

**CONSTRUCCIÓN DEL ACUEDUCTO REMOLINO MUNICIPIO
DE TAMINANGO - NARIÑO**

CONTRATO CONVOCATORIA N° PAF-ATF-O-029-2018

INFORME DE DISEÑO ESTRUCTURAL

VIADUCTO #5 L= 90 m

MUNICIPIO DE TAMINANGO

CONSORCIO REDES 2018

VERSIÓN 1

DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA

BOGOTÁ, MAYO DE 2020

CUADRO DE CONTROL

	VERSIÓN				
	0	1	2	3	4
Elaboró:	Ing. Alexander Gómez Cassab	Ing. Alexander Gómez Cassab			
Fecha:					
Revisó:					
Fecha:					
Aprobó:					
Fecha:					

Versión	Descripción Modificación.
0	Emitida para revisión
1	Incluidos comentarios de interventoría
2	
3	
4	

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO	1
PUENTE DUCTO COLGANTE	5
1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	7
2. PARÁMETROS DE DISEÑO	8
3. MATERIALES	9
4. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE FUNDACIÓN.....	11
5. AVALÚO DE CARGAS.....	11
5.1 Cargas Muertas	11
5.2 Cargas Vivas.....	11
6. ANÁLISIS DE VIENTO.....	12
7. ANÁLISIS SÍSMICO	13
8. CALCULO DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGIA (R)	15
9. COMBINACIONES DE CARGA Y DISEÑO.....	16
10. MODELACIÓN ESTRUCTURAL.....	18
11. ASIGNACIÓN DE CARGAS AL MODELO COMPUTACIONAL.....	21
12. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS CABLES PRINCIPALES Y DE VIENTOS.....	23
12.1 CABLES PRINCIPALES DEL PUENTE	23
12.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE PENDOLONES	28
12.3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE CABLES DE VIENTO	30
12.4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE CABLES DE AMARRE SECUNDARIOS	32
13. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS TORRES.....	34
14. DISEÑO DE CIMENTACIÓN DE LAS TORRES.....	37
15. DISEÑO DE MACIZOS DE ANCLAJE	39
16. ANCLAJES VIENTOS.....	41
17. DISEÑO DE LAS CONEXIONES SOLDADAS ENTRE ELEMENTOS DE TORRES	43
18. DISEÑO DE LOS PASADORES DE LAS TORRES.....	44
19. DISEÑO DE LAS PLATINAS DE LA CONEXIÓN ARTICULADA EN LA BASE DE LAS TORRES	44
20. DISEÑO DE LAS SILLETAS DE SOPORTE DE LA TUBERÍA.....	45
21. DISEÑO DE LAS PLATINAS DE TRANSFERENCIA EN LA CABEZA DE LAS TORRES	46
22. DISEÑO DE LAS BARRAS DE ANCLAJE	47
23. DISEÑO DE PLACAS BASE Y PERNOS DE ANCLAJE	47
24. REVISIÓN MODOS DE FALLA ANCLAJES DE LOS PERNOS AL CONCRETO	50

- 25. REVISIÓN MODOS DE FALLA ANCLAJES DE LOS CABLES PRINCIPALES AL CONCRETO..... 50
- 26. REVISIÓN MODOS DE FALLA ANCLAJES DE LOS CABLES CONTRAVIENTOS AL CONCRETO .. 50

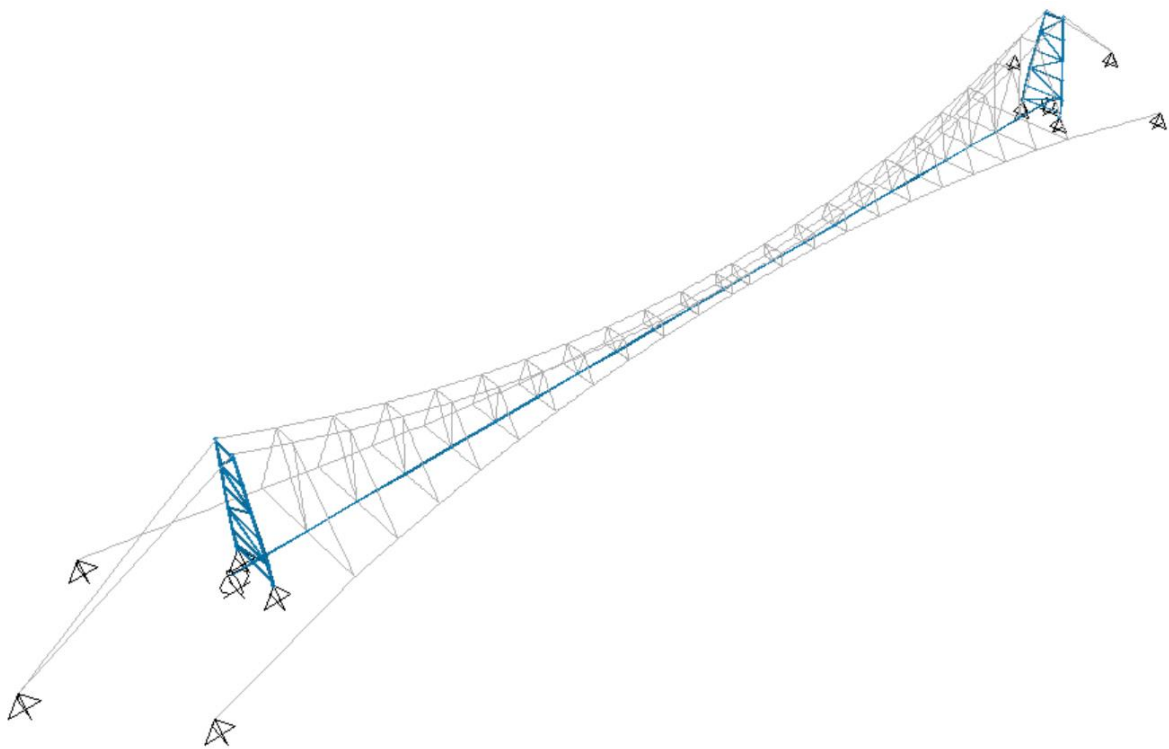
LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Características cables de acero estructural	10
Tabla 2. Propiedades del suelo.	11
Tabla 3. Peso de la tubería vacía.	11
Tabla 4. Cálculo del factor de disipación de energía.....	16
Tabla 5. Descripción de los Casos de Carga utilizados.	16
Tabla 6. Combinaciones de Servicio para Cimentación.	17
Tabla 7. Combinaciones Últimas para Diseño.....	18
Tabla 8. Coordenadas trayectoria cables principales.....	26
Tabla 9. Carga mínima de rotura para cable de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de $\varnothing=1-1/8''$ según ASTM-A1023.	28
Tabla 10. Carga mínima de rotura para cable de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de $\varnothing=1/2''$ según ASTM-A1023.....	30
Tabla 11. Carga mínima de rotura para cable de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de $\varnothing=3/4''$ según ASTM-A1023.....	32
Tabla 12. Carga mínima de rotura para cable de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de $\varnothing=3/8''$ según ASTM-A1023.....	34
Tabla 13. Índices de sobreesfuerzo perfiles torres	37
Tabla 14. Cargas de Servicio Transmitida al suelo de fundación	37
Tabla 15. Cargas de Servicio Transmitida a Anclajes.....	40

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Esquema Perfil del Puente Ducto de 90 m.....	8
Figura 2. Espectro Elástico de Diseño.....	14
Figura 3. Asignación del método de la FHE.	15
Figura 4. Modelo de análisis computacional.....	19
Figura 5. Modelo Computacional Torre.	20
Figura 6. Definición de Elementos Torre.....	21
Figura 7. Cargas vivas por operación asignadas al modelo SAP2000 (kg/m)	21
Figura 8. Cargas de viento en sentido X asignadas al modelo SAP2000 (kg/m)	22
Figura 9. Cargas de viento en sentido Y asignadas al modelo SAP2000 (kg/m).....	23
Figura 10. Modelo de Análisis General del Cable.....	23
Figura 11. Equilibrio sobre las Torres	25
Figura 12. Trayectoria del cable Principal	26
Figura 13. Envolverte de tensiones de servicio en cables principales del modelo de análisis.....	27
Figura 14. Tensión máxima en cables principales	27
Figura 15. Envolverte de tensiones de servicio en cables pendolones del modelo de análisis	29
Figura 16. Tensión máxima en pendolones.....	29
Figura 17. Envolverte de tensiones de servicio en cables contravientos del modelo de análisis	30
Figura 18. Tensión máxima en cables contravientos	31
Figura 19. Envolverte de tensiones de servicio en cables de amarres secundarios del modelo	32
Figura 20. Tensión máxima en cables de amarre secundarios	33
Figura 21. Índices de Sobreesfuerzo en Torre 1 y Torre 2	35
Figura 22. Memoria de diseño para el elemento más esforzado de las torres.....	36
Figura 23. Diseño de Zapata Tipo	39
Figura 24. Dimensiones Macizo de Anclaje Principal	40
Figura 25. Dimensiones Macizo de Anclaje Contravientos	42
Figura 26. Localización platinas críticas para el soporte	45

PUENTE DUCTO COLGANTE



CERTIFICACIÓN

El diseño estructural debe ser realizado por un ingeniero civil facultado para este fin, de acuerdo con la Ley 400 de 1997.

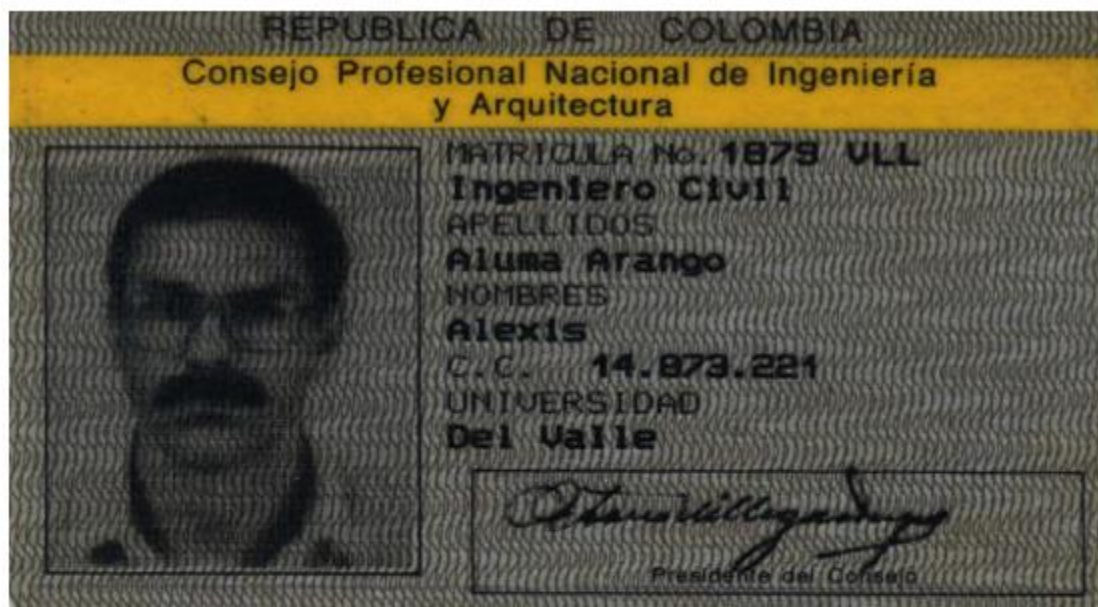
Planos

Los planos estructurales deben ir firmados por un ingeniero civil y quien obra como diseñador estructural responsable.

Deben contener como mínimo: especificaciones de los materiales de construcción, tamaño y localización de todos los elementos estructurales así como sus dimensiones y refuerzo, tipo y localización de todos los elementos estructurales así como sus dimensiones y refuerzo, tipo y localización de las conexiones entre elementos estructurales y los empalmes entre los elementos de refuerzo, grado de capacidad de disipación de energía, cargas vivas y de acabados supuestas y el grupo de uso al cual pertenece la estructura.

Memorias

Los planos deben ir acompañados por memorias de diseño y cálculo en las cuales se describan los procedimientos por medio de los cuales se realizaron los diseños. En esta memoria debe incluirse una descripción del sistema estructural usado, y además debe anotarse claramente las cargas verticales, el grado de capacidad de disipación de energía del sistema de resistencia sísmica, el cálculo de la fuerza sísmica, el tipo de análisis estructural utilizado y la verificación de que las derivas no fueron excedidas.



ALEXIS ALUMA ARANGO
INGENIERO CIVILMP. 1879 VLL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MAGISTER EN INGENIERIA CIVIL

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente documento expone la memoria de cálculo estructural para el Puente Ducto Colgante de 90 m de longitud localizado entre las abscisas K15+565.59 a K15+655.59, para el paso de una tubería de 6" de diámetro, correspondiente a la línea de conducción del acueducto del municipio de Taminango – Departamento de Nariño. En este documento se consideran los requerimientos del reglamento NSR-10, así como los del ACI y AISC.

El sistema estructural del Puente Ducto está conformado por dos torres metálicas en tubería estructural de 10.80 metros de altura, 4.50 metros de ancho en la base y 2.00 metros en la parte superior, la longitud del puente entre torres es de 90.00 m; a 15.55 y 12.55 metros de las torres se construirán los muertos de anclaje para los cables principales del puente, la silleta donde se apoyará el tubo está formada por un soporte en láminas metálicas y un sistema de cables que forman el pendolón que se apoyará en los cables principales.

Para arriostrar el puente lateralmente, se proveen vientos a ambos lados de la tubería formados por un cable principal que describe una trayectoria parabólica en la longitud del cruce, donde se apoyan cables secundarios con la misma separación de los pendolones del puente y anclados a las silletas de la tubería, el objetivo de este sistema es darle soporte lateral a la tubería, impidiendo los desplazamientos horizontales perpendiculares al eje del tubo.

La estructura del puente se modela en el programa de análisis estructural SAP 2000, que se basa en el método de elementos finitos. Se le aplican las cargas previstas de acuerdo al NSR-2010, y se restringen los apoyos en los sitios donde se encuentra la cimentación tanto de las torres como los muertos de apoyo de los cables. El programa utiliza para el diseño de los elementos lo prescrito en el ANSI/AISC 360. American Institute of Steel construction).

En un puente colgante como el analizado existen cuatro elementos importantes:

El sistema de Cables

Las Torres

La Cimentación de las Torres

Los Bloques de Anclaje

Cada uno de ellos está hecho de materiales diferentes con sus propias características.

Los sistemas de Cables utilizados son de acero de alto contenido de carbono, cuyas diferencias más importantes respecto al acero común empleado en el concreto reforzado son:

Mayor resistencia (de 4200 a 18000 kg/cm² mínimo)

Menor módulo de elasticidad (de 2146000 a 2095999 kg/cm²)

Menor ductilidad de deformaciones a la rotura de 24% al 4%)

Las calidades del acero de los alambres empleados en puentes colgantes se denominan como

Acero de Arado Mejorado (aproximadamente grado 1770 MPa)

Acero de Arado Extra Mejorado (aproximadamente grado 1960 MPa)

Este acero se presenta en forma de alambre los cuales se entrelazan con diferentes configuraciones para formar los torones que pueden ser considerados cables, o los cables propiamente dichos que pueden ser definidos como conjunto de torones.

El sistema de cimentación de acuerdo a las indicaciones del estudio de suelos es superficial con zapata corrida.

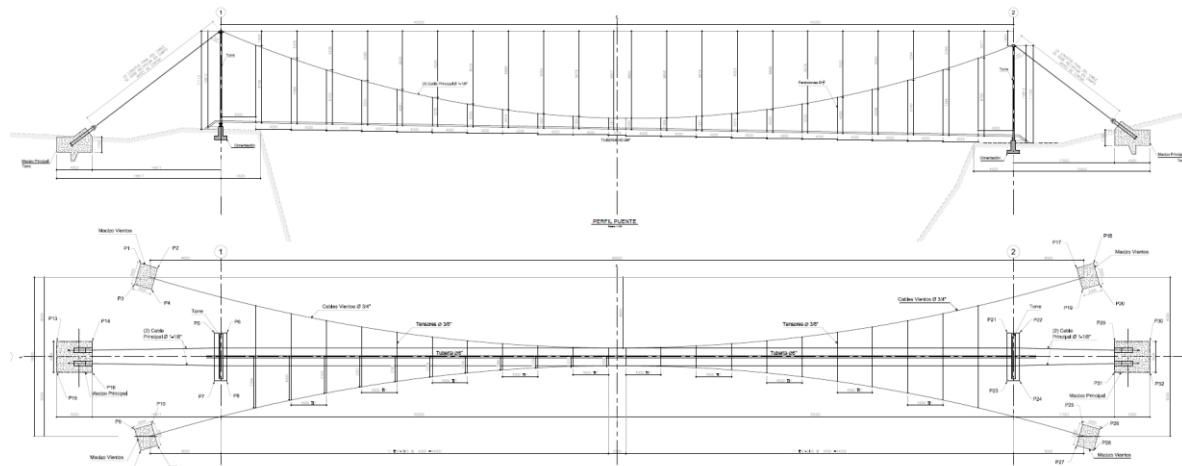


Figura 1. Esquema Perfil del Puente Ducto de 90 m.

