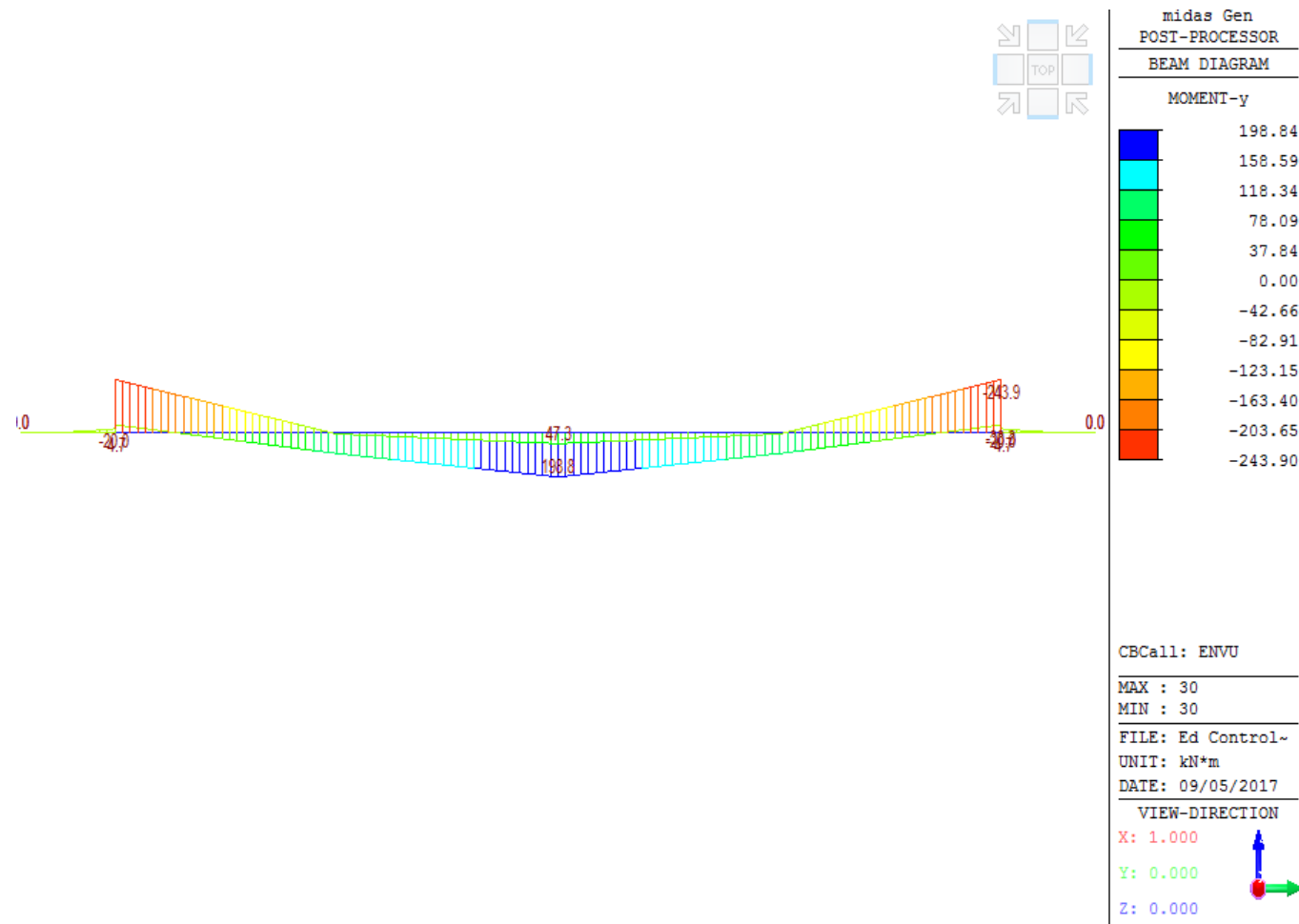


Figura 13. Diagrama de momentos para envoltente ultima de diseño vigas transversales 2 (300x550mm)

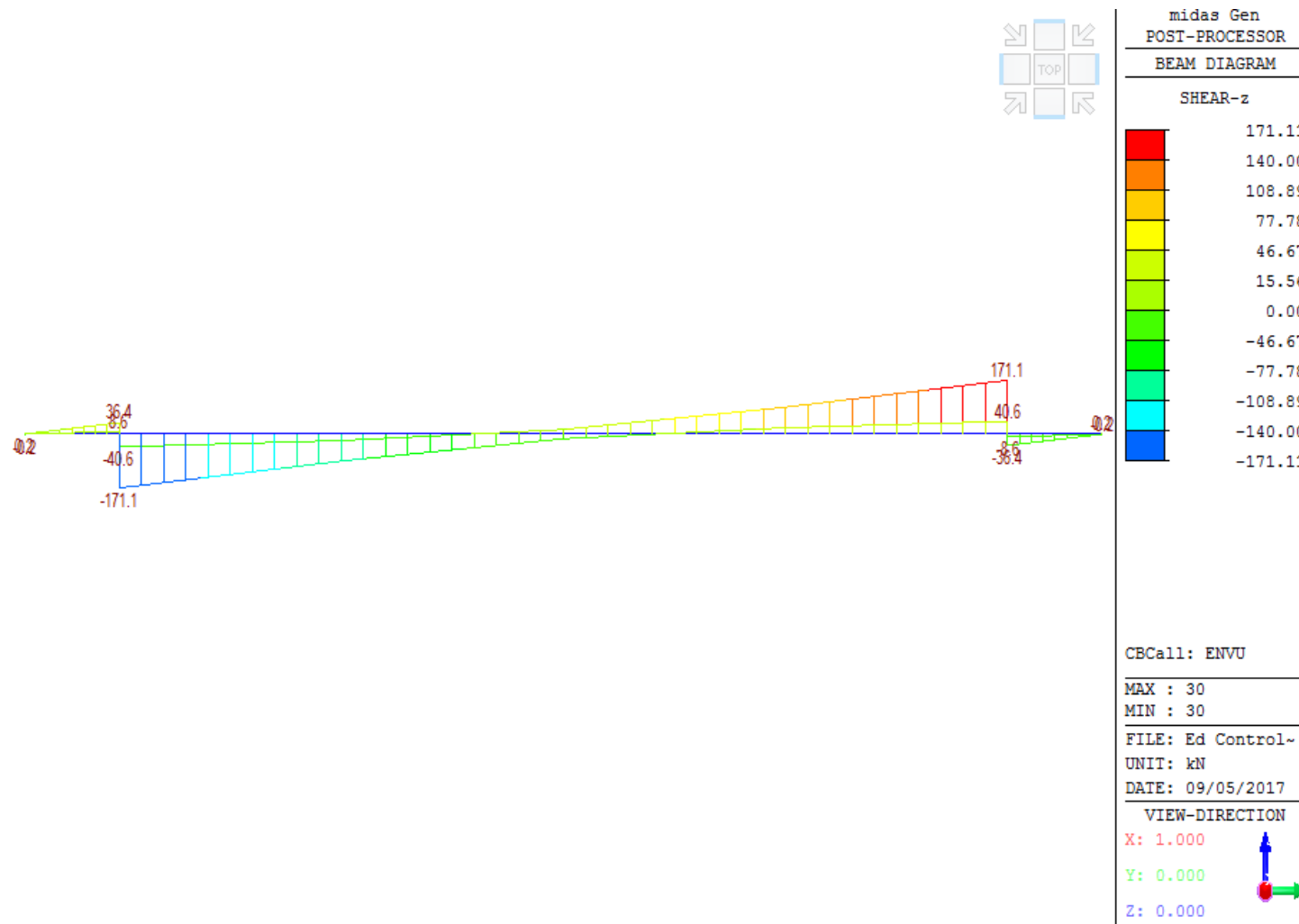


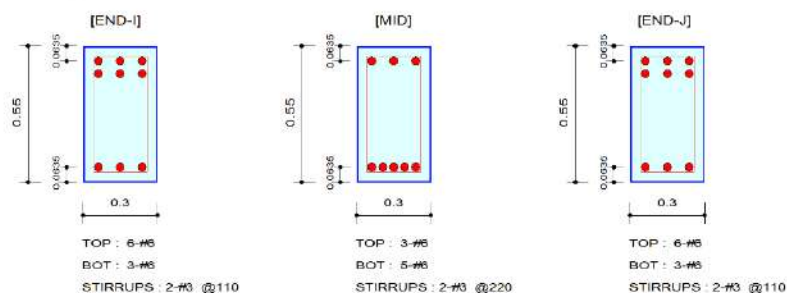
Figura 14. Diagrama de cortantes para envoltorio ultima de diseño vigas transversales 2 (300x550).

midas Gen
RC Beam Design Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...inas-Estructura R=5.2 V2.mgb

1. Design Information

Design Code	: NSR-10	Unit System	: kN, m
Material Data	: $f_c = 24500$, $f_y = 420000$, $f_{ys} = 420000$ KPa		
Section Property	: VT2 30X55 (No : 6)	Beam Span	: 10.5 m

2. Section Diagram

3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	3	3
Moment (Mu)	251.53	62.88	251.53
Factored Strength (PhiMn)	267.33	146.51	267.33
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.9409	0.4292	0.9409
(+) Load Combination No.	3	3	3
Moment (Mu)	125.76	204.14	125.76
Factored Strength (PhiMn)	147.39	237.60	147.39
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.8533	0.8592	0.8533
Required Rebar Top (As_top)	0.0017	0.0009	0.0017
Required Rebar Bot (As_bot)	0.0009	0.0014	0.0009

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	3	3	3
Factored Shear Force (Vu)	173.59	86.79	173.59
Shear Strength by Conc. (PhiVc)	87.94	92.11	87.94
Shear Strength by Rebar (PhiVs)	188.79	98.87	188.79
Required Shear Reinf. (AsV)	0.0013	0.0006	0.0013
Required Stirrups Spacing	2-#3 @110	2-#3 @220	2-#3 @110
Check Ratio	0.6273	0.4545	0.6273

Figura 15. Diseño de las vigas transversales 2 (300x550mm).