2. PARÁMETROS DE DISEÑO

De acuerdo a los valores estimados del Estudio de Suelos y del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-2010, los parámetros de diseño son los siguientes:

PARÁMETROS SÍSMICOS:

- | | |
|--|---------------------------------|
| • Zona de Riesgo Sísmico | Alta |
| • Coeficiente que representa la Aceleración Horizontal Pico Efectiva | $A_a = 0.25$ |
| • Coeficiente de Aceleración que representa la Velocidad Horizontal Pico Efectiva | $A_v = 0.25$ |
| • Grupo de Uso | IV |
| • Coeficiente de Importancia | $I = 1.50$ (Diseño Estructural) |
| • Perfil del Suelo | D |
| • Coeficiente de amplificación F_a del suelo para la zona de períodos cortos del espectro | $F_a = 1.30$ |
| • Coeficiente de amplificación F_v del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro | $F_v = 1.90$ |

3. MATERIALES

CONCRETO ESTRUCTURAL:

- | | |
|---------------------------------------|--|
| • Resistencia a la compresión | $f'c = 28 \text{ MPa}$ |
| • Módulo de elasticidad | $E_c = 4.700 \cdot \sqrt{f'c} = 24870 \text{ MPa}$ |
| • Masa por unidad de volumen | $2.40 \text{ kN-s}^2/\text{m}$ |
| • Peso específico del concreto | $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$ |
| • Relación de Poisson | $n = 0.20$ |
| • Relación agua / material cementante | $a / mc < 0.45$ |

ACERO DE REFUERZO:

- | | |
|---|------------------------------------|
| • Especificación | NTC 2289 (ASTM A 706) ¹ |
| • Esfuerzo de fluencia | $f_y = 420 \text{ MPa}$ |
| • Módulo de elasticidad | $E_s = 200000 \text{ MPa}$ |
| • Masa por unidad de volumen | $7.85 \text{ kN-s}^2/\text{m}$ |
| • Peso específico del acero: γ_s | 78.50 kN/m^3 |

ACERO ESTRUCTURAL TORRES

- | | |
|------------------------------|-----------------------------------|
| • Especificación | ASTM A 500 Grado C ² |
| • Esfuerzo de fluencia | $f_y = 322 \text{ MPa}$ |
| • Módulo de elasticidad | $E_s = 200000 \text{ MPa}$ |
| • Masa por unidad de volumen | $7.85 \text{ kN-s}^2/\text{m}$ |
| • Peso específico del acero | $\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$ |

CABLES 6x19 ALMA DE ACERO IPS TIPO SEALE GALVANIZADO PRD

- | | |
|------------------|-----------|
| • Especificación | ASTM A475 |
|------------------|-----------|

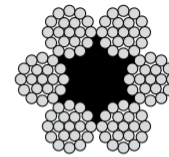
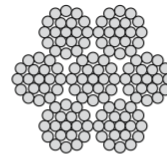
¹ AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS (ASTM). ASTM A706 / A706M - 09b Standard Specification for Low - Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement. USA. 2009

² AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS (ASTM). ASTM A706 / A706M - 09b Standard Specification for Low - Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement. USA. 2009

6X19 y 6X26 (AF – AA)

Construcción del Torón	
Item	Cantidad
Alambres	15 A 26
Alambres Externos	7 A 12
Capa de Alambres	2 A 3

Construcción del Cable	
Item	Cantidad
Torones	6
Torones Externos	6
Capa de Torones	1
Alambres en Cable	90 A 156



Ejemplos Típicos	
Cables	Torones
6x19S	1-9-9
6x21F	1-5-5F-10
6x26WS	1-5-(5+5)-10
6x19W	1-6-(6+6)
6x25F	1-6-6F-12

TABLA 4						
Diámetro (pulg)	Alma de Fibra			Alma de Acero		
	Peso aproximado Kg/m	Carga de rotura en Tons		Peso aproximado Kg/m	Carga de rotura en Tons	
		IPS	EIPS		IPS	EIPS
1/4	0.156	2.74	3.01	0.172	2.94	3.40
5/16	0.244	4.26	4.69	0.268	4.58	5.27
3/8	0.352	6.10	6.71	0.386	6.56	7.55
7/16	0.479	8.27	9.10	0.526	8.89	10.2
1/2	0.626	10.7	11.8	0.687	11.5	13.3
9/16	0.792	13.5	14.9	0.870	14.5	16.8
5/8	0.978	16.7	18.4	1.074	17.7	20.6
3/4	1.408	23.8	26.2	1.546	25.6	29.4
7/8	1.917	32.2	35.4	2.104	34.6	39.8
1	2.503	41.8	46.0	2.748	44.9	51.7
1 1/8	3.168	52.6	57.9	3.478	56.5	65.0
1 1/4	3.911	64.6	71.1	4.294	69.4	79.9
1 3/8	4.733	77.7	85.5	5.196	83.5	96.0
1 1/2	5.632	92.0	101	6.184	98.9	114
1 5/8	6.610	107	118	7.257	115	132
1 3/4	7.666	124	136	8.417	133	153
1 7/8	8.800	141	155	9.662	152	174
2	10.013	160	176	10.994	172	198
2 1/8	11.304	179	197	12.411	192	221
2 1/4	12.673	200	220	13.914	215	247

Tabla 1. Características cables de acero estructural

Fuente: Datos <http://www.emcocables.com/catalogos/cables>

4. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE FUNDACIÓN

A partir del estudio de suelos, se identifica que las principales características del material son las que se muestran a continuación:

Propiedad	Valor
Peso unitario suelo γ (Ton/m ³)	1.80
Ángulo de fricción interna φ	33
Tipo de suelo – NSR 10-	D
Coeficiente activo de presión de tierras k_a	0.29
Coeficiente activo de presión de tierras en sismo k_{ae}	0.35
Capacidad admisible del suelo de fundación (Ton/m ²)	22
Nivel Freático	N.P.
Profundidad de desplante	-2.00 m. Para llegar al nivel de desplante se utilizará concreto ciclópeo como material de transferencia de 0.80 m de espesor

Tabla 2. Propiedades del suelo.

5. AVALÚO DE CARGAS

5.1 Cargas Muertas

La carga muerta es el peso propio de la estructura y el peso de todos los materiales permanentemente fijados a esta ó soportados por la misma, tales como la estructura metálica, tuberías, accesorios de anclajes, soportes, cables con alma de acero y recubrimientos. El peso de los materiales debe tomarse según lo especificado en el NSR-2010, las normas nacionales e internacionales y datos técnicos de los fabricantes.

Elemento	Cantidad	Peso (k/m)
Tubería HD 6"	1	74

Tabla 3. Peso de la tubería vacía.

5.2 Cargas Vivas

Se considera como carga viva el peso del agua que se transporta en la tubería:

$$W_a = (1/4) \pi (6 \times 0.0254\text{m})^2 \times 1000 \text{ kg/m}^3 = 18.24 \text{ kg/m}$$

Se considera una carga viva adicional de tránsito de 100kg/m.

$$C.V. = 118.24 \text{ kg/m}$$

6. ANÁLISIS DE VIENTO

Se calcularán las fuerzas de viento de acuerdo a NSR-10 B.6.5.15. De acuerdo con esto la fuerza de viento se calcula como:

$$F = q_z G C_f A_f$$

B.6.5.15 — CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO EN OTRAS ESTRUCTURAS — La fuerza de viento de diseño para otras estructuras se determinará con la expresión:

$$F = q_z G C_f A_f \text{ en (N)} \quad (\text{B.6.5-26})$$

Donde:

- q_z = presión por velocidad evaluada a la altura z del centroide del área A_f , usando la exposición, definida en la sección B.6.5.6.3.
- G = factor de efecto ráfaga de la sección B.6.5.8.
- C_f = coeficientes de fuerza de las Figs. B.6.5-18 a B.6.5-19.
- A_f = área proyectada normal al viento, excepto donde C_f se haya especificado para la superficie real, en m^2 .

1. Presión por velocidad, q_z NSR-10 B.6.5.10

B.6.5.10 — PRESIÓN POR VELOCIDAD — La presión por velocidad, q_z , evaluada a la altura z se calculará con la siguiente expresión:

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \text{ en (N/m}^2\text{); } V \text{ en m/s} \quad (\text{B.6.5-13})$$

Velocidad Básica de diseño NSR-10 B.6.5.4

Región	Velocidad del Viento
1	17 m/s (60 km/h)
2	22 m/s (80 km/h)
3	28 m/s (100 km/h)
4	33 m/s (120 km/h)
5	36 m/s (130 km/h)

Región = 3
Velocidad = 28 m/s

Coeficiente de importancia		
Tabla B.6.5.1		
Categoría	I	
I	0.87	
II	1.00	
III	1.15	
IV	1.15	

Categoría IV
I = 1.15

Categoría de exposición

D

Se considera una altura Z de 9.80 m, correspondiente a la altura de las torres.

Coeficiente de exposición de presión por velocidad, K_z . NSR-10 Tabla B.6.5-3

$K_z = 1.176$

Factor topográfico, K_{zt} NSR-10 B.6.5.7.2

K_{zt}	1.00
----------------------------	-------------

Factor de dirección del viento, Kd. NSR-10 B.6.5.4.4								
			Kd	0.85				

Presión por velocidad								
$q_z = 552.46 \text{ N/m}^2$								

2. Factor de efecto ráfaga. NSR-10 B.6.5.8								
			G	0.85				

3. Coeficiente de fuerza, Cf. NSR-10 B.6.5.19								
Se toma un coeficiente de fuerza crítico de Cf = 1.60								

4. Área proyectada normal al viento, Af.								
---	--	--	--	--	--	--	--	--

5. Cálculo de fuerzas de viento de diseño								
$F = q_z G C_f A_f$ en (N)					(B.6.5-26)			

$$F = 552.46 \text{ N/m}^2 * 0.85 * 1.60 * A_f = 751.34 A_f \text{ N/m}^2 = 76.61 A_f \text{ kg/m}^2$$

7. ANÁLISIS SÍSMICO

La localización de las estructuras de acuerdo al estudio de Zonificación Sísmica de Colombia especifica **Zona Sísmica Alta**; correspondiéndole los parámetros sísmicos por tipo de suelo y por localización los descritos en el numeral 3 del presente documento.

Para el Análisis sísmico se utiliza el método de la Fuerza Horizontal Equivalente como se define en el Capítulo A.4 del NSR-10.

El espectro de Diseño se presenta a continuación:

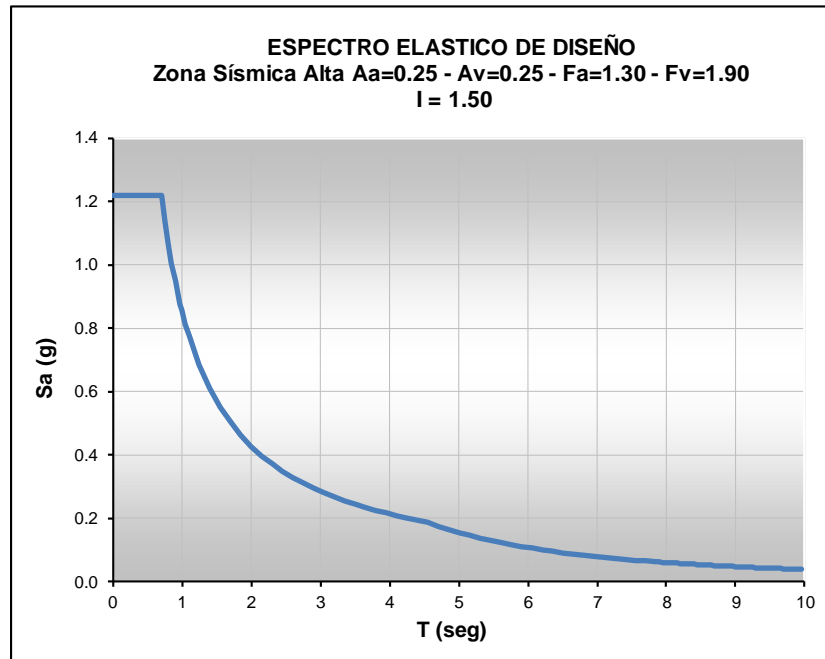
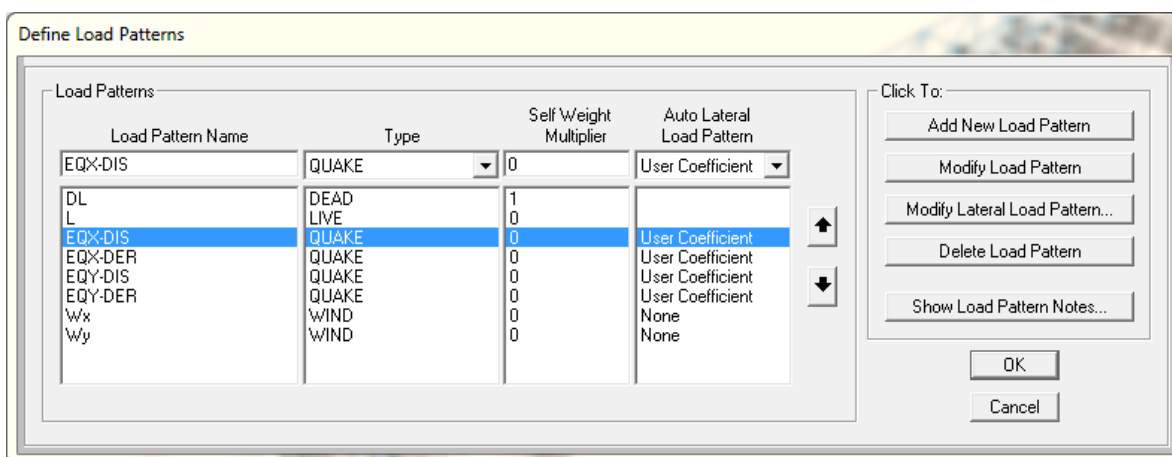


Figura 2. Espectro Elástico de Diseño.

De con lo especificado en el apéndice A-1 del NSR-10 “Recomendaciones sísmicas para algunas estructuras que se salen del alcance de reglamento”, literal A.1.3.4 “Distribución de las fuerzas sísmicas”, la distribución en altura de las fuerzas sísmicas horizontales puede realizarse por cualquiera de los procedimientos presentados en los capítulo A-4 o A-5 del reglamento. Para este caso se utiliza el método de la Fuerza horizontal equivalente, descrito en el capítulo A-4.

En la opción “Define Static Load Case Names” del programa SAP2000 se selecciona la opción de User Coefficient, donde se asigna el valor de Sa para el cálculo de las fuerzas sísmicas por el método FHE.



The figure displays two identical dialog boxes for defining seismic load patterns. Each dialog box is titled 'User Defined Seismic Load Pattern' and contains the following sections:

- Load Direction and Diaphragm Eccentricity:**
 - Radio buttons for 'Global X Direction' and 'Global Y Direction'.
 - A text input field for 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' with the value '0.05'.
 - An 'Override Diaph. Eccen.' button with an 'Override...' sub-button.
- Lateral Load Elevation Range:**
 - Radio buttons for 'Program Calculated' and 'User Specified'.
 - A 'Reset Defaults' button.
 - Input fields for 'Max Z' and 'Min Z'.
- Other Factors:**
 - Input fields for 'Base Shear Coefficient, C' (value: 1.218) and 'Building Height exp., K' (value: 1).
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom right.

In the top screenshot, 'Global X Direction' is selected. In the bottom screenshot, 'Global Y Direction' is selected.

Figura 3. Asignación del método de la FHE.

8. CALCULO DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGIA (R)

En función a la configuración del tipo de estructura, se define el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R_0 para estructuras especiales; se toma un valor de $R_0 = 1.50$, considerando los elementos de la torre y sus conexiones como elementos protegidos.

De acuerdo con A.3.3.3 del NSR-10 el valor a tomar de $R = \Phi_a \Phi_p \Phi_r R_0$.

De acuerdo a A.3.3.8 del NSR-10 se toma el valor mínimo de ϕ_r igual a 0.75, por la configuración del puente ducto, no se considera que se presentan irregularidades en planta ni en altura, por tanto, se toman los valores ϕ_p y ϕ_a igual a 1.00.

SENTIDO X

$$\begin{aligned}\phi_a &= 1.00 & \mathbf{R_o} &= 1.5 \\ \phi_p &= 1.00 & R_x=R_o\phi_a\phi_p\phi_{rx} &= 1.13 \\ \phi_{rx} &= 0.75\end{aligned}$$

SENTIDO Y

$$\begin{aligned}\phi_a &= 1.00 & \mathbf{R_o} &= 1.5 \\ \phi_p &= 1.00 & R_y=R_o\phi_a\phi_p\phi_{ry} &= 1.13 \\ \phi_{ry} &= 0.75\end{aligned}$$

Tabla 4. Cálculo del factor de disipación de energía

9. COMBINACIONES DE CARGA Y DISEÑO

En la tabla siguiente se presenta la descripción de cada caso de carga utilizado para el análisis y diseño de la Estructura:

Case	Type	Descripción
DL	DEAD	Carga Muerta
LL	LIVE	Carga Viva
EQX	QUAKE	Sismo en Sentido X
EQY	QUAKE	Sismo en Sentido Y
Eqx	QUAKE	Sismo en Sentido X reducido por R
Eqy	QUAKE	Sismo en Sentido Y reducido por R
Eqx Ω_0	QUAKE	Sismo en Sentido X amplificado por Ω_0
Eqy Ω_0	QUAKE	Sismo en Sentido Y amplificado por Ω_0
Wx	WIND	Viento en dirección X
Wy	WIND	Viento en dirección Y

Combo	Type	Case	Factor	CaseType	Observation
Eqx	ADD	EQX	0.44	Static	Sismo en Sentido X reducido por R
Eqy	ADD	EQY	0.44	Static	Sismo en Sentido Y reducido por R
Eqx Ω_0	ADD	DL	0.16	Static	Sismo Amplificado en Dirección X por Ω_0
		EQX	0.89	Static	
Eqy Ω_0	ADD	DL	0.16	Static	Sismo Amplificado en Dirección Y por Ω_0
		EQY	0.89	Static	

Tabla 5. Descripción de los Casos de Carga utilizados.

Para efectos de obtener los esfuerzos sobre el suelo de cimentación, a partir de las reacciones de la estructura y su cimentación sobre el suelo, se emplean las combinaciones de carga para el método de estados límite de servicios descritos en B.2.3.

SERV-01	B231	1.00	DL					
SERV-02	B232	1.00	DL +	1.00	LL			
SERV-03	B233	1.00	DL					
SERV-04	B234	1.00	DL +	0.75	LL			
SERV-05	B235-Wx	1.00	DL +	1.00	Wx			
SERV-06	B235-Wy	1.00	DL +	1.00	Wy			
SERV-07	B236-Eqx(+)	1.00	DL +	0.70	Eqx			
SERV-08	B236-Eqx(-)	1.00	DL -	0.70	Eqx			
SERV-09	B236-Eqy(+)	1.00	DL +	0.70	Eqy			
SERV-10	B236-Eqy(-)	1.00	DL -	0.70	Eqy			
SERV-11	B237-Wx	1.00	DL +	0.75	Wx	+	0.75	LL
SERV-12	B237-Wy	1.00	DL +	0.75	Wy	+	0.75	LL
SERV-13	B238-Eqx(+)	1.00	DL +	0.525	Eqx	+	0.75	LL
SERV-14	B238-Eqx(+)	1.00	DL +	0.525	Eqx	+	0.75	LL
SERV-15	B238-Eqx(-)	1.00	DL -	0.525	Eqx	+	0.75	LL
SERV-16	B238-Eqx(-)	1.00	DL -	0.525	Eqx	+	0.75	LL
SERV-17	B238-Eqy(+)	1.00	DL +	0.525	Eqy	+	0.75	LL
SERV-18	B238-Eqy(+)	1.00	DL +	0.525	Eqy	+	0.75	LL
SERV-19	B238-Eqy(-)	1.00	DL -	0.525	Eqy	+	0.75	LL
SERV-20	B238-Eqy(-)	1.00	DL -	0.525	Eqy	+	0.75	LL
SERV-21	B239-Wx	1.00	DL +	0.60	Wx			
SERV-22	B239-Wy	1.00	DL +	0.60	Wy			
SERV-23	B2310-Eqx(+)	0.60	DL +	0.70	Eqx			
SERV-24	B2310-Eqx(-)	0.60	DL -	0.70	Eqx			
SERV-25	B2310-Eqy(+)	0.60	DL +	0.70	Eqy			
SERV-26	B2310-Eqy(-)	0.60	DL -	0.70	Eqy			

Tabla 6. Combinaciones de Servicio para Cimentación.

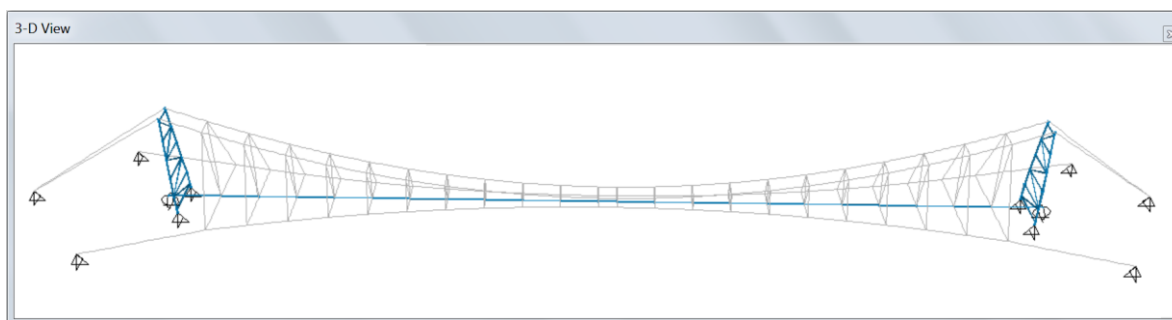
Para el diseño de los elementos de la estructura, se emplean las combinaciones de carga para el método de resistencias últimas descritas en B.2.4.

Comentario										
COMB-01	B241	1.40	DL							
COMB-02	B242	1.20	DL +	1.60	LL					
COMB-03	B243	1.20	DL +	1.00	LL					
COMB-04	B243-Wx	1.20	DL +	0.50	Wx					
COMB-05	B243-Wy	1.20	DL +	0.50	Wy					
COMB-06	B244-Wx	1.20	DL +	1.00	LL	+	1.00	Wx		
COMB-07	B244-Wy	1.20	DL +	1.00	LL	+	1.00	Wy		
COMB-08	B245-Eqx(+)	1.20	DL +	1.00	Eqx	+	1.00	LL		
COMB-09	B245-Eqx(-)	1.20	DL -	1.00	Eqx	+	1.00	LL		
COMB-10	B245-Eqy(+)	1.20	DL +	1.00	Eqy	+	1.00	LL		
COMB-11	B245-Eqy(-)	1.20	DL -	1.00	Eqy	+	1.00	LL		
COMB-12	B245-Eqx(+)	1.20	DL +	1.00	Eqx Ω_0	+	1.00	LL		
COMB-13	B245-Eqx(-)	1.20	DL -	1.00	Eqx Ω_0	+	1.00	LL		
COMB-14	B245-Eqy(+)	1.20	DL +	1.00	Eqy Ω_0	+	1.00	LL		
COMB-15	B245-Eqy(-)	1.20	DL -	1.00	Eqy Ω_0	+	1.00	LL		
COMB-16	B246-Wx	0.90	DL +	1.00	Wx					
COMB-17	B246-Wy	0.90	DL +	1.00	Wy					
COMB-18	B247-Eqx(+)	0.90	DL +	1.00	Eqx					
COMB-19	B247-Eqx(-)	0.90	DL -	1.00	Eqx					
COMB-20	B247-Eqy(+)	0.90	DL +	1.00	Eqy					
COMB-21	B247-Eqy(-)	0.90	DL -	1.00	Eqy					
COMB-22	B247-Eqx(+)	0.90	DL +	1.00	Eqx Ω_0					
COMB-23	B247-Eqx(-)	0.90	DL -	1.00	Eqx Ω_0					
COMB-24	B247-Eqy(+)	0.90	DL +	1.00	Eqy Ω_0					
COMB-25	B247-Eqy(-)	0.90	DL -	1.00	Eqy Ω_0					

Tabla 7. Combinaciones Últimas para Diseño.

10. MODELACIÓN ESTRUCTURAL

Se utiliza un modelo tridimensional elaborado en el software SAP 2000.



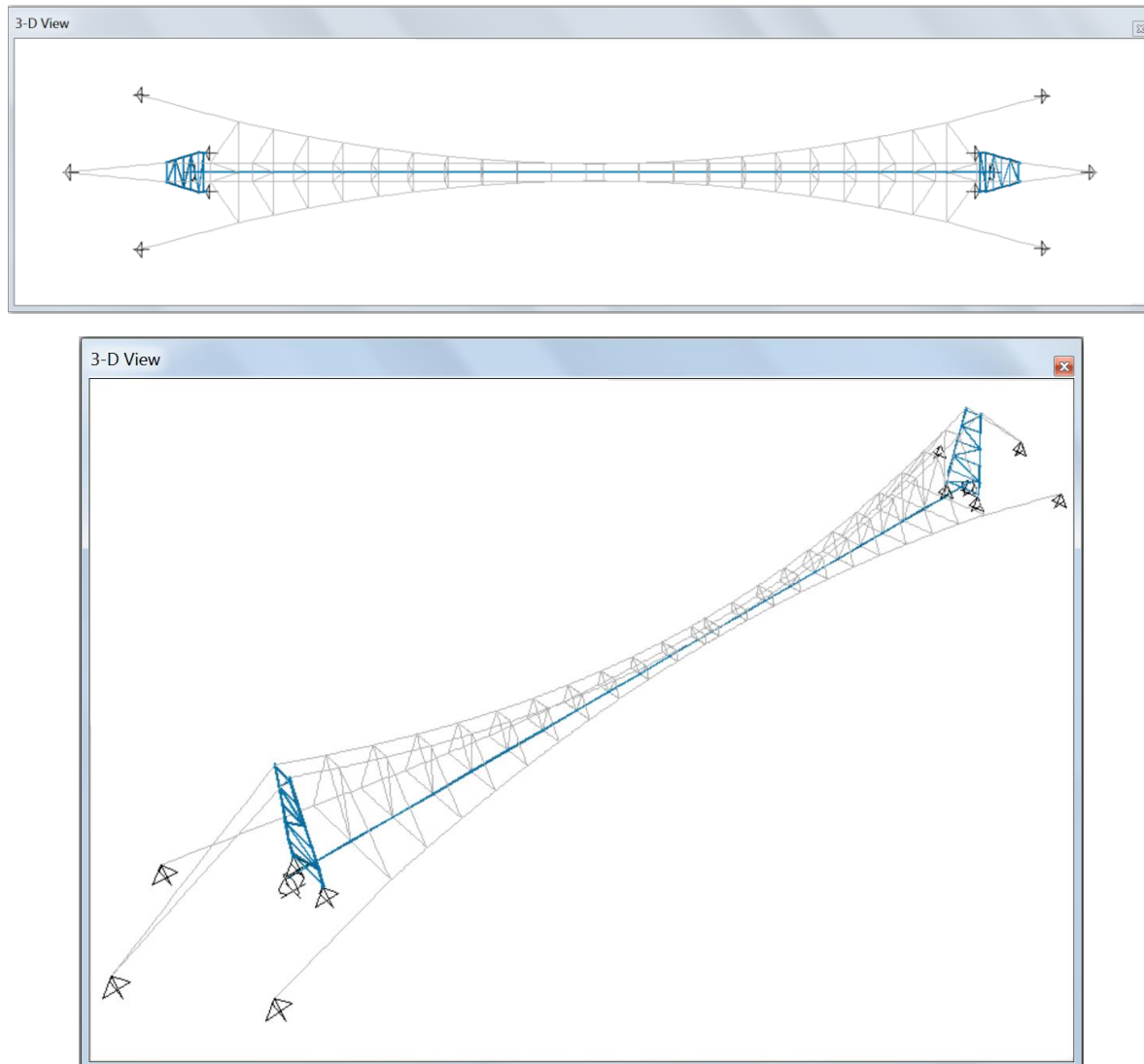


Figura 4. Modelo de análisis computacional.

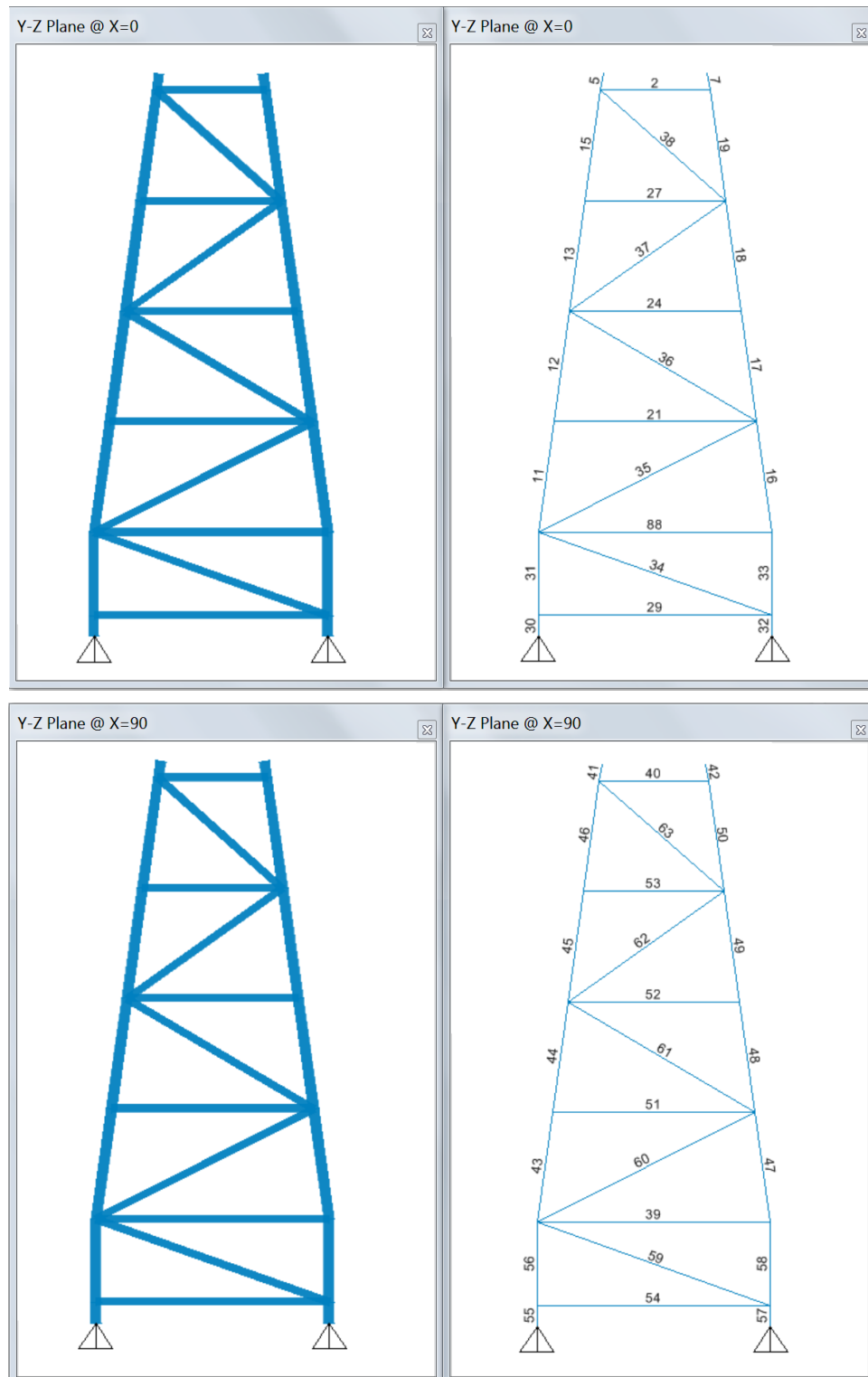


Figura 5. Modelo Computacional Torre.