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINA 34.5/13.2 kV
MEMORIA DE CALCULO DISEÑO ESTRUCTURAL CASETA DE MEDIA TENSIÓN
Deflexiones

<i>Resistencia del concreto (f_c) :</i>	24.5 MPa
<i>Resistencia del Acero (f_y) :</i>	420 MPa
<i>Módulo de elasticidad (E)</i>	24254 MPa
<i>Ancho (B)</i>	300 mm
<i>Alto (H)</i>	550 mm
<i>recubrimiento (r^*)</i>	50 mm
<i>Profundidad efectiva (d)</i>	480.95 mm
<i>Momento de inercia (I_g)</i>	4159375000 mm ⁴
<i>Momento de inercia sección fisurada (I_{cr})</i>	3327500000 mm ⁴
<i>Módulo de rotura (f_r)</i>	3.06884343 MPa
<i>Momento de fisuración (M_{cr})</i>	46416257 N.mm
<i>Momento actuante (M_a)</i>	94535606.25 N.mm
<i>Momento de inercia efectivo (I_e)</i>	2186048377 mm ⁴
<i>Luz (l)</i>	10350 mm
<i>carga uniforme (q)</i>	7.06 N/mm
<i>Deflexión instantánea (Δ_i)</i>	19.90 mm
<i>Cuantía de refuerzo a Compresión (ρ')</i>	0.005905 Adim
<i>Factor para cargas sostenidas (ξ)</i>	2.00 Adim
$\lambda\Delta$	1.544 Adim
<i>Deflexión largo plazo (Δ)</i>	30.72 mm
<i>Deflexión limite ($Luz/180$)</i>	57.50 mm
<i>Verificación</i>	Cumple

Con base en la tabla anterior, se puede observar que la deflexión a largo plazo corresponden a 30.72mm, la cual es inferior a la deflexión límite 57.50mm. Según lo establecido en el numeral C.9.5 de la NSR-10 [1]

10.4. DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA

A continuación se mostrará el diseño de la losa aligerada en una dirección, teniendo en cuenta el predimensionamiento realizado en el numeral 6.

10.5. CARGAS SOBRE LA LOSA:

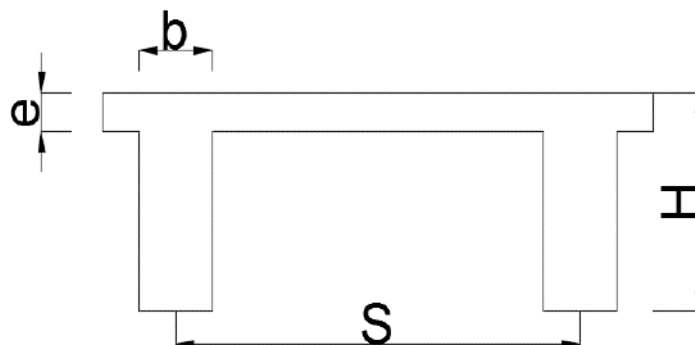


Figura 16. Esquema de losa aligerada en una dirección.

Peso propio de la losa:

$$e_{efectivo} = \frac{e * S + b(H - e)}{S}$$

Donde:

$e_{efectivo}$: Espesor efectivo de la losa.

e : Espesor de la losa. (0.05m)

S : Separación centro a centro de nervios. (0.75m)

b : Ancho de nervio. (0.10m)

H : Altura Total de la losa. (0.30m).

$$e_{efectivo} = \frac{0.05 * 0.75 + 0.10 * (0.30 - 0.05)}{0.75} = 0.083m$$

$$q_{losa} = 24 \frac{kN}{m^3} * 0.083m = 1.99 \frac{kN}{m^2}$$

Carga de cielo raso:

$$q_{cielo\ raso} = 0.25 \frac{kN}{m^2}$$

Carga de mortero de nivelación:

$$q_{mortero\ nivelacion} = 24 \frac{kN}{m^3} * 0.045m = 1.10 \frac{kN}{m^2}$$

Carga Muerta total sobre losa:

2017-EX-GB2-SB04-278(0)_APC

Derechos Reservados de Autor. Validez definida por el autor.

$$q = 3.34 \frac{kN}{m^2}$$

Carga viva sobre losa:

$$q = 2.00 \frac{kN}{m^2}$$

Carga Última sobre la losa:

$$q_u = 1.2 * 3.34 \frac{kN}{m^2} + 1.6 * 2.00 \frac{kN}{m^2} = 7.20 \frac{kN}{m^2}$$

Para determinar las solicitaciones en los nervios, se cargó el nervio con su respectiva carga, según su ancho aferente.

$$q_{nervio} = 0.75m * 7.20 \frac{kN}{m^2} = 5.40 \frac{kN}{m}$$



Figura 17. Carga Nervio (kN/m)



Figura 18. Diagrama de momentos nervio (kN*m)

10.5.1. Datos de diseño a flexión y cortante de nervio.

Mu(+): 5.53 (kN*m)

Mu(-): -8.81 (kN*m)

f'c : concreto	24.5	MPa
fy : acero	420	MPa
d'	56	mm
d	244	mm
Mu(-)máx	8.81	kN*m
As calculado	88	mm ²
Amín	91	mm ²
As colocar (Refuerzo superior)	129	mm ²

Refuerzo calculado a colocar	129	mm ²
$\phi M_n(-) = A_s \text{ colocado } f_y (d - (A_s \text{ colocado } f_y) / (1.7 * f'_c * b))$	12.78	kN*m
$M_u(-) / M_n$	0.69	Cumple
$M_u(+)$ máx	5.53	kN*m
A calculada	54	mm ²
A mín.	90	mm ²
A_s a colocar (Refuerzo inferior)	129	mm ²
Refuerzo calculado a colocar	129	mm ²
$\phi M_n(+) = A_s \text{ colocado } f_y (d - (A_s \text{ colocado } f_y) / (1.7 * f'_c * b))$	12.78	kN*m
$M_u(+) / M_n$	0.43	Cumple

Se colocara 1 barra de $\phi 1/2''$ en la parte superior e inferior.

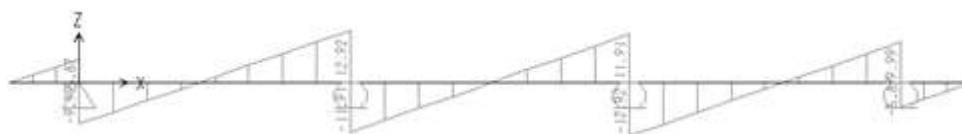


Figura 19. Diagrama de cortante nervios (kN).

V_c : Cortante resistida por el concreto	17.36	kN
d : para verificar cortante	275	mm
b : Ancho de la sección crítica	100	mm
V_u : Fuerza cortante última en la sección crítica	12.92	kN
Como $V_u > 0.5 \phi V_c$	Refuerzo a cortante mínimo	

Se colocaran estribos en los extremos de los apoyos de los nervios, 1 rama 3/8 @ 150.

10.5.2. Diseño loseta superior

A continuación se revisará la loseta superior de la losa aligerada:

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 50 \text{ mm}$$

Carga Muerta:

Peso propio de la loseta:

$$1 \text{ m} * 0.05 \text{ m} * 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1.20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga de cielo raso:

$$q_{\text{cielo raso}} = 1m * 0.25 \frac{kN}{m^2} = 0.25 \frac{kN}{m}$$

Carga de mortero de nivelación:

$$q_{\text{mortero nivelacion}} = 24 \frac{kN}{m^3} * 0.045m * 1m = 1.08 \frac{kN}{m}$$

Carga Muerta total sobre loseta:

$$q_d = 2.53 \frac{kN}{m}$$

Carga Viva:

$$q_v = 1m * 2.00 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_v = 2.00 \frac{kN}{m}$$

Carga Última uniforme:

$$q_u = 1.2 * 2.53 + 1.6 * 2.00 = 6.23 \frac{kN}{m}$$

Tensión máxima permitida a tracción en la loseta $f_{t_{maz}} = 0.62 \sqrt{f'_c} = 3.07 MPa$.

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{8} = 0.33 kN * m$$

$$f_t = \frac{6 * M_u}{b * h^2} = 0.79 MPa$$

$$f_t = 0.79 MPa < 3.07 MPa$$

Con base en lo anterior no se requiere refuerzo por flexión. Aun así se colocara el acero mínimo por retracción y temperatura:

$$A_{smin} = 0.0018 * (1000mm) * (50mm)$$

$$A_{smin} = 90mm^2/m$$

Se colocará una malla electrosoldada D-106 o barras Ø1/4" cada 250mm, el chequeo a cortante se muestra a continuación:

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 1.90 kN$$

Vc: Cortante resistida por el concreto	15.78	kN
d: d para verificar cortante	25	mm
b: Ancho de la sección crítica	1000	mm
Vu: Fuerza cortante última en la sección crítica	1.90	kN
Como $V_u < 0.5\phi V_c$	No requiere refuerzo a cortante	

11. DISEÑO DE LAS VIGAS DE FUNDACIÓN

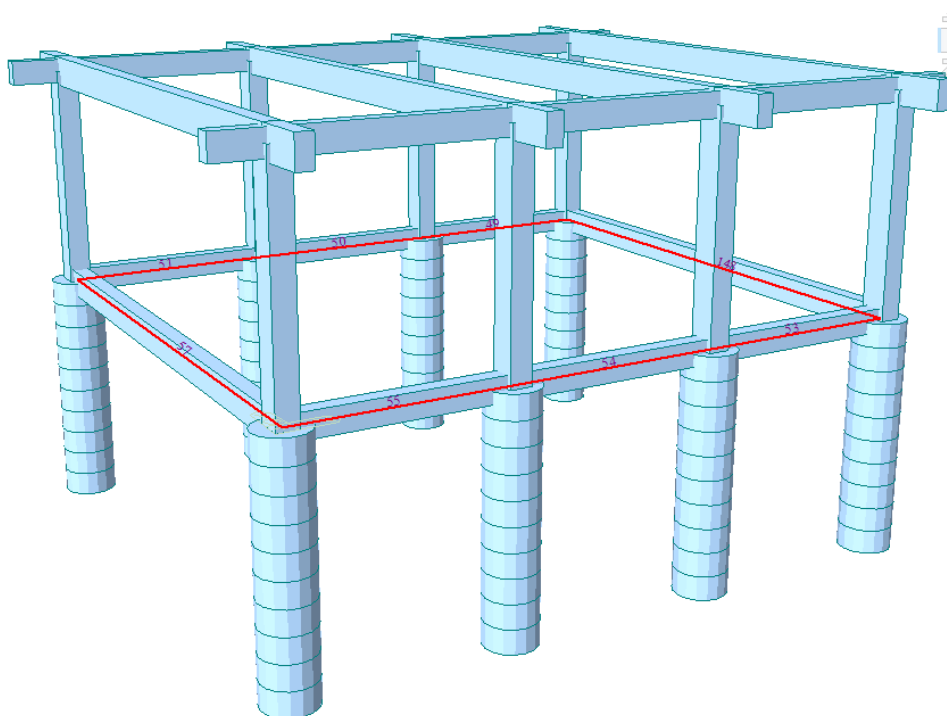


Figura 20. Vigas de fundación

Para el diseño de las vigas de amarre de las cimentaciones se tuvo en cuenta las consideraciones de las NSR-10:

- Los elementos de cimentación, deben amarrarse por medio de elementos capaces de resistir en tensión o compresión una fuerza no menor de 0.25 Aa veces la carga vertical total del elemento que tenga la mayor carga entre los que interconecta, además de las fuerzas de la superestructura.
- Las dimensiones de las vigas de amarre deben establecerse en función de las sollicitación que las afecten, dentro de las cuales se cuenta la resistencia a fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y características para efectos de diferencias de carga verticales sobre elementos de cimentación y la posibilidad de ocurrencia de asentamientos totales y diferenciales, según C.15.13.3.
- Las vigas de amarre sobre el terreno que enlacen dados, zapatas deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual debe ser capaz de desarrollar fy por medio de anclaje en la columna exterior del vano final, según C15.13.2.

11.1. VIGAS DE FUNDACION TRANSVERSALES VF1 (300X500MM)

11.1.1. Verificación capacidad axial

$B(m)$	0.30
$H(m)$	0.50
$f'_c(MPa)$	24.5
A_a	0.25
$P_u(kN)$	254
$0.25 * A_a * P_u (kN)$	14.62
$0.1 * f'_c * A_g (kN)$	367.5
$0.25 * A_a * P_u < 0.1 * f'_c A_g$	Cumple

Se satisfacen los requisitos de resistencia axial para vigas de fundación, según A.3.6.4.2, dado que no se supera el límite de $0.1 * f'_c * A_g$. Con base en lo anterior la viga de fundación trabaja esencialmente a flexión.

11.1.2. Predimensionamiento

Según C.15.13.3.1 se tiene que para estructuras con capacidad de disipación de energía mínima (*DES*), la dimensión mayor de la viga de amarre debe ser mayor o igual a la luz dividida por 20.

$$Dim_{mayor} = \frac{Luz}{20}$$

$$Dim_{mayor} = \frac{10350 \text{ mm}}{20} = 517 \text{ mm}$$

Se tomará una viga de sección 300x500mm.

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINA 34.5/13.2 kV

MEMORIA DE CALCULO DISEÑO ESTRUCTURAL CASETA DE MEDIA TENSIÓN

Tabla 7. Diseño Vigas Fundación Transversales VF1 (300x500mm)

MEMB	Section		f'c(MPa)	POS	(-) Mu (kN.m)	COMB	AsTop (mm ²)	Rebar	(+) Mu (kN.m)	COMB	AsBot (mm ²)	Rebar	Vu (kN)	COMB	AsV (mm ² /mm)	Stirrup
SECT	Bc(m)	Hc(m)	fy(MPa)													
Span	bf	hf	fys(MPa)													
57	VFT30X50	VFT30X50	24.5	I	251.7	11	2145	4-#7/3-#5	73.3724	10	1136	4-#6	116.863	11	1.14	2-#3 @125
3	0.3	0.5	420	M	21.4149	19	1548	3-#5	110.093	2	1136	4-#6	66.8726	11	0.57	2-#3 @250
10.35	0	0	420	J	251.7	11	2145	4-#7/3-#5	73.3724	10	1136	4-#6	116.863	10	1.14	2-#3 @125
148	VFT30X50	VFT30X50	24.5	I	251.7	11	2145	4-#7/3-#5	73.3724	10	1136	4-#6	116.863	11	1.14	2-#3 @125
3	0.3	0.5	420	M	21.4149	19	1548	3-#5	110.093	2	1136	4-#6	66.8726	11	0.57	2-#3 @250
10.35	0	0	420	J	251.7	11	2145	4-#7/3-#5	73.3724	10	1136	4-#6	116.863	10	1.14	2-#3 @125

En la cara superior se colocarán cuatro bastones de $\phi 7/8"$ en las caras de mayor momento negativo y tres barras de $\phi 5/8"$ en toda la longitud de la viga. En la cara inferior se colocarán cuatro barras de $\phi 3/4"$ en toda la longitud. El refuerzo transversal corresponde a estribos $\phi 3/8"$ cada 125mm en las zonas confinadas y traslapos, en las zonas restantes $\phi 3/8"$ cada 250mm.

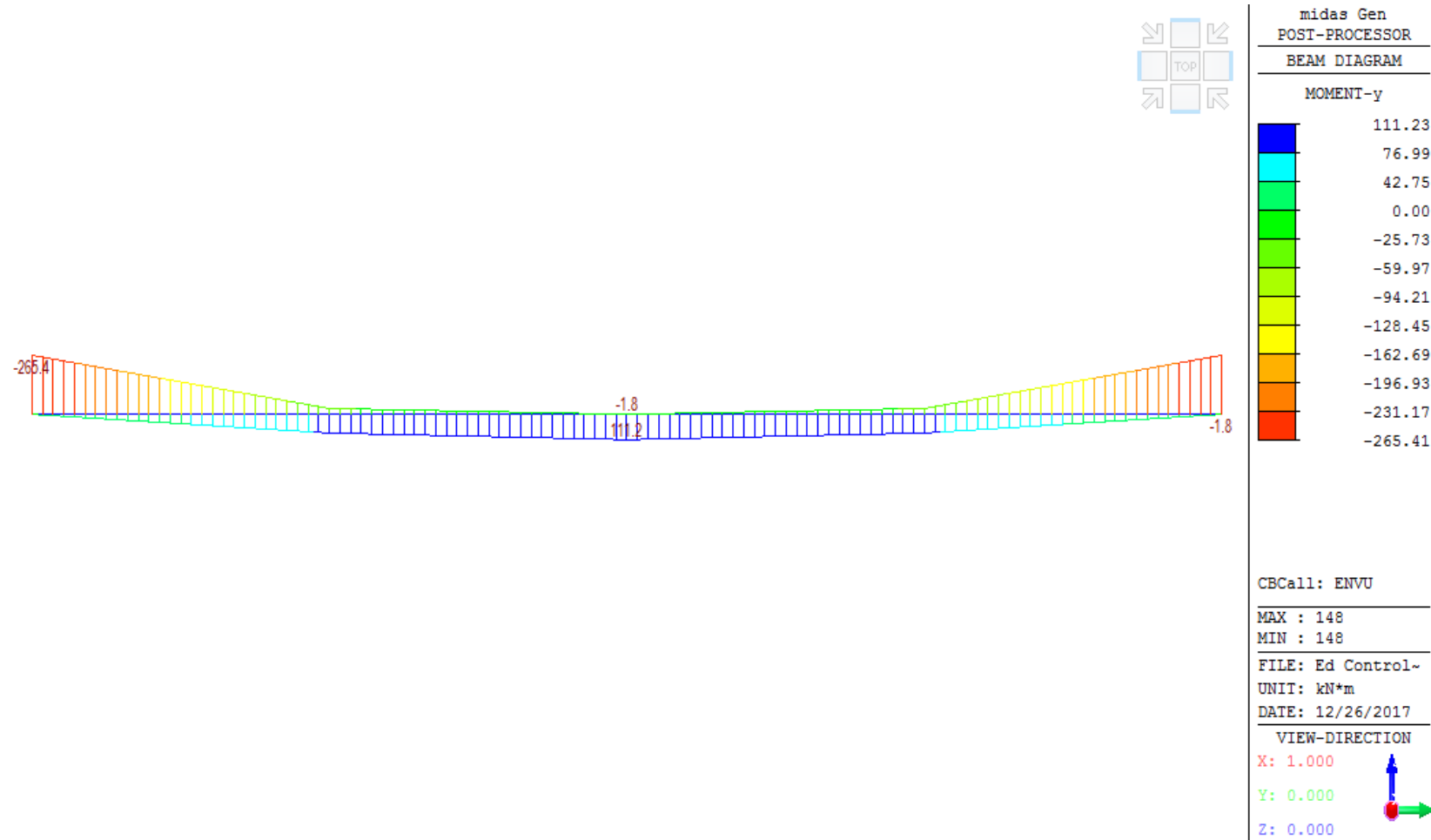


Figura 21. Diagrama de momentos para envoltorio ultima de diseño vigas de fundación transversales VF1 (300x500mm).