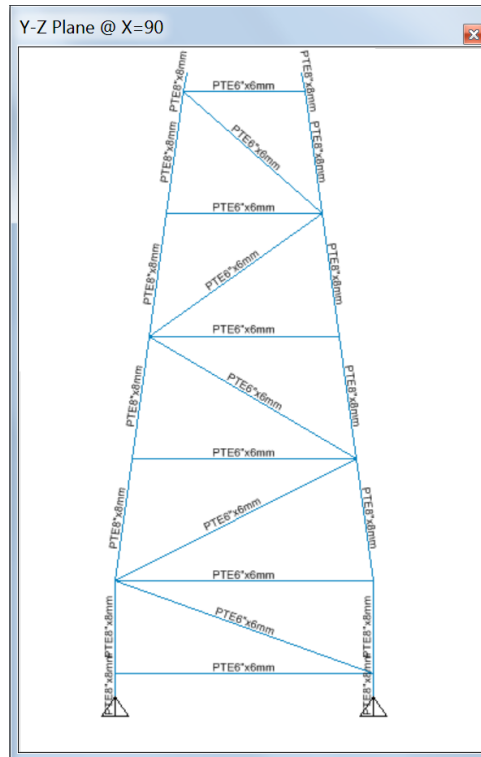


Figura 6. Definición de Elementos Torre.

11. ASIGNACIÓN DE CARGAS AL MODELO COMPUTACIONAL

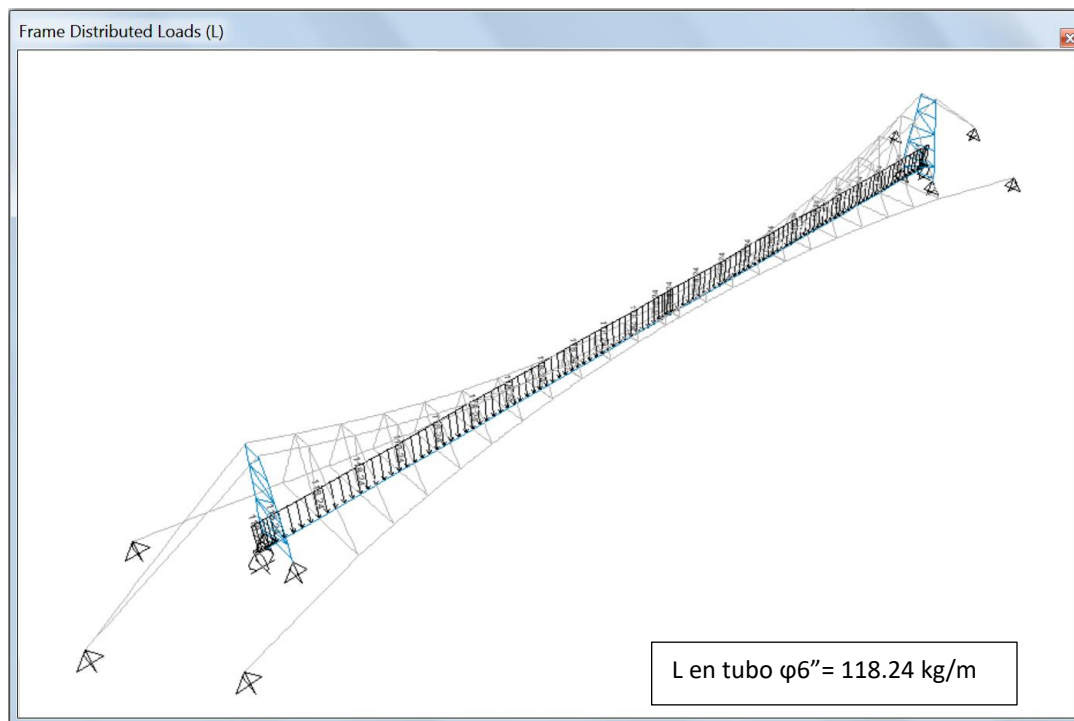


Figura 7. Cargas vivas por operación asignadas al modelo SAP2000 (kg/m)

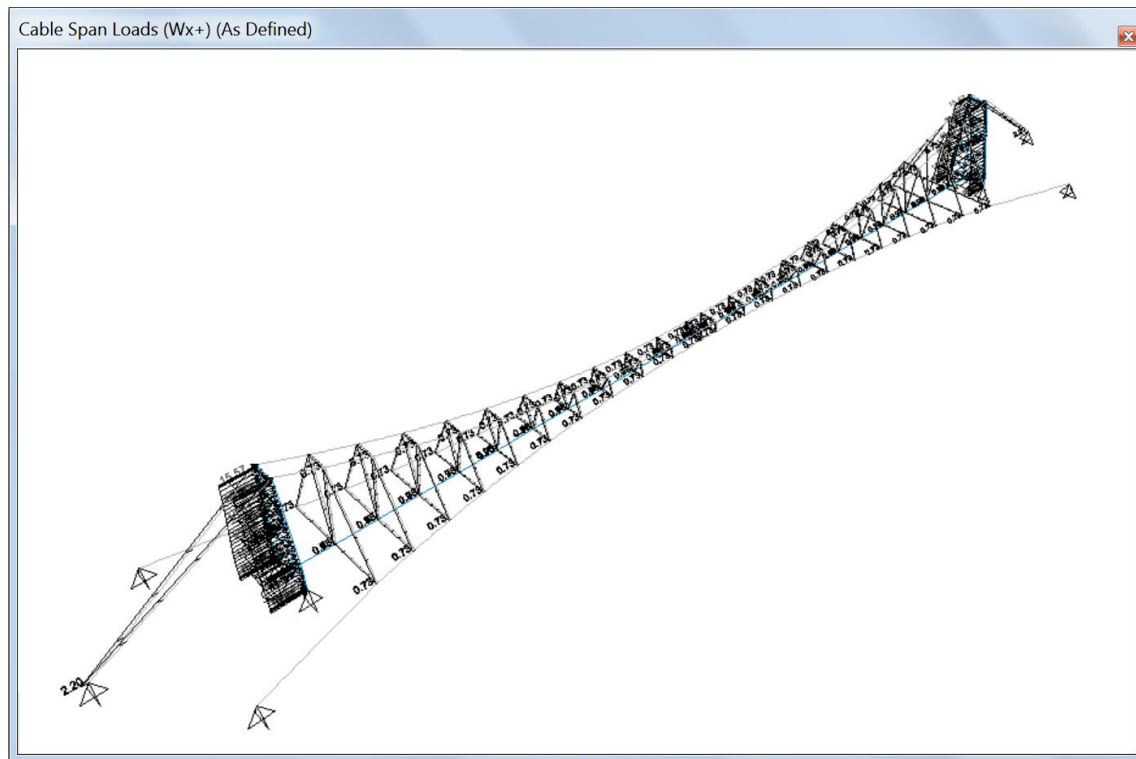


Figura 8. Cargas de viento en sentido X asignadas al modelo SAP2000 (kg/m)

Wx en tubo $\varphi 8'' = 15.57 \text{ kg/m}$

Wx en tubo $\varphi 6'' = 11.67 \text{ kg/m}$

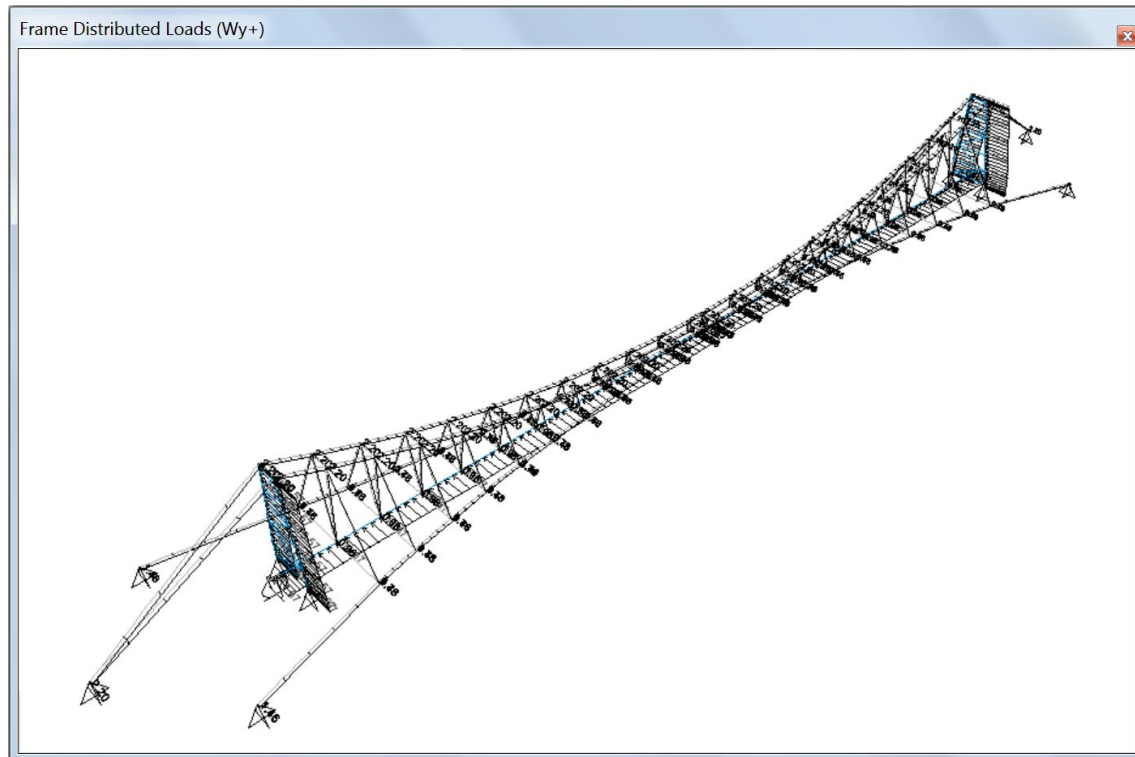


Figura 9. Cargas de viento en sentido Y asignadas al modelo SAP2000 (kg/m)

Wy en tubería $\phi 10'' = 19.46 \text{ kg/m}$

Wy en tubo $\phi 8'' = 15.57 \text{ kg/m}$

Wy en tubo $\phi 6'' = 11.67 \text{ kg/m}$

12. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS CABLES PRINCIPALES Y DE VIENTOS

12.1 CABLES PRINCIPALES DEL PUENTE

Los cables se analizan de acuerdo a las ecuaciones básicas:

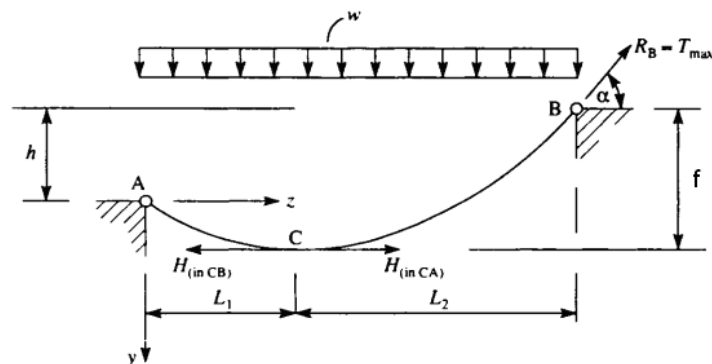


Figura 10. Modelo de Análisis General del Cable

Ecuación de la trayectoria parabólica del cable:

$$Y = -\frac{w}{2H}Z^2 + \left(\frac{wL}{2H} - \frac{h}{L}\right)Z$$

Donde:

L = Longitud del puente = 90 m

h = Distancia vertical entre puntos de apoyo = 1.60 m

Z = Distancia horizontal

Y = Distancia vertical

f = D = Flecha del cable = 9.90 m

Cálculo del peso total:

Peso Tubería 6" llena de agua = 92 kg/m

Peso cables, pendolones, accesorios de conexión

y participación del contraviento = 35.00 kg/m

Carga viva por mantenimiento = 100.00 kg/m

Wt = 227 kg/m

La tensión máxima que se genera en el extremo del cable es:

$$H = \frac{wL^2}{2D\left[\sqrt{\frac{D-h}{D}} + 1\right]^2}$$

$$H = \frac{227 * 90^2}{2 * 9.90 * \left[\sqrt{\frac{9.90 - 1.60}{9.90}} + 1\right]^2} = 25305.85 \text{ kg}$$

$$Y = -\frac{227}{2 * 25305.85}Z^2 + \left(\frac{227 * 90}{2 * 25305.85} - \frac{1.60}{90}\right)Z$$

$$Y = -0.004485Z^2 + 0.3858Z$$

$$T_{max} = \sqrt{(wL/2)^2 + H^2}$$

$$L/2 = \frac{L}{\sqrt{\frac{D-h}{D}} + 1} = \frac{90}{\sqrt{\frac{9.90 - 1.60}{9.90}} + 1} = 46.98m$$

$$T_{max} = \sqrt{(227 * 46.98)^2 + 25305.85^2} = 27461.18 \text{ kg}$$

En el extremo de la luz, es decir sobre las torres, se calcula la tensión en el cable de anclaje y la carga sobre la torre usando equilibrio, las fuerzas que intervienen se presentan en la siguiente figura:

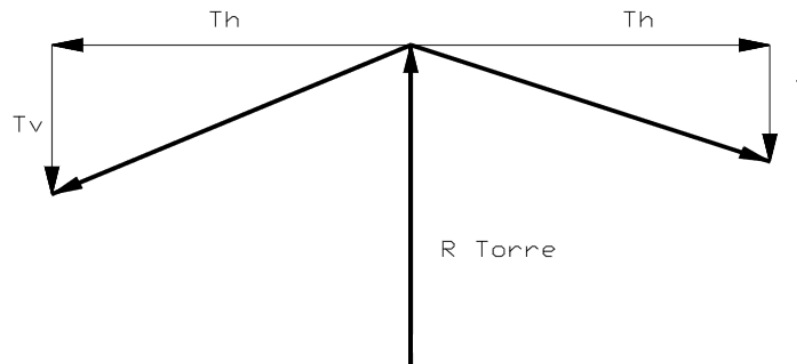


Figura 11. Equilibrio sobre las Torres

$$Tv_{Torre1} = \frac{12.00}{15.65} H = 19403.85 \text{ kg}$$

$$Tv_{Torre2} = \frac{9.60}{12.55} H = 19357.46 \text{ kg}$$

$$R_{Torre1} = W_t \frac{L}{2} + T_v = 227 * \frac{90}{2} + 19403.85 = 29618.85 \text{ kg}$$

$$R_{Torre2} = W_t \frac{L}{2} + T_v = 227 * \frac{90}{2} + 19357.46 = 29572.46 \text{ kg}$$

$$T_{tiranteTorre1} = \sqrt{H^2 + T_v^2} = \sqrt{25305.85^2 + 19403.85^2} = 31888.80 \text{ kg}$$

$$T_{tiranteTorre2} = \sqrt{H^2 + T_v^2} = \sqrt{25305.85^2 + 19357.46^2} = 31860.60 \text{ kg}$$

Utilizando un factor de seguridad de 3 el cual es apropiado y necesario, porque el cable principal debe ser el elemento con mayor protección, por estar sometido a mayores requerimientos estructurales y ambientales.

$$T_{\text{diseño}} = 3 * 31888.80 \text{ kg} = 95666.40 \text{ kg} (95.66 \text{ ton})$$

Se proyectan 2 cables de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de $\varnothing=1-1/8"$, que de acuerdo con la tabla 2 "Características cables de acero estructural", tienen una capacidad a la rotura de $56.50 \text{ ton} * 2 = 113 \text{ ton}$.

La longitud del cable entre apoyos es:

$$S_0 = l \left(1 + \frac{8 * \left(\frac{f}{l} \right)^2}{3} - 32 \frac{\left(\frac{f}{l} \right)^4}{5} \right) = 90 * \left(1 + \frac{8 * \left(\frac{9.90}{90} \right)^2}{3} - 32 \frac{\left(\frac{9.90}{90} \right)^4}{5} \right) = 92.82 \text{ m}$$

Empleando la trayectoria del cable principal, definimos las coordenadas entre las dos torres:

$$Y = -0.004485 + 0.3858Z$$

X (m)	Y (m)		
0	0.000	46	8.257
2	0.754	48	8.185
4	1.471	50	8.078
6	2.153	52	7.934
8	2.799	54	7.755
10	3.410	56	7.540
12	3.984	58	7.289
14	4.522	60	7.002
16	5.025	62	6.679
18	5.491	64	6.321
20	5.922	66	5.926
22	6.317	68	5.496
24	6.676	70	5.030
26	6.999	72	4.527
28	7.286	74	3.989
30	7.538	76	3.415
32	7.753	78	2.806
34	7.933	80	2.160
36	8.076	82	1.478
38	8.184	84	0.761
40	8.256	86	0.008
42	8.292	88	-0.781
44	8.292	90	-1.607

Tabla 8. Coordenadas trayectoria cables principales

Las abscisas y coordenadas no están referenciadas y corresponden al origen mostrado en la gráfica siguiente:

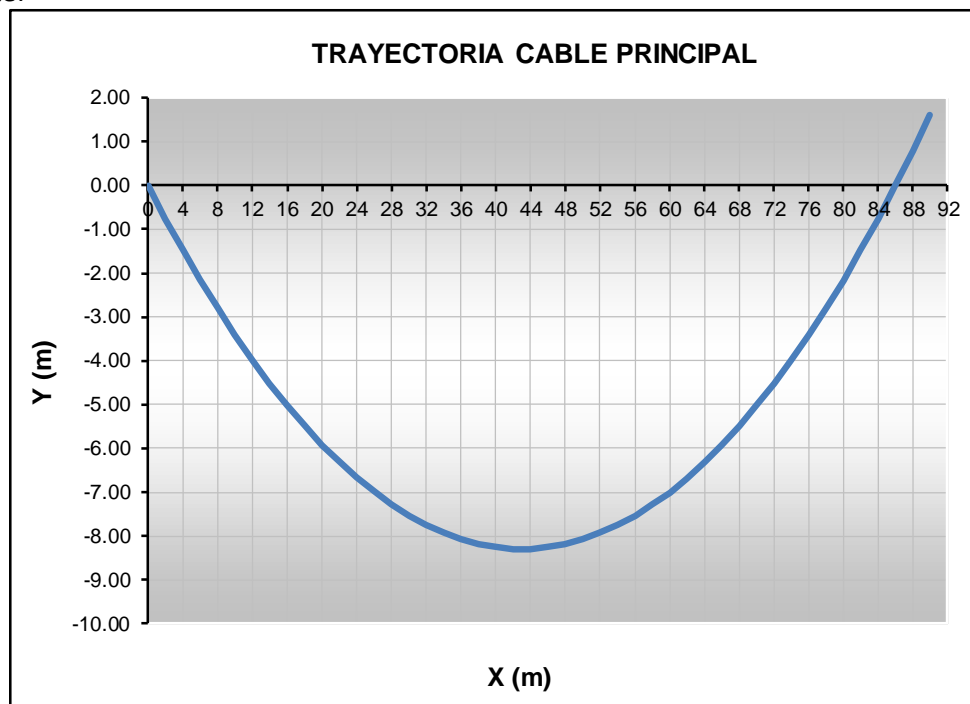


Figura 12. Trayectoria del cable Principal

Con el fin de verificar el análisis estático presentado anteriormente, se revisa cual es la tensión máxima en los cables principales obtenidos del modelo de análisis computacional desarrollado en el programa SAP 2000.

En el análisis por SAP 2000, se modelan los cables principales, de contravientos y pendolones, por medio de elementos tipo "Cable", los cuales tienen la condición de trabajar solamente a tensión axial, para lo cual, se debe asignar en las condiciones de carga el tipo de análisis no lineal.

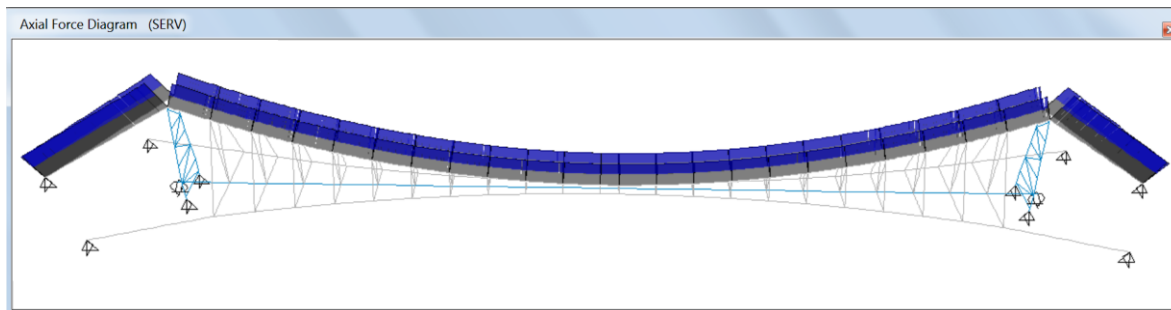


Figura 13. Envolvente de tensiones de servicio en cables principales del modelo de análisis

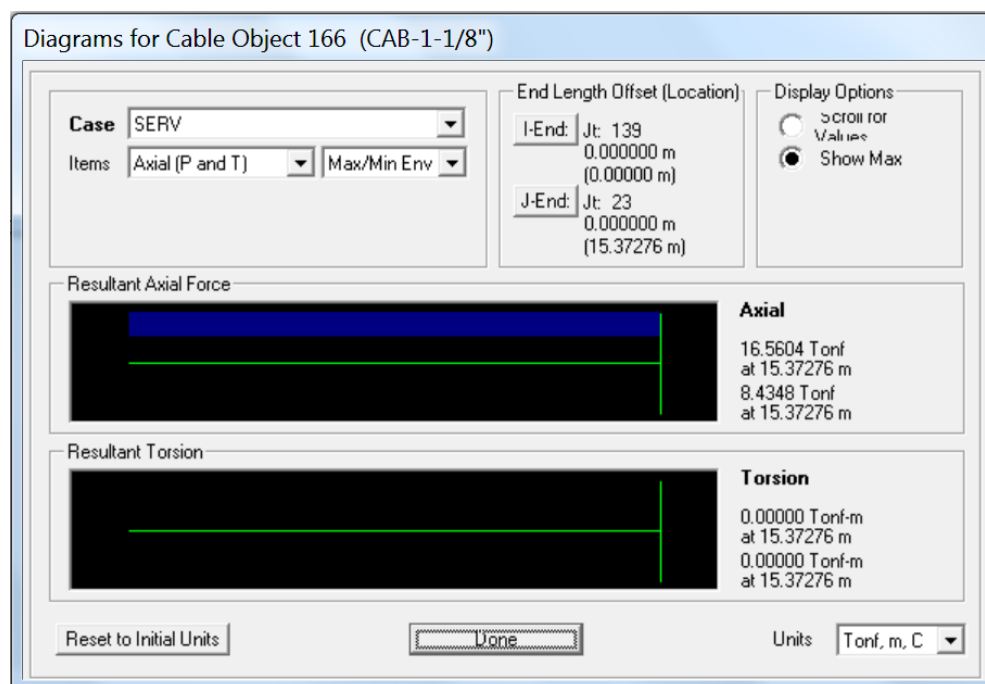
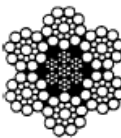
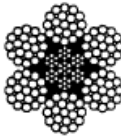


Figura 14. Tensión máxima en cables principales

La tensión máxima de servicio en los cables principales obtenida del modelo de análisis computacional es de 16.56 ton por cable, usando el factor de seguridad de 3, la tensión de diseño para elegir el diámetro del cable es de $16.56 \text{ ton} \times 3 = 49.68 \text{ ton}$, menor que 56.50 ton de resistencia del cable de diámetro 1-1/8" propuesto.

Para verificar que la capacidad a rotura del cable de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de $\varnothing=1-1/8"$ presentada en la tabla 2 por uno de los proveedores de cables a nivel nacional, se revisa la disposición de la norma ASTM A-1023 "Standard Specification for Stranded Carbon Steel Wire Ropes for General Purpose", donde en la tabla 12, se presentan las cargas de

rotura mínimas que deben cumplir los proveedores de cables, y que está garantizada de acuerdo a los catálogos de los proveedores, se adjuntan catálogos para su verificación.

Cross Section Examples	Construction of Rope		Construction of Strand	
	Item	Quantity	Item	Quantity
	Strands	6	Wires	15 to 26
	Outer Strands	6	Outer Wires	7 to 12
	Layer of Strands	1	Layer of Wires	2 to 3
	Wires in Rope	90 to 156		
6×19 Seale IWRC	Typical Examples		Number of Outer Wires	
	Rope	Strand	Total	Per Strand
	6×19S	1–9–9	54	9
	6×21F	1–5–5F–10	60	10
	6×26WS	1–5–(5+5)–10	60	10
	6×19W	1–6–(6+6)	72	12
	6×25F	1–6–6F–12	72	12
6×25 filler wire IWRC				

Diameter		Approx. Mass		Minimum Breaking Force ^A						Diameter Range	
in.	[mm]	lb/ft	[kg/m]	IPS Tons	1770 [kN]	EIP Tons	1960 [kN]	EEIP Tons	2160 [kN]	Min. in.	Max. in.
1 1/8	28	2.24	3.340	56.5	494	65.0	547	71.5	603	1.102	1.157
		2.34	3.478							1.125	1.181

Tabla 9. Carga mínima de rotura para cable de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de Ø=1-1/8" según ASTM-A1023.

12.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE PENDOLONES

El número de pendolones se obtiene por:

$$\frac{Wt * l}{\#pendolas} \leq \text{Carga de rotura}$$

$$\frac{227 \text{ kg} * 90}{44} = 464.32 \text{ kg}$$

Utilizando un factor de seguridad de 3.

$$T \text{ diseño} = 3 * 464.32 \text{ kg} = 1392.96 \text{ kg}$$

Se proyectan cables de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de Ø=1/2", que de acuerdo con la tabla 2 "Características cables de acero estructural", tienen una capacidad a la rotura de 11.50 ton.

Con el fin de verificar el análisis presentado anteriormente, se revisa cual es la tensión máxima en los cables pendolones obtenidos del modelo de análisis computacional desarrollado en el programa SAP 2000.

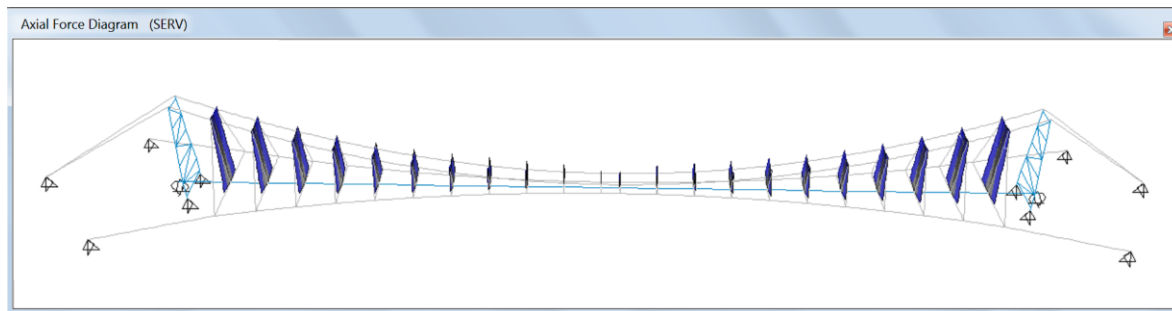


Figura 15. Envolvente de tensiones de servicio en cables pendolones del modelo de análisis

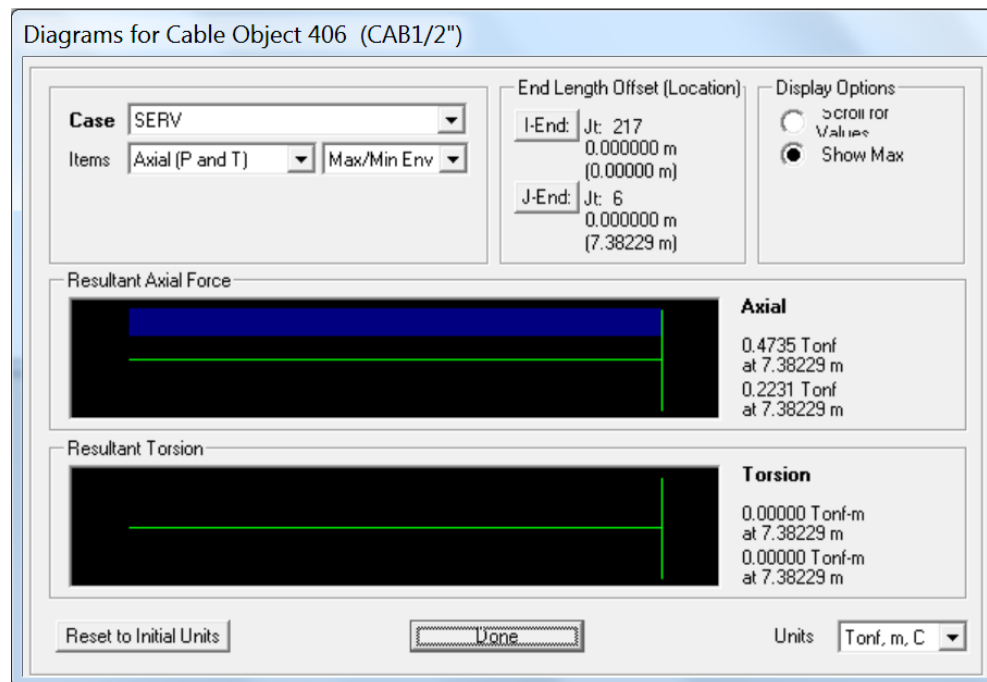
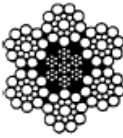
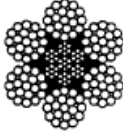


Figura 16. Tensión máxima en pendolones

La tensión máxima de servicio en los pendolones obtenida del modelo de análisis computacional es de 473.50 kg por cable, usando el factor de seguridad de 3, la tensión de diseño para elegir el diámetro del cable es de $473.50 \times 3 = 1420.50$ kg, menor que 11.50 ton de resistencia del cable de diámetro 1/2" propuesto.

Para verificar que la capacidad a rotura del cable de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de $\varnothing=1/2''$ presentada en la tabla 2 por uno de los proveedores de cables a nivel nacional, se revisa la disposición de la norma ASTM A-1023 "Standard Specification for Stranded Carbon Steel Wire Ropes for General Purpose", donde en la tabla 12, se presentan las cargas de rotura mínimas que deben cumplir los proveedores de cables, y que está garantizada de acuerdo a los catálogos de los proveedores, se adjuntan catálogos para su verificación.

Cross Section Examples	Construction of Rope		Construction of Strand	
	Item	Quantity	Item	Quantity
	Strands	6	Wires	15 to 26
	Outer Strands	6	Outer Wires	7 to 12
	Layer of Strands	1	Layer of Wires	2 to 3
	Wires in Rope	90 to 156		
6×19 Seale IWRC	Typical Examples		Number of Outer Wires	
	Rope	Strand	Total	Per Strand
	6×19S	1–9–9	54	9
	6×21F	1–5–5F–10	60	10
	6×26WS	1–5–(5+5)–10	60	10
	6×19W	1–6–(6+6)	72	12
	6×25F	1–6–6F–12	72	12
6×25 filler wire IWRC				

Diameter		Approx. Mass		Minimum Breaking Force ^A					Diameter Range		
in.	[mm]	lb/ft	[kg/m]	IPS Tons	1770 [kN]	EIP Tons	1960 [kN]	EEIP Tons	2160 [kN]	Min. in.	Max. in.
½		0.46	0.687	11.5		13.3		14.6		0.500	0.525
	13	0.48	0.720		106		118		130	0.512	0.537
	14	0.56	0.835		124		137		151	0.551	0.579

Tabla 10. Carga mínima de rotura para cable de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de $\phi=1/2"$ según ASTM-A1023.