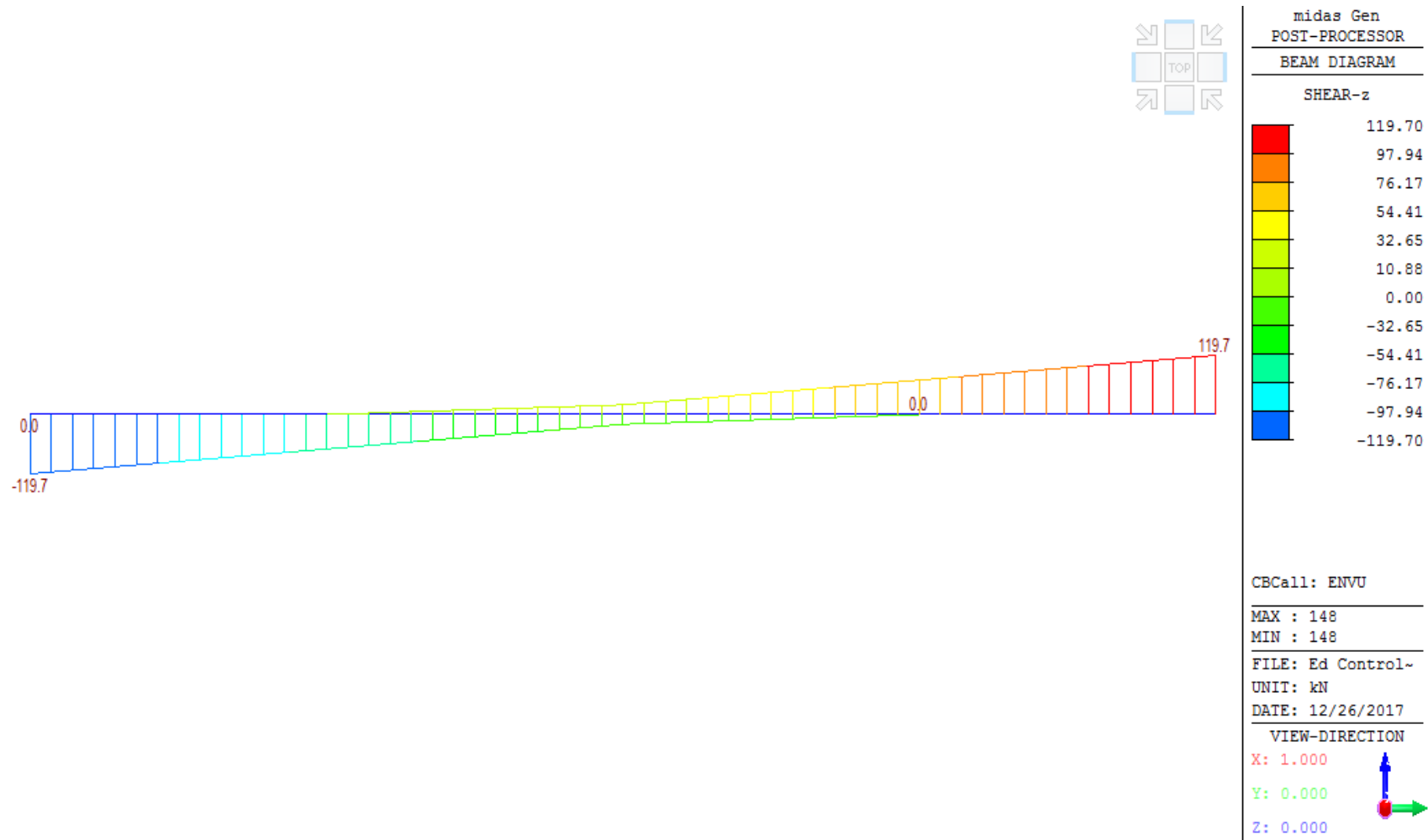


Figura 22. Diagrama de cortantes para envoltente ultima de diseño vigas de fundación transversales VF1 (300x500mm)

midas Gen

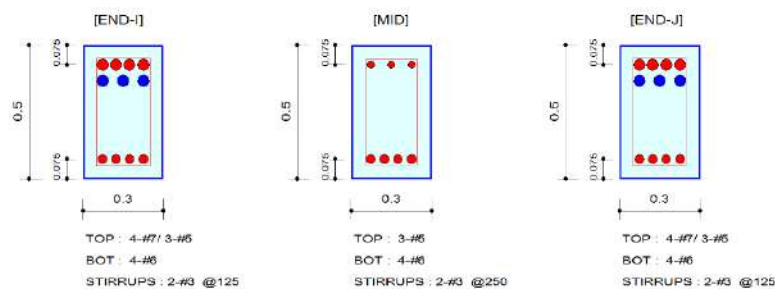
RC Beam Design Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...uctura R=5.2 V3 21122017.mgb

1. Design Information

Design Code	: NSR-10	Unit System	: kN, m
Material Data	: $f_c = 24500$, $f_y = 420000$, $f_{ys} = 420000$ KPa		
Section Property	: VFT30X50 (No : 3)	Beam Span	: 10.35 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	11	19	11
Moment (Mu)	265.41	28.02	265.41
Factored Strength (PhiMn)	286.31	91.82	286.31
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.9270	0.3052	0.9270
(+) Load Combination No.	10	2	10
Moment (Mu)	81.69	111.23	81.69
Factored Strength (PhiMn)	164.79	165.55	164.79
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.4957	0.6719	0.4957
Required Rebar Top (As_top)	0.0021	0.0006	0.0021
Required Rebar Bot (As_bot)	0.0011	0.0011	0.0011

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	11	11	2
Factored Shear Force (Vu)	119.70	69.71	116.64
Shear Strength by Conc. (PhiVc)	78.14	80.46	78.14
Shear Strength by Rebar (PhiVs)	147.61	76.01	147.61
Required Shear Reinf. (AsV)	0.0011	0.0006	0.0011
Required Stirrups Spacing	2-#3 @125	2-#3 @250	2-#3 @125
Check Ratio	0.5302	0.4455	0.5167

Figura 23. Diseño de las vigas de fundación transversales VF1 (300x500mm).

11.2. VIGAS DE FUNDACION LONGITUDINALES VF2 (300X450MM)

11.2.1. Verificación capacidad axial

$B(m)$	0.30
$H(m)$	0.45
$f'_c(MPa)$	24.5
A_a	0.25
$P_u(kN)$	247
$0.25 * A_a * P_u (kN)$	16.5
$0.1 * f'_c * A_g (kN)$	330.7
$0.25 * A_a * P_u < 0.1 * f'_c A_g$	Cumple

Se satisfacen los requisitos de resistencia axial para vigas de fundación, según A.3.6.4.2, dado que no se supera el límite de $0.1 * f'_c * A_g$. Con base en lo anterior la viga de fundación trabaja esencialmente a flexión.

11.2.2. Predimensionamiento

Según C.15.13.3.1 se tiene que para estructuras con capacidad de disipación de energía mínima (DES), la dimensión mayor de la viga de amarre debe ser mayor o igual a la luz dividida por 20.

$$Dim_{mayor} = \frac{Luz}{20}$$

$$Dim_{mayor} = \frac{4000 \text{ mm}}{20} = 200 \text{ mm}$$

Se tomará una viga de sección 300x450.

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINA 34.5/13.2 kV

MEMORIA DE CALCULO DISEÑO ESTRUCTURAL CASETA DE MEDIA TENSIÓN

Tabla 8. Diseño Vigas Fundación Longitudinales VF2 (300x450mm)

MEMB	Section		f'c(MPa)	POS	(-) Mu (kN*m)	COMB	AsTop (mm ²)	Rebar	(+) Mu (kN*m)	COMB	AsBot (mm ²)	Rebar	Vu (kN)	COMB	AsV (mm ² /m)	Stirrup
SECT	Bc(m)	Hc(m)	fy(MPa)													
Span	bf	hf	fys(MPa)													
49	VFL30x45	VFL30x45	24.5	I	88.6005	7	796	4-#5	54.9132	14	516	4-#4	68.6863	7	1.42	2-#3 @100
2	0.3	0.45	420	M	31.1064	15	796	4-#5	43.3443	6	516	4-#4	53.9765	6	0.71	2-#3 @200
4	0	0	420	J	90.2532	7	796	4-#5	41.9424	14	516	4-#4	72.8645	6	1.42	2-#3 @100
50	VFL30x45	VFL30x45	24.5	I	82.2333	7	796	4-#5	37.528	14	516	4-#4	66.1187	7	1.42	2-#3 @100
2	0.3	0.45	420	M	26.2552	15	796	4-#5	31.1308	6	516	4-#4	47.2307	7	0.71	2-#3 @200
4	0	0	420	J	82.2333	7	796	4-#5	37.528	14	516	4-#4	66.1187	6	1.42	2-#3 @100
51	VFL30x45	VFL30x45	24.5	I	90.2532	7	796	4-#5	41.9424	14	516	4-#4	72.8645	7	1.42	2-#3 @100
2	0.3	0.45	420	M	31.1064	15	796	4-#5	43.3443	6	516	4-#4	53.9765	7	0.71	2-#3 @200
4	0	0	420	J	88.6005	7	796	4-#5	54.9132	14	516	4-#4	68.6863	6	1.42	2-#3 @100
53	VFL30x45	VFL30x45	24.5	I	88.6005	7	796	4-#5	54.9132	14	516	4-#4	68.6863	7	1.42	2-#3 @100
2	0.3	0.45	420	M	31.1064	15	796	4-#5	43.3443	6	516	4-#4	53.9765	6	0.71	2-#3 @200
4	0	0	420	J	90.2532	7	796	4-#5	41.9424	14	516	4-#4	72.8645	6	1.42	2-#3 @100
54	VFL30x45	VFL30x45	24.5	I	82.2333	7	796	4-#5	37.528	14	516	4-#4	66.1187	7	1.42	2-#3 @100
2	0.3	0.45	420	M	26.2552	15	796	4-#5	31.1308	6	516	4-#4	47.2307	7	0.71	2-#3 @200
4	0	0	420	J	82.2333	7	796	4-#5	37.528	14	516	4-#4	66.1187	6	1.42	2-#3 @100
55	VFL30x45	VFL30x45	24.5	I	90.2532	7	796	4-#5	41.9424	14	516	4-#4	72.8645	7	1.42	2-#3 @100
2	0.3	0.45	420	M	31.1064	15	796	4-#5	43.3443	6	516	4-#4	53.9765	7	0.71	2-#3 @200
4	0	0	420	J	88.6005	7	796	4-#5	54.9132	14	516	4-#4	68.6863	6	1.42	2-#3 @100

Se colocarán cuatro barras de $\phi 5/8"$ en toda la longitud de la cara superior, en la cara inferior se colocaran cuatro barras de $\phi 1/2"$ en toda la longitud. El refuerzo transversal corresponde a estribos $\phi 3/8"$ cada 100mm en las zonas confinadas y en los traslapes, en las zonas restantes $\phi 3/8"$ cada 200mm

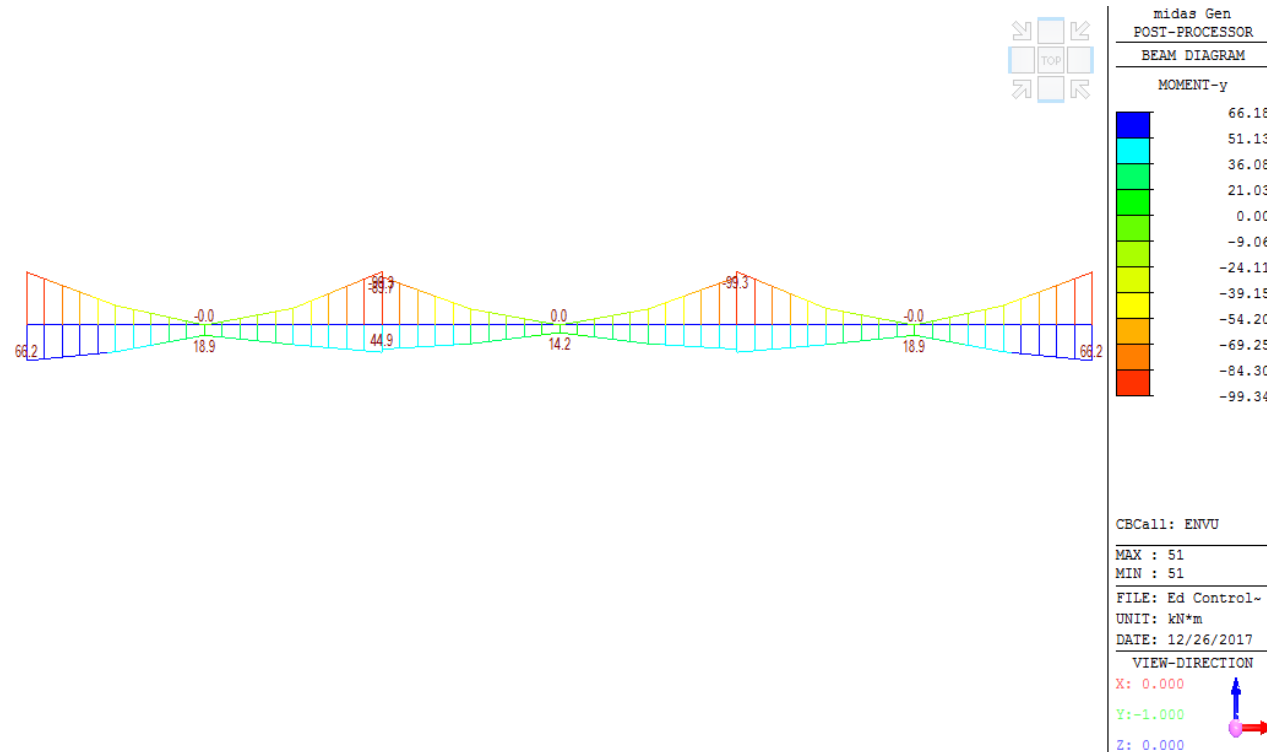


Figura 24. Diagrama de momentos para envoltente ultima de diseño vigas de fundación longitudinales VF2 (300x450mm).

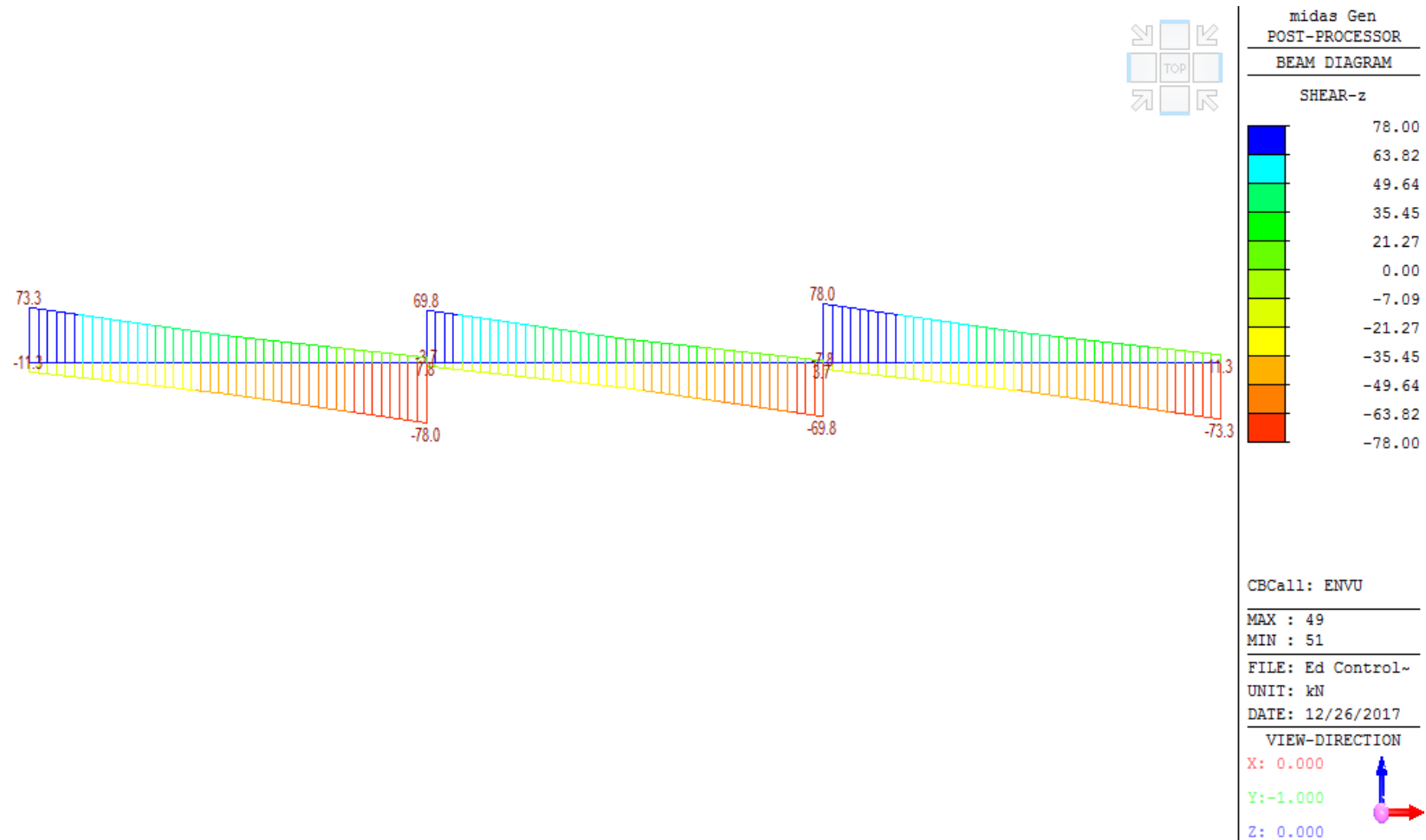


Figura 25. Diagrama de cortantes para envolvente ultima de diseño vigas de fundación longitudinales VF2 (300x450mm).

midas Gen

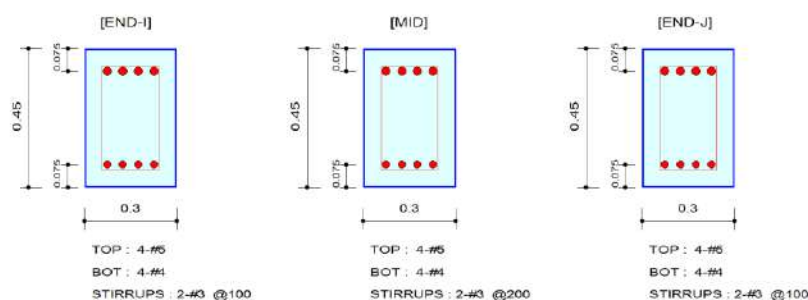
RC Beam Design Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...inas-Estructura R=5.2 V2.mgb

1. Design Information

Design Code	: NSR-10	Unit System	: kN, m
Material Data	: $f_c = 24500$, $f_y = 420000$, $f_{ys} = 420000$ KPa		
Section Property	: VFL30x45 (No : 2)	Beam Span	: 4 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	7	15	7
Moment (Mu)	90.87	31.46	90.87
Factored Strength (PhiMn)	105.27	105.27	105.27
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.8632	0.2989	0.8632
(+) Load Combination No.	14	6	14
Moment (Mu)	55.59	43.70	55.59
Factored Strength (PhiMn)	69.78	69.78	69.78
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.7967	0.6283	0.7967
Required Rebar Top (As_top)	0.0008	0.0008	0.0008
Required Rebar Bot (As_bot)	0.0005	0.0005	0.0005

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	7	6	6
Factored Shear Force (Vu)	73.19	54.30	73.19
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	71.00	71.00	71.00
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	167.66	83.83	167.66
Required Shear Reinf. (AsV)	0.0014	0.0007	0.0014
Required Stirrups Spacing	2-#3 @100	2-#3 @200	2-#3 @100
Check Ratio	0.3067	0.3507	0.3067

Figura 26. Diseño de las vigas de fundación longitudinales VF2 (300x450mm).

12. DISEÑO DE LAS COLUMNAS

El diseño de las columnas se realizara con base en la superficie de falla delimitada por los diagramas de interacción biaxiales, estimados a partir de las combinaciones de diseño definidas.