12.3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE CABLES DE VIENTO

Del modelo de análisis computacional desarrollado en el programa SAP 2000, se obtiene la tensión máxima de servicio en los cables de contravientos, la cual es de:

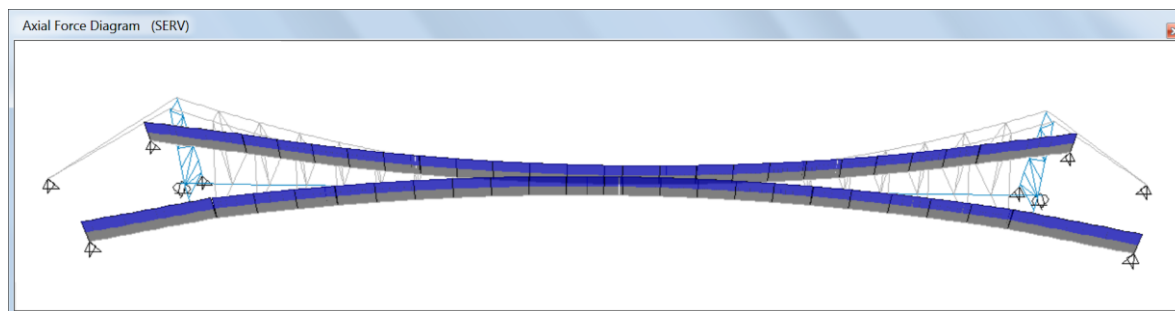


Figura 17. Envolvente de tensiones de servicio en cables contravientos del modelo de análisis

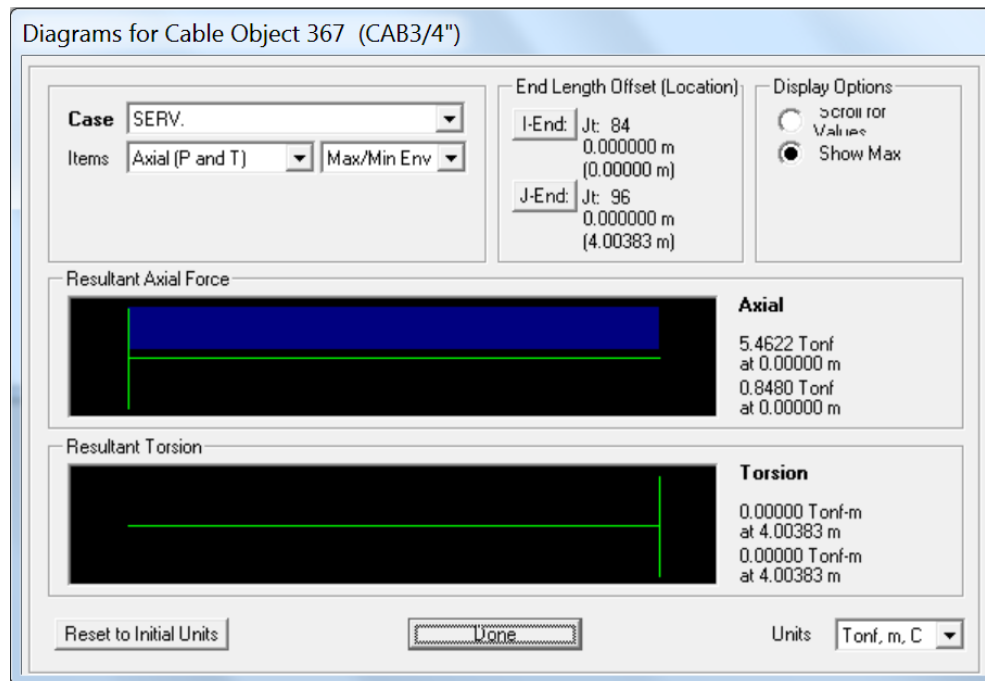
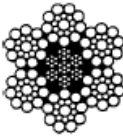
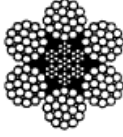


Figura 18. Tensión máxima en cables contravientos

La tensión máxima de servicio en los cables de contravientos obtenida del modelo de análisis computacional es de 5.46 ton por cable, usando el factor de seguridad de 3, la tensión de diseño para elegir el diámetro del cable es de $5.46 \text{ ton} * 3 = 16.38 \text{ ton}$.

Se proyectan cables de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de $\varnothing=3/4"$, que de acuerdo con la tabla 2 "Características cables de acero estructural", tienen una capacidad a la rotura de 25.60 ton.

Para verificar que la capacidad a rotura del cable de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de $\varnothing=3/4"$ presentada en la tabla 2 por uno de los proveedores de cables a nivel nacional, se revisa la disposición de la norma ASTM A-1023 "Standard Specification for Stranded Carbon Steel Wire Ropes for General Purpose", donde en la tabla 12, se presentan las cargas de rotura mínimas que deben cumplir los proveedores de cables, y que está garantizada de acuerdo a los catálogos de los proveedores, se adjuntan catálogos para su verificación.

Cross Section Examples	Construction of Rope		Construction of Strand	
	Item	Quantity	Item	Quantity
	Strands	6	Wires	15 to 26
	Outer Strands	6	Outer Wires	7 to 12
	Layer of Strands	1	Layer of Wires	2 to 3
	Wires in Rope	90 to 156		
6×19 Seale IWRC	Typical Examples		Number of Outer Wires	
	Rope	Strand	Total	Per Strand
	6×19S	1–9–9	54	9
	6×21F	1–5–5F–10	60	10
	6×26WS	1–5–(5+5)–10	60	10
	6×19W	1–6–(6+6)	72	12
	6×25F	1–6–6F–12	72	12
6×25 filler wire IWRC				

Diameter		Approx. Mass		Minimum Breaking Force ^A					Diameter Range		
in.	[mm]	lb/ft	[kg/m]	IPS Tons	1770 [kN]	EIP Tons	1960 [kN]	EEIP Tons	2160 [kN]	Min. in.	Max. in.
¾		1.04	1.546	25.6		29.4		32.4		0.750	0.788
	20	1.15	1.704		252		279		308	0.787	0.827
	22	1.39	2.062		305		338		372	0.866	0.909

Tabla 11. Carga mínima de rotura para cable de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de $\phi=3/4"$ según ASTM-A1023.

12.4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE CABLES DE AMARRE SECUNDARIOS

Del modelo de análisis computacional desarrollado en el programa SAP 2000, se obtiene la tensión máxima de servicio en los cables de amarre secundarios, la cual es de:

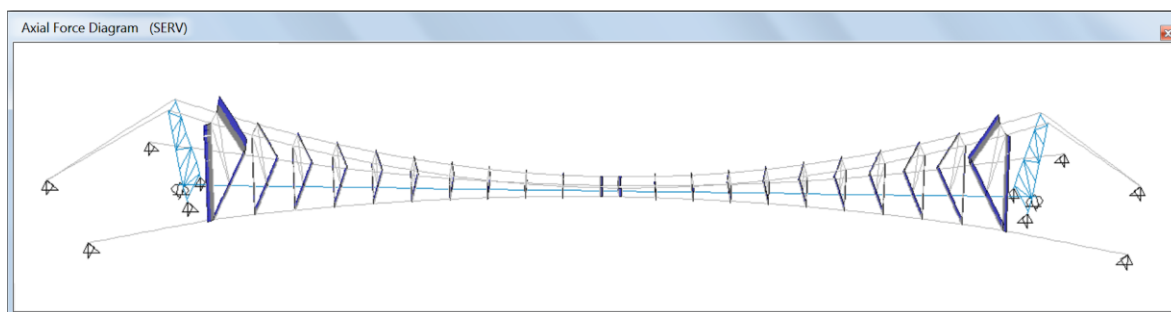


Figura 19. Envoltura de tensiones de servicio en cables de amarres secundarios del modelo

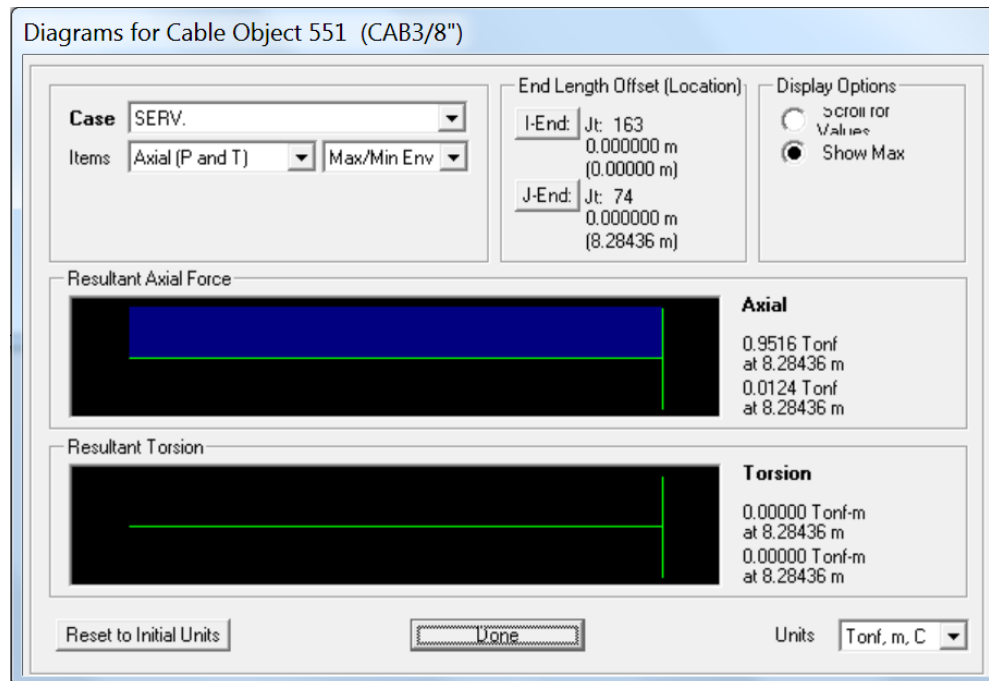
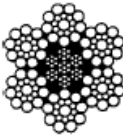
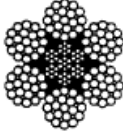


Figura 20. Tensión máxima en cables de amarre secundarios

La tensión máxima de servicio en los cables de amarre secundarios obtenida del modelo de análisis computacional es de 0.95 ton por cable, usando el factor de seguridad de 3, la tensión de diseño para elegir el diámetro del cable es de $0.95 * 3 = 2.85$ ton.

Se proyectan cables de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de $\varnothing=3/8"$, que de acuerdo con la tabla 2 "Características cables de acero estructural", tienen una capacidad a la rotura de 6.56 ton.

Para verificar que la capacidad a rotura del cable de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de $\varnothing=3/8"$ presentada en la tabla 2 por uno de los proveedores de cables a nivel nacional, se revisa la disposición de la norma ASTM A-1023 "Standard Specification for Stranded Carbon Steel Wire Ropes for General Purpose", donde en la tabla 12, se presentan las cargas de rotura mínimas que deben cumplir los proveedores de cables, y que está garantizada de acuerdo a los catálogos de los proveedores, se adjuntan catálogos para su verificación.

Cross Section Examples	Construction of Rope		Construction of Strand	
	Item	Quantity	Item	Quantity
	Strands	6	Wires	15 to 26
	Outer Strands	6	Outer Wires	7 to 12
	Layer of Strands	1	Layer of Wires	2 to 3
	Wires in Rope	90 to 156		
6x19 Seale IWRC	Typical Examples		Number of Outer Wires	
	Rope	Strand	Total	Per Strand
	6x19S	1-9-9	54	9
	6x21F	1-5-5F-10	60	10
	6x26WS	1-5-(5+5)-10	60	10
	6x19W	1-6-(6+6)	72	12
	6x25F	1-6-6F-12	72	12
6x25 filler wire IWRC				

Diameter		Approx. Mass		Minimum Breaking Force ^A					Diameter Range		
in.	[mm]	lb/ft	[kg/m]	IPS Tons	1770 [kN]	EIP Tons	1960 [kN]	EEIP Tons	2160 [kN]	Min. in.	Max. in.
¾		0.26	0.386	6.56		7.55		8.30		0.375	0.394
	10	0.29	0.426		63.0		69.8		76.9	0.394	0.413
	11	0.35	0.515		76.2		84.4		93.0	0.433	0.455

Tabla 12. Carga mínima de rotura para cable de construcción 6x19 alma de acero IPS tipo Seale galvanizado PRD de $\phi=3/8"$ según ASTM-A1023.

13. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS TORRES

Las torres de soporte de los cables del puente ducto se proyectan en tubería estructural PTE circular de 8" de diámetro y 6 mm de espesor para las columnas y 6" de diámetro y 6 mm de espesor para las vigas transversales y diagonales, los soportes de la tubería en el puente se proyectan en con silleta metálica compuesta por platinas de acero.

El análisis y diseño de los perfiles de las torres se realiza por medio del programa SAP2000.

Se realiza la revisión de esbeltez de los elementos verticales de las torres: $KL/r < 200$. $K=1.00$, $L=9800$ mm, $r=75.37$ mm, donde $KL/r = 130.02$ CUMPLE.

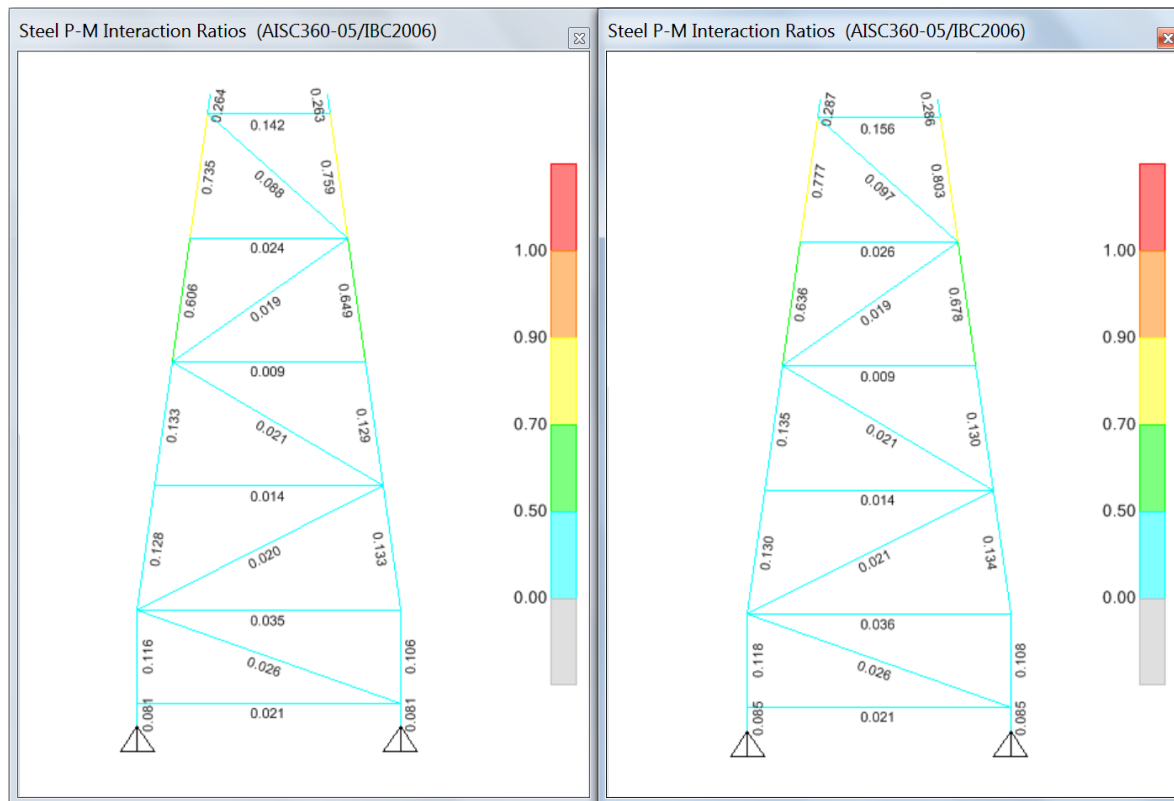


Figura 21. Índices de Sobre esfuerzo en Torre 1 y Torre 2

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Tonf, m, C

Frame : 50 X Mid: 90.000 Combo: B242L Design Type: Column
Length: 2.146 Y Mid: 3.451 Shape: PTE8"x8mm Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 2.146 Z Mid: 7.838 Class: Compact Princpl Rot: 0.000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis Reduction: Tau-b Variable
D/C Limit=0.950 2nd Order: General 2nd Order EA factor=0.800 EI factor=0.800
AlphaPr/Py=0.143 AlphaPr/Pe=0.520 Tau_b=1.000

PhiB=0.900 PhiC=0.900 PhiTY=0.900 PhiTF=0.750
PhiS=0.900 PhiS-RI=1.000 PhiST=0.900

A=0.005 I33=2.341E-05 r33=0.069 S33=2.304E-04 Av3=0.002
J=4.681E-05 I22=2.341E-05 r22=0.069 S22=2.304E-04 Av2=0.002
E=20389019.16 fy=29528.924 Ry=1.100 z33=3.050E-04
RLLF=1.000 Fu=40778.038 z22=3.050E-04

HSS Welding: SAW Reduce HSS Thickness? No

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo B242L)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
2.146	-20.657	-1.311	-3.734E-04	0.759	5.660E-04	0.002

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)

D/C Ratio: 0.803 = 0.659 + 0.144 + 0.000
= (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.508
Minor Bending	5.075	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

LTB	Lltb 5.075	Kltb 1.000	Cb 1.977	
Axial	Pu Force -20.657	phi*Pnc Capacity 31.336	phi*Pnt Capacity 130.380	
Major Moment	Mu Moment -1.311	phi*Mn Capacity 8.106	phi*Mn No LTB 8.106	
Minor Moment	-3.734E-04	8.106		
Torsion	Tu Moment 0.002	Tn Capacity 8.483	phi*Tn Capacity 7.635	
SHEAR CHECK				
Major Shear	Vu Force 0.759	phi*Vn Capacity 39.114	Stress Ratio 0.019	Status Check OK
Minor Shear	5.660E-04	39.114	1.447E-05	OK