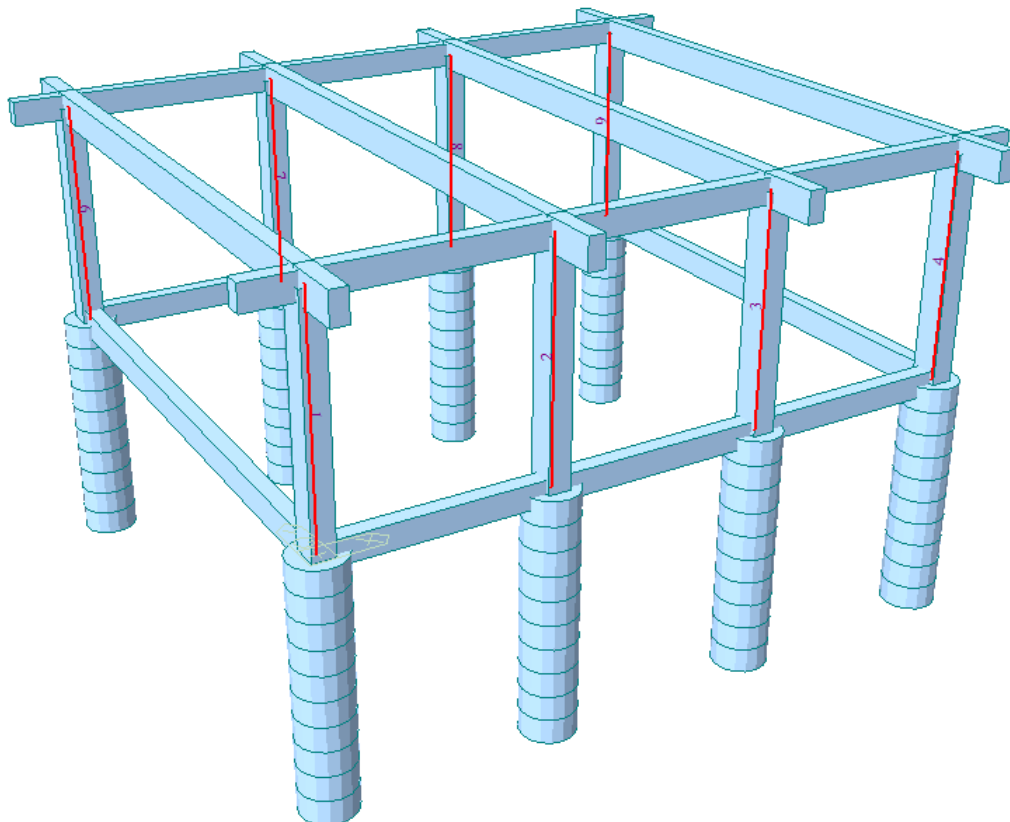


Figura 27. Columnas 400x500mm

Para el diseño de las columnas del edificio se tuvo en cuenta lo establecido en la NSR-10:

- La dimensión menor no debe ser inferior a 300mm, C.21.6.1.1.
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no deber ser menor que 0.4, C.21.6.1.2.
- El Área de refuerzo longitudinal para elementos no compuesto sometidos a compresión no debe ser menor que 0.01Ag ni mayor que 0.04Ag, según C.21.6.3.1.
- Los empalmes por traslapo solo se permiten en la mitad central del elemento, deben diseñarse a tracción y deben estar confinados dentro del refuerzo transversal C.21.6.3.2.
- Area total mínima de la sección transversal del refuerzo de ligaduras cerradas de confinamiento rectangulares. Aplica la condición más desfavorable:
-

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

- El refuerzo transversal de confinamiento debe suministrarse en una longitud medida desde la cara de los nodos igual a la mayor entre: máxima dimensión de la sección transversal, un sexto de la luz libre del elemento y 450 mm C.21.6.4.1.
- La separación del refuerzo transversal en zonas de confinamiento no debe superar el menor de los siguientes valores, la cuarta parte de la menor dimensión de la sección, 6 veces el diámetro de la barra longitudinal menor y 100 mm C.21.6.4.3.
- Más allá de la longitud de confinamiento, se debe disponer refuerzo transversal en forma de estribos cerrados de confinamiento, que cumpla con una separación que no exceda seis veces el diámetro de las barras longitudinales y 150 mm.

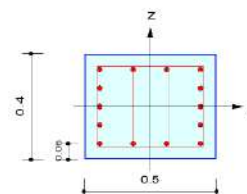
midas Gen

RC Column Design Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...uctura R=5.2 V3 21122017.mgb

1. Design Condition

Design Code : NSR-10 UNIT SYSTEM kN, m
 Member Number: 6 (PM), 3 (Shear)
 Material Data : $f_c = 24500$, $f_y = 420000$, $f_{ys} = 420000$ KPa
 Column Height : 5.225 m
 Section Property: C40x50 (No : 1)
 Rebar Pattern : 14 - 5 - #5 $A_{st} = 0.00279999 \text{ m}^2$ (Rho = 0.014)



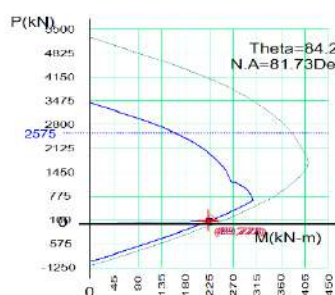
2. Applied Loads

Load Combination : 8 AT (J) Point
 $P_u = 88.5247 \text{ kN}$ $M_{cy} = 21.9318 \text{ kN-m}$ $M_{cz} = 222.336 \text{ kN-m}$
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 223.415 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\Phi P_n\text{-max} = 2575.31 \text{ kN}$
 Axial Load Ratio $P_u/\Phi P_n = 88.5247 / 88.8916 = 0.996 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\Phi M_n = 223.415 / 228.064 = 0.980 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\Phi M_{ny} = 21.9318 / 23.0178 = 0.953 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\Phi M_{nz} = 222.336 / 226.899 = 0.980 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



$\Phi P_n(\text{kN})$	$\Phi M_n(\text{kN-m})$
3433.75	0.00
2958.56	97.69
2513.75	170.18
2097.04	216.93
1716.39	245.09
1390.16	260.29
1194.24	266.62
1114.33	282.90
955.15	296.75
678.96	308.74
133.73	235.36
-617.59	96.20
-1058.40	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 121.125 \text{ kN}$ (Load Combination : 11)
 Design Shear Strength $\Phi V_c + \Phi V_s = 0.00000 + 421.548 = 421.548 \text{ kN}$ ($A_s\text{-H}_{\text{use}} = 0.00406 \text{ m}^2/\text{m}$, 3/4-#3 @70)
 Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 0.202 < 1.000$ O.K

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 41.5986 \text{ kN}$ (Load Combination : 10)
 Design Shear Strength $\Phi V_c + \Phi V_s = 116.624 + 327.870 = 444.495 \text{ kN}$ ($A_s\text{-H}_{\text{use}} = 0.00284 \text{ m}^2/\text{m}$, 3/4-#3 @100)
 Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 0.080 < 1.000$ O.K

Figura 28. Diseño columnas 400x500mm.

Refuerzo por confinamiento en dirección X
Propiedades de la columna

Resistencia del concreto (f'_c) :	24.5 MPa
Resistencia del Acero (f_y) :	420 MPa
Ancho (Bx)	400 mm
Largo (By)	500 mm
recubrimiento (r^*)	44.75 mm

Refuerzo transversal

Area bruta de la sección (A_g)	200000 mm ²
Area confinada (A_{ch})	127460.25 mm ²
Dimensión (bc)	410.5 mm
Espaciamiento del refuerzo (s)	70 mm
Area de refuerzo horizontal (Ash1)	150.85875 mm ²
Area de refuerzo horizontal (Ash2)	286 mm ²
Area de refuerzo horizontal requerida (Ash)	286 mm ²
Area de refuerzo horizontal colocada (Ash)	286 mm ²

4 ramas de estribos 3/8" en dirección del eje X @ 70mm
Refuerzo por confinamiento en dirección Y
Propiedades de la columna

Resistencia del concreto (f'_c) :	24.5 MPa
Resistencia del Acero (f_y) :	420 MPa
Ancho (Bx)	400 mm
Largo (By)	500 mm
recubrimiento (r^*)	44.75 mm

Refuerzo transversal

Area bruta de la sección (A_g)	200000 mm ²
Area confinada (A_{ch})	127460.25 mm ²
Dimensión (bc)	310.5 mm
Espaciamiento del refuerzo (s)	70 mm
Area de refuerzo horizontal (Ash1)	114.10875 mm ²
Area de refuerzo horizontal (Ash2)	216 mm ²
Area de refuerzo horizontal requerida (Ash)	216 mm ²
Area de refuerzo horizontal colocada (Ash)	216 mm ²

3 ramas de estribos 3/8" en dirección del eje Y @ 70mm

Se colocarán catorce barras de $\phi 5/8"$ en toda la longitud de la columna. También estribos y ganchos suplementarios de $\phi 3/8"$ cada 70mm en las zonas confinadas y en las zonas restantes cada 100mm

13. DISEÑO DE PILAS

Según lo indicado en el estudio suelos la fundación de la caseta de media tensión deberá realizarse en pilotes con un diametro de 0,8 m, longitud de 4,5m y con una resistencia a la compresión del concreto $f'_c=24,5\text{MPa}$.

Para el diseño de las pilas de fundación se realizo un modelo en el software Midas Gen, el confinamiento del suelo sobre la pila se represento por medio de resortes con un modulo de reacción horizontal $k_h = 8500\text{kN} / \text{m}^3$

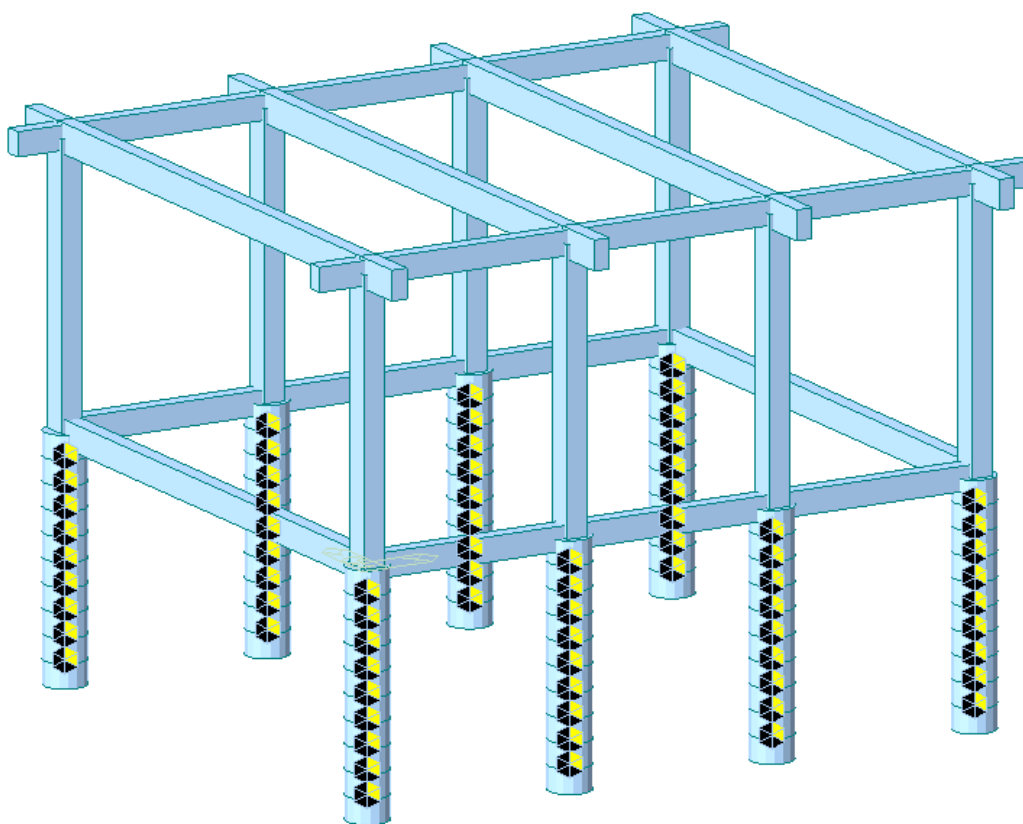


Figura 29. Resortes laterales en pilas, $\phi=0,8$ m.

Del análisis anterior se obtuvo que la carga vertical máxima en servicio transferida por la de la pila al suelo corresponde a $CS02=191,90$ kN, considerando que la diferencia entre el peso del concreto de la pila y del suelo es de 21,20 kN, se tiene que la carga vertical máxima neta es de 305,39 kN, la cual no supera la capacidad admisible de 325,13 kN indicada en la referencia [4]

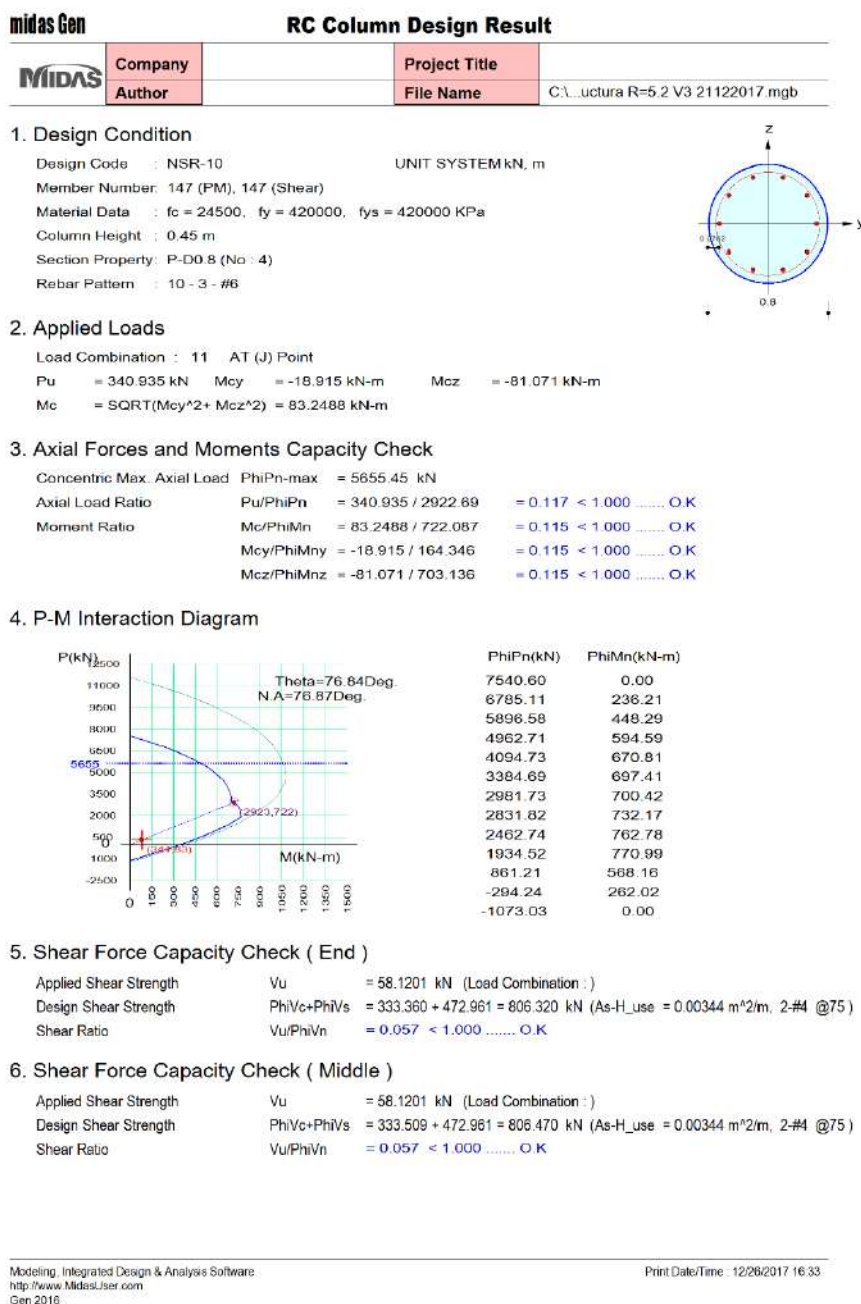


Figura 30. Diseño de pilas, D=1000mm, L=4500mm

Se colocarán 10 barras de $\phi 3/4"$ en toda la longitud de la columna. También estribos de $\phi 1/2"$ cada 75mm en los primeros 1200mm de la pila y en las zona restante cada 300mm

14. CONTROL DE DERIVAS

De acuerdo al numeral A.6.4 del Capítulo A de la referencia [1], el máximo desplazamiento relativo de entrepiso para estructuras de concreto debe cumplir lo siguiente:

$$\Delta_i \leq 0.010 \times h_{ei}$$

Dónde:

Δ_i : Desplazamiento relativo del entrepiso "i".

h_{ei} : Altura del entrepiso "i".

La altura de la caseta es de 5225 mm, es decir, el desplazamiento lateral de entrepiso no debe ser mayor de 52 mm.

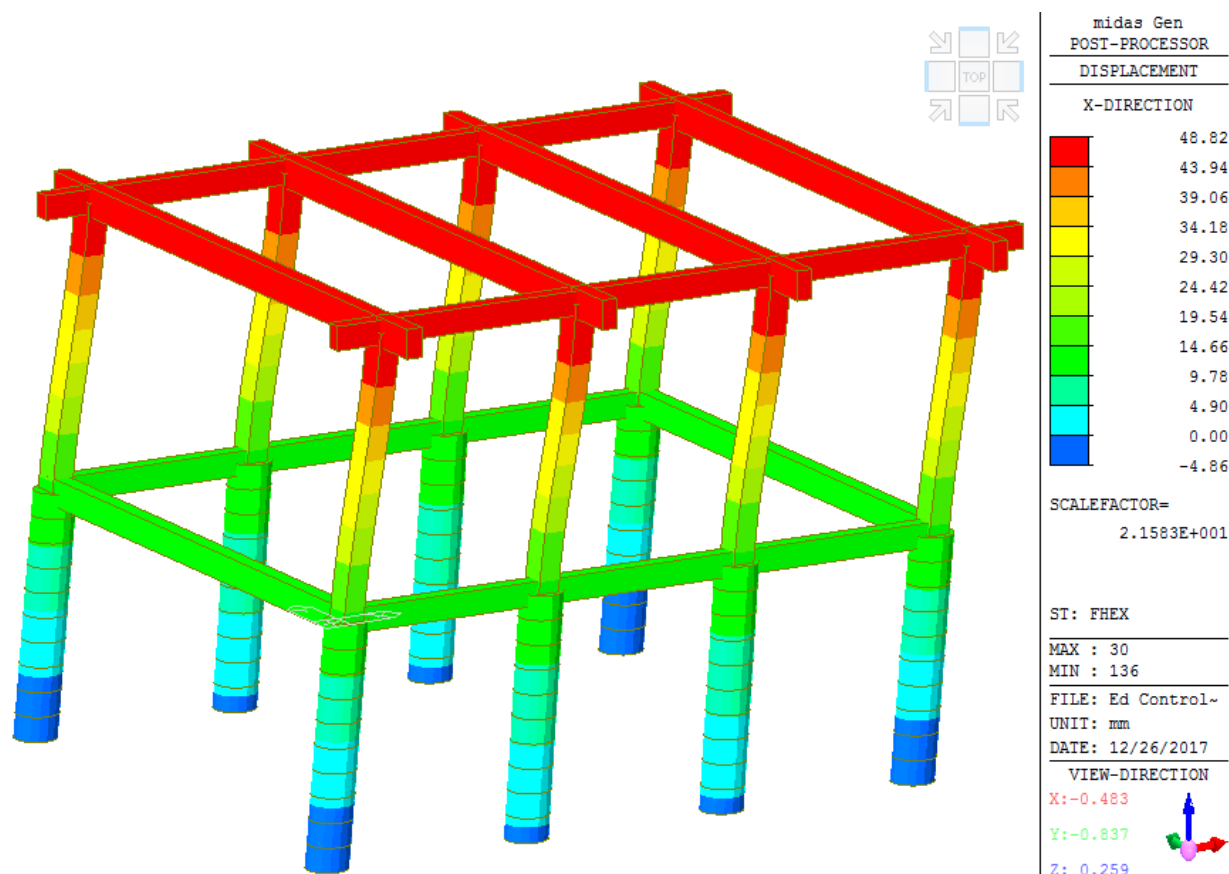


Figura 31. Desplazamientos máximos en dirección X [mm]