Figura 22. Memoria de diseño para el elemento más esforzado de las torres

Frame	DesignSect	DesignType	Location	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	TotalRatio
Text	Text	Text	m	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Unitless
88	PTE6"x6mm	Beam	4.50	2.77	-0.06	0.00	0.07	0.00	0.04
2	PTE6"x6mm	Beam	2.10	-5.13	0.35	0.00	-0.10	0.00	0.14
5	PTE8"x8mm	Brace	0.00	-19.06	-1.54	0.00	-4.77	0.00	0.26
7	PTE8"x8mm	Brace	0.00	-19.02	-1.54	0.00	-4.75	0.00	0.26
11	PTE8"x8mm	Column	2.15	-16.61	0.08	-0.48	-0.05	0.05	0.13
12	PTE8"x8mm	Column	2.15	-16.48	-0.18	-0.51	0.15	-0.01	0.13
13	PTE8"x8mm	Column	2.15	-19.80	0.37	0.00	-0.25	0.00	0.61
15	PTE8"x8mm	Column	2.15	-19.79	-1.16	0.00	0.75	0.00	0.74
16	PTE8"x8mm	Column	2.15	-16.70	-0.07	0.52	0.04	-0.08	0.13
17	PTE8"x8mm	Column	0.43	-16.45	0.01	0.50	-0.03	0.00	0.13
18	PTE8"x8mm	Column	0.00	-20.01	0.09	0.00	0.04	0.00	0.65
19	PTE8"x8mm	Column	2.15	-19.72	-1.19	0.00	0.69	0.00	0.76
21	PTE6"x6mm	Beam	0.00	0.10	-0.05	0.00	-0.07	0.00	0.01
24	PTE6"x6mm	Beam	3.30	0.01	-0.03	0.00	0.06	0.00	0.01
27	PTE6"x6mm	Beam	0.00	0.99	-0.06	0.00	-0.05	0.00	0.02
29	PTE6"x6mm	Beam	0.00	0.01	-0.07	0.00	-0.07	0.00	0.02
30	PTE8"x8mm	Column	0.40	-20.56	-0.02	0.00	0.04	0.00	0.08
31	PTE8"x8mm	Column	1.60	-16.77	0.16	0.37	-0.14	-0.16	0.12
32	PTE8"x8mm	Column	0.40	-20.57	0.01	0.00	-0.03	0.00	0.08
33	PTE8"x8mm	Column	1.60	-16.70	-0.06	0.32	0.10	-0.14	0.11
34	PTE6"x6mm	Brace	0.00	-0.45	-0.07	0.00	-0.07	0.00	0.03
35	PTE6"x6mm	Brace	0.00	-0.34	-0.06	0.00	-0.06	0.00	0.02
36	PTE6"x6mm	Brace	2.09	-0.22	0.03	0.06	-0.01	0.00	0.02

Frame	DesignSect	DesignType	Location	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	TotalRatio
Text	Text	Text	m	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf	Unitless
37	PTE6"x6mm	Brace	0.00	-0.34	-0.02	-0.05	-0.04	0.01	0.02
38	PTE6"x6mm	Brace	3.21	-0.22	0.29	0.00	-0.13	0.00	0.09
39	PTE6"x6mm	Beam	4.50	2.89	-0.06	0.00	0.07	0.00	0.04
40	PTE6"x6mm	Beam	2.10	-5.67	0.39	0.00	-0.11	0.00	0.16
41	PTE8"x8mm	Brace	0.00	-19.93	-1.70	0.00	-5.25	0.00	0.29
42	PTE8"x8mm	Brace	0.00	-19.88	-1.70	0.00	-5.24	0.00	0.29
43	PTE8"x8mm	Column	2.15	-17.00	0.08	-0.48	-0.05	0.05	0.13
44	PTE8"x8mm	Column	2.15	-16.87	-0.18	-0.51	0.15	0.00	0.14
45	PTE8"x8mm	Column	2.15	-20.72	0.40	0.00	-0.27	0.00	0.64
46	PTE8"x8mm	Column	2.15	-20.73	-1.28	0.00	0.82	0.00	0.78
47	PTE8"x8mm	Column	2.15	-17.09	-0.08	0.52	0.04	-0.08	0.13
48	PTE8"x8mm	Column	0.43	-16.84	0.01	0.50	-0.03	0.00	0.13
49	PTE8"x8mm	Column	0.00	-20.94	0.09	0.00	0.03	0.00	0.68
50	PTE8"x8mm	Column	2.15	-20.66	-1.31	0.00	0.76	0.00	0.80
51	PTE6"x6mm	Beam	0.00	0.11	-0.05	0.00	-0.07	0.00	0.01
52	PTE6"x6mm	Beam	3.30	0.01	-0.03	0.00	0.06	0.00	0.01
53	PTE6"x6mm	Beam	0.00	1.08	-0.06	0.00	-0.05	0.00	0.03
54	PTE6"x6mm	Beam	0.00	0.02	-0.07	0.00	-0.07	0.00	0.02
55	PTE8"x8mm	Column	0.40	-21.49	-0.02	0.00	0.05	0.00	0.08
56	PTE8"x8mm	Column	1.60	-17.16	0.16	0.37	-0.14	-0.17	0.12
57	PTE8"x8mm	Column	0.40	-21.50	0.02	0.00	-0.04	0.00	0.08
58	PTE8"x8mm	Column	1.60	-17.09	-0.07	0.32	0.11	-0.14	0.11
59	PTE6"x6mm	Brace	0.00	-0.45	-0.07	0.00	-0.07	0.00	0.03
60	PTE6"x6mm	Brace	0.00	-0.34	-0.06	0.00	-0.06	0.00	0.02
61	PTE6"x6mm	Brace	2.09	-0.23	0.03	0.06	-0.01	0.00	0.02
62	PTE6"x6mm	Brace	0.00	-0.34	-0.02	-0.05	-0.04	0.01	0.02
63	PTE6"x6mm	Brace	3.21	-0.23	0.32	0.00	-0.14	0.00	0.10

Tabla 13. Índices de sobrefuerzo perfiles torres

14. DISEÑO DE CIMENTACIÓN DE LAS TORRES

El sistema de cimentación proyectado consiste en un cimiento corrido en viga T invertida de sección de viga 0.50 m x 1.10 m y de zarpa de 1.40 m x 0.40 m; en la tabla 2 se presentan las capacidades portantes obtenidas del Estudio de Suelos:

Del modelo de análisis desarrollado en el programa SAP 2000, se obtienen las reacciones transmitidas por las torres a la cimentación.

BASE @COL	OUTP ID	UT	OUTPUT POINT	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	XX MOMENT	YY MOMENT	ZZ MOMENT	CARGA (Ton)	MOMENTO XX (Ton-m)	MOMENTO YY (Ton-m)
1	EnvServ	Máx.	BASE	0.00	0.02	14.87	0.00	0.00	0.00	14.87	0.00	0.00
1	EnvServ	Mín.	BASE	0.00	-0.02	8.02	0.00	0.00	0.00			
19	EnvServ	Máx.	BASE	0.00	0.02	15.53	0.00	0.00	0.00	15.53	0.00	0.00
19	EnvServ	Mín.	BASE	0.00	-0.02	8.35	0.00	0.00	0.00			
21	EnvServ	Máx.	BASE	0.02	0.00	15.53	0.00	0.00	0.00	15.53	0.00	0.00
21	EnvServ	Mín.	BASE	-0.02	0.00	8.36	0.00	0.00	0.00			
59	EnvServ	Máx.	BASE	0.02	0.00	14.87	0.00	0.00	0.00	14.87	0.00	0.00
59	EnvServ	Mín.	BASE	-0.02	0.00	8.02	0.00	0.00	0.00			

Tabla 14. Cargas de Servicio Transmitida al suelo de fundación

A continuación, se presenta el diseño del cimiento corrido proyectado.

Referencia 1 CIMIENTO CORRIDO TORRES
Referencia 2 VIADUCTO
RECUPERAR EXISTENTE

GEOMETRÍA DE LA ZAPATA

Ancho de la Viga, B (m) 0.5

Altura Total de la Viga, H (m) 1.50

Número de Tramos (Máx 15) 1

Espesor de la Zapata, TZ (m) 0.4

Tipo de Zapata TE Invert

CONSTANTES DE DISEÑO

Resistencia Concreto f'c (kg/cm2) 280

Límite Fluencia Acero Horizontal Fy (kg/cm2) 4200

Límite Fluencia Acero Flejes Fyf (kg/cm2) 4200

Recubrimiento al Centroides d' (cm) 7

Relación Acero Mín Rho, para la Zapata 0.002

Diám Mín Acero Principal Viga (Octav Pulg) 7

Número de Ramas del Fleje Tipo, Viga 3

Diámetro Acero Flejes Viga (Octav Pulg) 3

Diámetro Mín Acero Zapata (Octav Pulg) 4

Factor de Mayoración para Diseño Último 1.6

INFORMACIÓN DEL SUELO DE FUNDACIÓN

Capacidad Admisible del Suelo, Qa (kg/cm2) 2.3

La Sección de la Viga se toma constante para TODA la Zapata

LONGITUD DE TRAMOS (metros)

Tramo #	Longitud (a ejes)(m)
1	4.50

SECCIONES DE COLUMNAS (metros)

Eje #	Ancho b (m)	Altura h (m)
1	0.40	0.40
2	0.40	0.40

CARGAS Y MOMENTOS (Cargas de Servicio)

Eje #	Carga PD (t)	Carga PL (t)	Mom MD (t-m)	Mom ML (t-m)
1	8.35	7.18	0	0
2	8.35	7.19	0	0

GENERAR ZAPATA

Ap 1 L1=4.5 Ap 2

Referencia 1 CIMIENTO CORRIDO TORRES
Referencia 2 VIADUCTO
Ver: Solicitaciones Últimas

Ap 1 L1=4.5 Ap 2

ESFUERZOS EN EL SUELO (t/m2) 22.96 23

VISTA EN PLANTA DE LA ZAPATA

L 4.9 B 0.28

ANÁLISIS

Longitud Total de la Zapata L = 4.9 m

Centro de Cargas Xr = 2.451 m

Centro Geométrico de la Zapata Xg = 2.45 m

Excentricidad e = 0.001 m

TABLA DE MOMENTOS

Dist X (m)	Mom M (t-m)	Mom Mu (t-m)
0	0	0
0.2	-0.13	-0.2
0.4	2.6	4.16

TABLA DE CORTANTES

Dist X (m)	Cort V (t)	Cort Vu (t)
0	0	0
0.2	-14.26	-22.82
0.4	-13	-20.79

MOMENTOS ÚLTIMOS (t-m)

25.48 -0.2

CORTANTES ÚLTIMOS (t) (a caras de columna)

20.79 -20.8

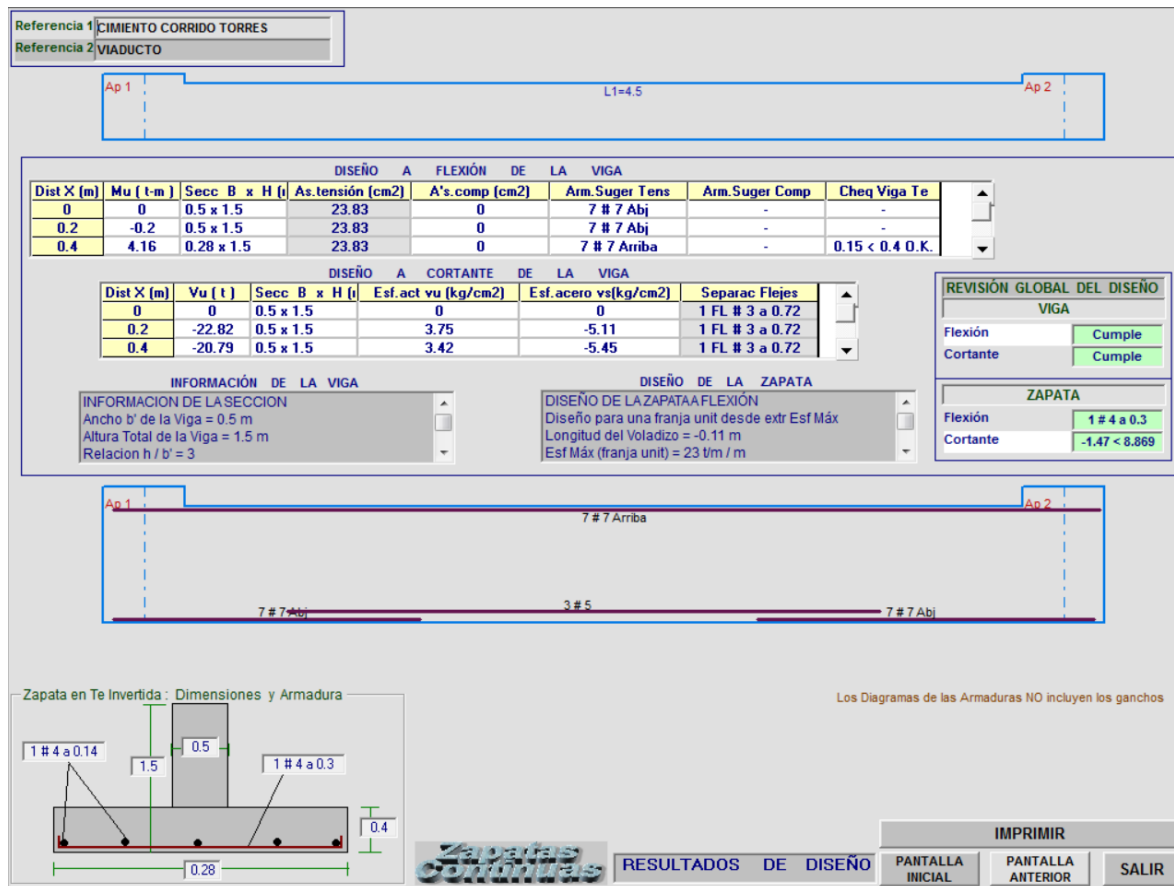


Figura 23. Diseño de Zapata Tipo

Por consideraciones constructivas se propone la cimentación de las torres en viga T invertida de 50 cm de ancho x 150 cm de altura para sección de viga y de 40 mc de alto x 140 cm de ancho para la zarpa corrida. Refuerzo principal de la viga conformado por 7 barras #7 ($A_s = 27.09 \text{ cm}^2$), estribos cerrados de tres ramas en barras #3 c/ 20 cm, lateralmente se colocan cuatro barras #5 como refuerzo de piel. La zarpa tiene refuerzo longitudinal en barras #5 y refuerzo transversal en barras #4 c/20 cm.

15. DISEÑO DE MACIZOS DE ANCLAJE

Conocidas las fuerzas a las cuales va a estar sometido el cable principal, es necesario diseñar un macizo de anclaje para poder recibir las cargas actuantes. Para tal fin, se construye un volumen con una carga vertical determinada que impida el corrimiento del cable y asegure la debida trasmisión de las fuerzas, aplicando la resistencia de la fricción del volumen construido con el terreno.

Del análisis realizado a los cables se obtiene las reacciones de diseño:

Reacciones en los Anclajes	Máxima
TORRE	
Horizontal	26.99 Ton
Vertical	18.86 Ton

Tabla 15. Cargas de Servicio Transmitida a Anclajes

Se toma el coeficiente de fricción del terreno con el concreto en el sitio de $\mu = 0.40$.

Se proyecta un macizo de concreto con las dimensiones mostradas en la siguiente figura:

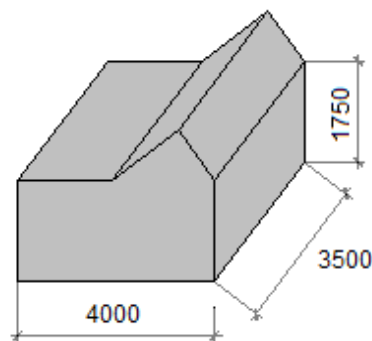


Figura 24. Dimensiones Macizo de Anclaje Principal

El peso propio del bloque de anclaje se toma como:

$$4.00 \text{ m} \times 3.50 \text{ m} \times 1.75 \text{ m} \times 2.40 \text{ ton/m}^3 + (1.04 \text{ m}^2 \times 0.50 \text{ m} \times 2) \times 2.40 \text{ ton/m}^3 = 61.29 \text{ ton}$$

La fuerza de fricción que impide el deslizamiento bajo esta condición es:

$$61.29 \text{ Ton} \times 0.40 = 24.51 \text{ Ton}$$

Debido a que el macizo de anclaje se encuentra enterrado en el terreno se presentan presiones activas y pasivas que intervienen en el cálculo del deslizamiento.