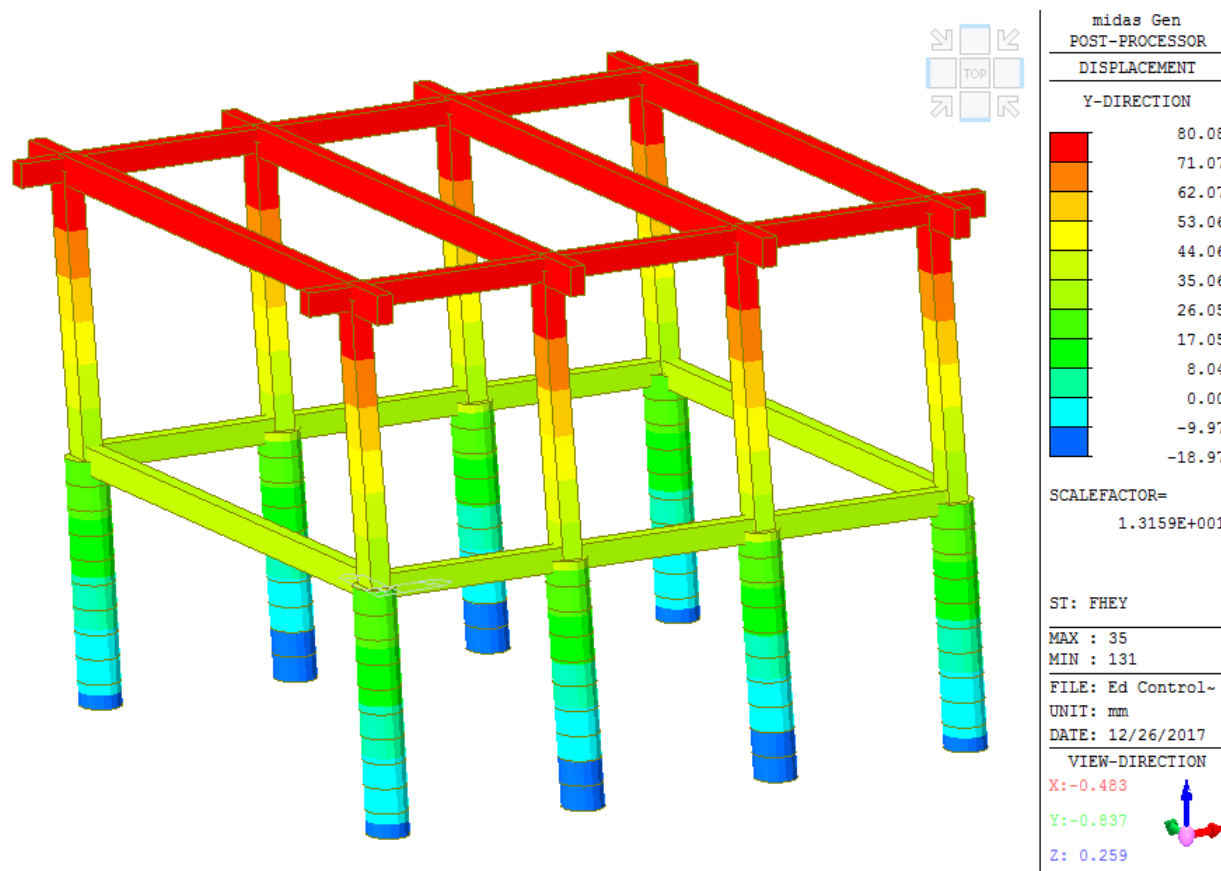


Figura 32. Desplazamientos máximos en dirección Y [mm]

Se tiene que el desplazamiento relativo de entrepiso a nivel de viga de cubierta, para ambas direcciones está dado por:

$$\Delta x = 48.82mm - 13.32mm$$

$$\Delta x = 35.50mm$$

$$\Delta y = 80.08mm - 30.92mm$$

$$\Delta y = 49.16mm$$

Con base en lo anterior se puede observar que el desplazamiento máximo de entrepiso $49.16mm$, no supera el límite establecido de $52mm$, por tanto la edificación cumple con los requisitos de derivas establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

15. DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Los elementos no estructurales que conforman la caseta de control, estarán aislados lateralmente de la estructura; apoyándose en la parte superior e inferior de la estructura. El diseño se realiza por el método de los estados límites.

De acuerdo a las especificaciones de diseño del proyecto el comportamiento de los elementos no estructurales será de grado superior, de tal forma que cuando ocurra el sismo de diseño el daño en estos elementos sea mínimo y no se interfiera con la operación de la edificación, acorde con lo estipulado en el título A, capítulo A.9.2 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10.

Fuerza sísmica de diseño elementos no estructurales:

$$F_p = \frac{a_x a_p}{R_p} g M_p \geq \frac{A_a I}{2} g M_p$$

Dónde:

$$a_x = A_s + \frac{(S_a - A_s)h_x}{h_{eq}} \quad h_x \leq h_{eq}$$

$$a_x = S_a \frac{h_x}{h_{eq}} \quad h_x \geq h_{eq}$$

- a_p : Coeficiente de amplificación dinámica, para los tipos de anclajes.
- R_p : Coeficiente que depende del tipo de anclaje del elemento no estructural.
- M_p : Masa del elemento.

Para mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyada arriba y abajo, se tiene:

a_p : 1, NSR-10, A.9.5-1

R_p : 3 (Anclaje dúctil) NSR-10, A.9.4.9.2

Resistencia de mampostería y materiales.

			Min	Max		
<i>Resistencia mortero relleno</i>	f'cr (MPa)	12.5	10.69	12.83		
<i>Resistencia unidad</i>	f'cu (MPa)	17.5	11			
<i>Resistencia mortero pega</i>	f'cp (MPa)	12.5	12.5	-	Tipo S	
<i>Altura unidad</i>	h (mm)	190				
	kp	1.4	Concreto	1.4	Arcilla	0.8
	kr	0.9	Concreto	0.9	Arcilla	0.75
	Aneta unidad	23400				
	Unidades/m	2.5641026				
	Aneta celda	18525				
	Celdas rellenas/m	0.67				
	Aneta	60000				
	Abruta	72350				
<i>Aneta/Abruta</i>	r	0.83				
	Rm (MPa)	11.67				
<i>Resistencia Mampostería</i>	f'm (MPa)	8.75			Sin celdas rellenas	
<i>Resistencia Mampostería</i>	f'm (MPa)	8.55			Con celdas rellenas @ 1.5	

Cálculo de resistencias

<i>Resistencia Mampostería</i>	f'm (MPa)	8.55	
<i>Resistencia Acero</i>	fy (MPa)	420	
<i>Espesor nominal de muro</i>	t (mm)	190	
<i>Largo nominal de unidad</i>	Largo (mm)	390	290
<i>Espesor de pared</i>	e pared (mm)	30	
<i>Espesor de tabique</i>	e tabique (mm)	35	
<i>Altura efectiva de sección</i>	d (mm)	95	
<i>Altura efectiva de muro</i>	h' (mm)	4800	
<i>Altura efectiva/espesor nominal</i>	h'/t	25.3	
<i>Ancho para cálculo de cargas</i>	b1 (m)	1.5	
<i>Ancho para cálculo de resistencia</i>	b2 (m)	1.14	
<i>Separación refuerzos verticales</i>	s (m)	1.5	
<i>Área de acero colocada</i>	As (mm2)	129	@ 1.5 m
<i>Reducción de resistencia flexión</i>	ϕf	0.8	
<i>Reducción de resistencia Cortante</i>	ϕv	0.6	
<i>Gravedad</i>	g (m/s2)	9.806	
<i>Masa muro por m2</i>	Mp (kg/m2)	250	
<i>Altura total Caseta</i>	hn (m)	4.80	
<i>Altura equivalente Caseta</i>	heq (m)	3.60	
<i>Nivel en la base de muro</i>	hx (m)	0	

Cálculo de resistencias

<i>Parámetros sísmicos</i>	Aa	0.25		
	Fa	1.3		
	I	1.5		
	Sa	1.219		
	As	0.49		
<i>Aceleración en base de muro</i>	ax	0.49		
<i>Carga lineal</i>	q (kN/m)	3.68		
<i>Carga Puntual en mitad</i>	Qm (kN)	8.83		
<i>Carga Puntual en base</i>	Qb (kN)	17.65		
	ap	1		
	Rp	3		
<i>Sismo lineal</i>	fp (kN/m)	0.69		
<i>Sismo puntual</i>	Fp (kN)	3.31		
<i>Momento último</i>	Mu (kN.m)	1.99		
<i>Castigo por esbeltez</i>	Re	0.64		
<i>Carga axial última</i>	Pu (kN)	7.94		
<i>Profundidad equivalente</i>	a (mm)	7.96		
<i>Área de Acero</i>	Ase (mm ²)	147.9		
<i>Momento nominal</i>	Mn (kN.m)	5.65		
<i>Resistencia a Momento</i>	$\phi f Re Mn$ (kN.m)	2.89		
	Cumple	Uso	69%	
<i>Cortante Ultima</i>	Vu (kN)	8.83		
<i>Área de celda</i>	Acelda (mm ²)	18525		
<i>Área efectiva</i>	Ae (mm ²)	86925		
<i>Cortante nominal</i>	Vn (kN)	42.37		
<i>Resistencia a cortante</i>	$\phi v Vn$ (kN)	25.42		
	Cumple	Uso	35%	

Con base en lo anterior, para resistir las fuerzas generadas por el sismo perpendicular al plano del muro, se requieren celdas rellenas con refuerzo de $\phi 1/2''$ con un espaciamiento máximo de 1500mm. No se requiere refuerzo por cortante en la dirección indicada. Además se colocará refuerzo horizontal de $\phi 3/8''$ cada 800mm entre las juntas del mortero de pega.

16. DOCUMENTOS DE REFERENCIA

- [1] Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.
- [2] ACI 318-08, 2008. Building Code Requirements for Structural Concrete.
- [3] 2017-EX-GB2-SB04-268- Caseta de control y Media tensión- Plano Estructural
- [4] 2017-EX-GB2-SB04-252-Estudio de Suelos.
- [5] 2017-EX-GB2-SB04-255-Espectro Sísmico
- [6] 2017-EX-GB2-SB04-268- Caseta de control y Media tensión- Plano Arquitectónico
Planta y Fachadas
- [7] 2017-EX-GB2-SB04-270- Caseta de control y Media tensión - Arquitectura Puertas y
ventanas