(Activo) $K_a = 0.29$

(Pasivo) $K_p = 3.39$

El empuje activo que se genera en el macizo actúa en sentido del deslizamiento, la fuerza de empuje activo es:

$$P_a = \frac{1}{2} (1.75 \text{ m} \times 1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.28) \times 1.75 \text{ m} \times 3.50 \text{ m} = 2.70 \text{ ton}$$

El empuje pasivo que se genera en el macizo ayuda a restringir el deslizamiento, la fuerza de empuje pasivo es:

$$P_p = \frac{1}{2} \left(1.75m * 1.80 \frac{ton}{m^3} * 3.39 \right) * 1.75m * 3.50m = 32.70 \text{ ton}$$

$$FS \text{ Deslizamiento} = (24.51 \text{ ton} + 32.70 \text{ ton}) / (26.99 \text{ ton} + 2.70 \text{ ton}) = 1.92 \quad \text{CUMPLE}$$

La fuerza vertical de extracción que tiende a arrancar el macizo es contrarrestada por el peso propio del macizo, por tanto, se tiene:

$$FS \text{ Extracción} = 61.29 \text{ ton} / 18.86 \text{ ton} = 3.24 \quad \text{CUMPLE}$$

Por tanto, el dimensionamiento cumple con los requerimientos de estabilidad.

El refuerzo requerido para el macizo de anclaje es por cuantía mínima de retracción y fraguado del concreto que se estima en 0.003.

- Sentido X

$$A_s = 0.003 * 400cm * 175cm = 210cm^2$$

Se proyectan 4 filas de refuerzo en barras #6 cada 19.5 cm, son 84 barras (238.56 cm²)

- Sentido Y

$$A_s = 0.003 * 350cm * 175cm = 183.75 \text{ cm}^2$$

Se proyectan 4 filas de refuerzo en barras #6 cada 20 cm, son 72 barras (204.48 cm²)

16. ANCLAJES VIENTOS

La fuerza que genera el deslizamiento en los anclajes de los vientos es de 5.46 Ton

Se toma el coeficiente de fricción del terreno con el concreto en el sitio de $\mu = 0.40$.

Se proyecta un macizo de concreto con las dimensiones mostradas en la siguiente figura:

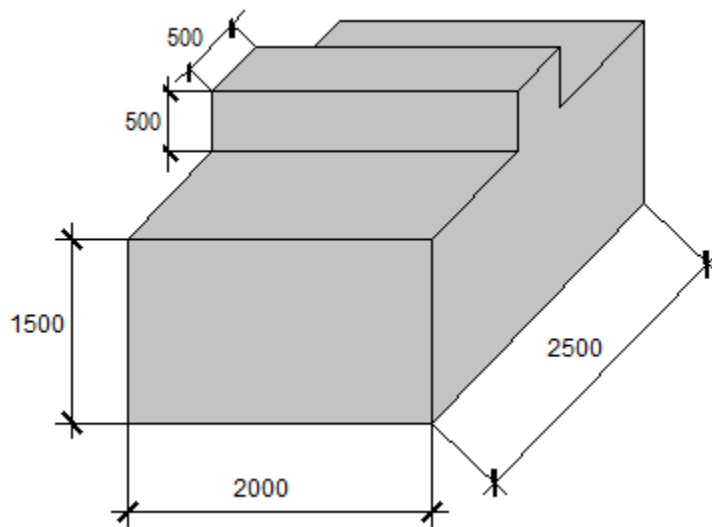


Figura 25. Dimensiones Macizo de Anclaje Contravientos

Dimensiones Macizo de Anclaje Vientos

El peso propio del bloque de anclaje se toma como:

$$2.50 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 1.50 \text{ m} \times 2.40 \text{ ton/m}^3 + 0.50 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 2.40 \text{ ton/m}^3 = 18.60 \text{ ton}$$

La fuerza de fricción que impide el deslizamiento bajo esta condición es:

$$18.60 \text{ Ton} \times 0.40 = 7.44 \text{ Ton}$$

Debido a que el macizo de anclaje se encuentra enterrado en el terreno se presentan presiones activas y pasivas que intervienen en el cálculo del deslizamiento.

(Activo) $K_a = 0.29$

(Pasivo) $K_p = 3.39$

El empuje activo que se genera en el macizo actúa en sentido del deslizamiento, la fuerza de empuje activo es:

$$P_a = \frac{1}{2} \left(1.50 \text{ m} \times 1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.28 \right) \times 1.50 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} = 1.42 \text{ ton}$$

El empuje pasivo que se genera en el macizo ayuda a restringir el deslizamiento, la fuerza de empuje pasivo es:

$$P_p = \frac{1}{2} \left(1.50 \text{ m} \times 1.80 \text{ ton/m}^3 \times 3.39 \right) \times 1.50 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} = 17.16 \text{ ton}$$

$$\text{FS Deslizamiento} = (7.44 \text{ ton} + 17.16 \text{ ton}) / (5.46 \text{ ton} + 1.42 \text{ ton}) = 3.57$$

CUMPLE

Por tanto, el dimensionamiento cumple con los requerimientos de estabilidad.

El refuerzo requerido para el macizo de anclaje es por cuantía mínima de retracción y fraguado del concreto que se estima en 0.003.

- Sentido X

$$A_s = 0.003 * 200cm * 150cm = 90cm^2$$

Se proyectan 3 filas de refuerzo en barras #6 cada 19 cm, son 33 barras (93.72 cm²).

- Sentido Y

$$A_s = 0.003 * 250cm * 150cm = 112.50cm^2$$

Se proyectan 3 filas de refuerzo en barras #6 cada 18.5 cm, son 42 barras (119.28cm²)

17. DISEÑO DE LAS CONEXIONES SOLDADAS ENTRE ELEMENTOS DE TORRES

Las soldaduras propuestas para el armado de los diferentes elementos que conforman las estructuras de las torres son soldaduras tipo filete.

La máxima fuerza axial de tensión mayorada y amplificada, para el diseño de conexiones, de acuerdo con F.3 del NSR-10, es de 21.51 ton.

La Resistencia de un cordón de soldadura tipo filete es:

$$\phi R_n = \phi * (0.707D * L) * 0.60 F_{EXX}$$

La Resistencia de un cordón de soldadura tipo filete de 1 mm de longitud y un 1 mm de tamaño es 0.318 F_{EXX}.

De acuerdo con la tabla F.2.10.2-4 del NSR-10 el tamaño mínimo de la soldadura tipo filete para unir piezas cuyo mayor espesor es de 6 mm es de 5 mm, se utiliza tamaño de soldadura de 6 mm. Se proyecta aplicar soldadura a todo alrededor de perfil circular ϕ 6"x6mm a conectar, por tanto, L = 470 mm y se proyecta electrodo F70_{XX} de 480 MPa.

$$\phi R_n = 0.318 * 6 \text{ mm} * 470 \text{ mm} * 480 \text{ MPa} = 430.44 \text{ kN} = 43.89 \text{ ton}$$

CUMPLE.

Las soldaduras propuestas para unir los montantes de las torres en perfil circular ϕ 8"x8mm a las platinas de apoyo tanto en la conexión articulada de la base, como en la cabeza de las torres, son del tipo acanaladas de penetración completa. Una soldadura acanalada de penetración completa resiste lo mismo que el metal base, siempre que se use la soldadura compatible, que para este caso corresponde a soldadura con electrodo F70_{XX} de 480 MPa.

18. DISEÑO DE LOS PASADORES DE LAS TORRES

Se proyecta pasadores de 36 mm de diámetro en acero SAE 1045 para los pasadores de las patas de las torres. Del análisis realizado obtenemos las fuerzas de corte que deben resistir los pasadores en las patas de las Torres.

Para las Patas de la Torre

La fuerza axial mayorada amplificada que baja de la torre al pedestal, se transforma en fuerza cortante en el pasador, del análisis la carga que baja es de 21.51 Ton.

La carga que resiste el pasador de 1-3/8" de diámetro en acero SAE 1045 es de:

$$\phi V_n = \phi * 0.4 * F_u * A_g$$

$$\phi V_n = 0.75 * 0.4 * 630 \text{ MPa} * 10.06 \text{ cm}^2 = 190.13 \text{ kN} = 19.38 \text{ ton}$$

Por la configuración de las platinas se tienen dos planos de corte, por tanto,

$$19.38 \text{ ton} \times 2 = 38.76 \text{ ton}$$

CUMPLE

19. DISEÑO DE LAS PLATINAS DE LA CONEXIÓN ARTICULADA EN LA BASE DE LAS TORRES

Del modelo de análisis computacional se obtienen las solicitaciones de diseño mayoradas amplificadas en la base de las torres que deberán resistir las platinas de la conexión articulada, las cuales son:

$$F_u = 1.45 \text{ ton}$$

$$P_u = 21.51 \text{ ton}$$

$$T_u = 2.00 \text{ ton}$$

Las platinas de los apoyos articulados se proponen en acero A36, de 22 mm de espesor. A continuación, se presenta el análisis y diseño.

Las platinas de conexión van a estar sometidas a fuerzas de tensión de 2.00 ton, las cuales se distribuyen entre las orejas que conforman la conexión.

Para evaluar la resistencia de diseño ϕR_n , de las platinas solicitadas por tensión, se usan dos criterios:

Estado límite de fluencia en la sección total

Estado límite de rotura en la sección neta

$$\phi R_n = 0.90 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * (13 * 2.22) \text{ cm}^2 = 65.71 \text{ ton}$$

CUMPLE

$$\phi R_n = 0.75 * 4077 \text{ kg/cm}^2 * (13 * 2.22 - 3.9 \times 2.22) \text{ cm}^2 = 61.77 \text{ ton}$$

CUMPLE

La resistencia para rotura por corte del elemento conectado está dada por ϕR_n .

$$\phi R_n = 0.75 * 0.6 * 4077 \text{ kg/cm}^2 * (13 * 2.22 - 3.9 * 2.22) \text{ cm}^2 = 37.06 \text{ ton}$$

CUMPLE

Se revisa que las platinas en la longitud de conexión no vayan a fallar por pandeo debido a la carga de compresión, se considera que la carga se distribuye por el centroide como las platinas son acarteladas, para la revisión se usa la menor sección que corresponde al plano de conexión con el pasador.

$$A = (130 * 22.2) = 2886 \text{ mm}^2$$

$$r_x = 6.40 \text{ mm}$$

$$r_y = 37.52 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.00 * 125 \text{ mm}}{6.40 \text{ mm}} = 19.53 < 200$$

CUMPLE

Se usa la ecuación F.2.5.3-2

$$F_{cr} = [0.658^{F_y/F_e}] * F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * 200000 \text{ MPa}}{(19.53)^2} = 5175 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = [0.658^{253/5175}] * 253 \text{ MPa} = 247.87 \text{ MPa}$$

$$\phi P_n = 0.90 * 247.87 \text{ MPa} * 2886 \text{ mm}^2 = 643.81 \text{ kN} = 65.65 \text{ ton}$$

CUMPLE

20. DISEÑO DE LAS SILLETAS DE SOPORTE DE LA TUBERÍA

Las silletas de soporte de las tuberías están formadas por platinas metálicas en acero A36, las platinas críticas del soporte que van a estar esforzadas corresponden a los elementos laterales donde se anclan los pendolones de $\phi 1/2"$ y cables secundarios de $\phi 3/8"$. Se chequean que estos elementos resistan las tensiones y cortantes generados por los anclajes.

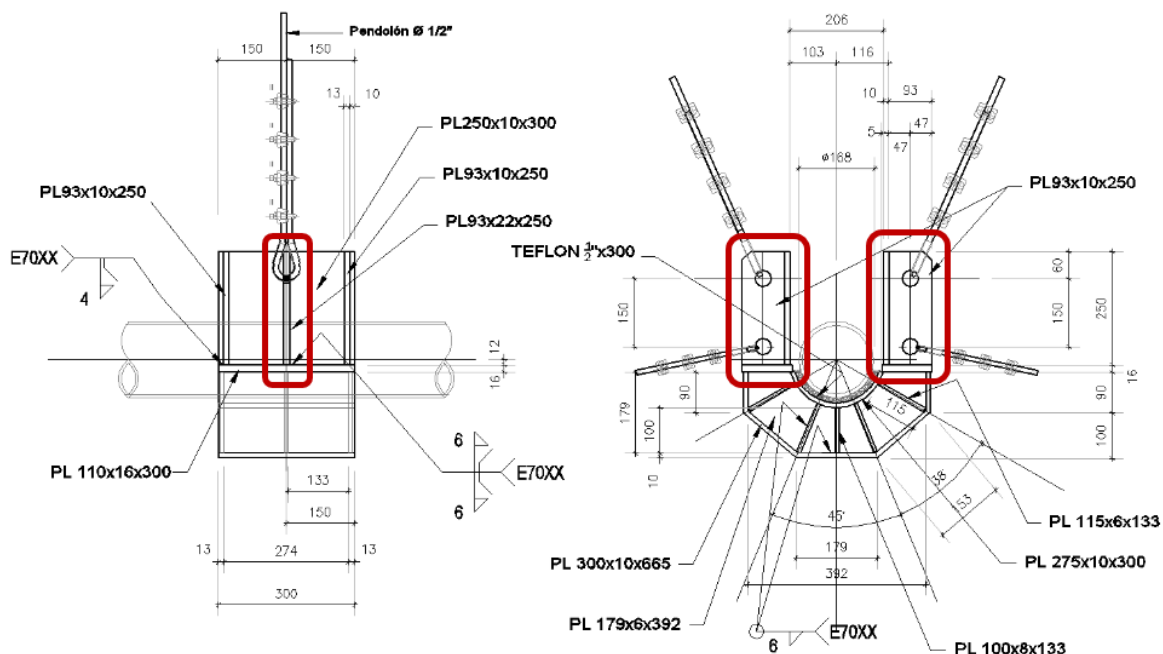


Figura 26. Localización platinas críticas para el soporte

Del modelo de análisis computacional se obtienen las solicitaciones de tensión mayoradas que deberán resistir las platinas, la cual es:

$$T_u = 1.50 \text{ ton}$$

Las platinas se proponen en acero A36, de 10 mm de espesor. A continuación, se presenta el análisis y diseño.

Para evaluar la resistencia de diseño ϕR_n , de las platinas solicitadas por tensión, se usan dos criterios:

Estado límite de fluencia en la sección total

Estado límite de rotura en la sección neta

$$\phi R_n = 0.90 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * (9.3 * 1.00) \text{ cm}^2 = 21.17 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 4077 \text{ kg/cm}^2 * (9.3 * 1.00 - 3 * 1.0) \text{ cm}^2 = 19.26 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

La resistencia para rotura por corte del elemento conectado está dada por ϕR_n .

$$\phi R_n = 0.75 * 0.6 * 4077 \text{ kg/cm}^2 * 2 * (2.8 * 1.00) \text{ cm}^2 = 10.41 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

La Resistencia de diseño por aplastamiento en las perforaciones con pernos (F.2.10.3.10) está dada por ϕR_n .

$$\phi R_n = 0.75 * 1.5 * 4077 \text{ kg/cm}^2 * (3 * 1.00) \text{ cm}^2 = 13.76 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

21. DISEÑO DE LAS PLATINAS DE TRANSFERENCIA EN LA CABEZA DE LAS TORRES

Sobre las cabezas de las torres se proyecta un suplemento metálico para conexión de los cables y transferencia de tensión, armado a partir de platinas metálicas en acero A36 de 7/8" de espesor, las platinas van a estar sometidas a las tensiones de los cables principales.

Del modelo de análisis computacional se obtienen las solicitaciones de tensión mayoradas que deberán resistir las platinas, la cual es:

$$T_u = 26.50 \text{ ton}$$

Las platinas se proponen en acero A36, de 22 mm de espesor. A continuación, se presenta el análisis y diseño.

Para evaluar la resistencia de diseño ϕR_n , de las platinas solicitadas por tensión, se usan dos criterios:

Estado límite de fluencia en la sección total

Estado límite de rotura en la sección neta de platina.

Se toma un ancho equivalente al ancho del terminal de 10 cm.

$$\phi R_n = 0.90 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * (10 * 2.22) \text{ cm}^2 = 50.55 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 4077 \text{ kg/cm}^2 * (10 * 2.22 - 5.70 * 2.22) \text{ cm}^2 = 29.19 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

La resistencia para rotura por corte del elemento conectado está dada por ϕR_n .

$$\phi R_n = 0.75 * 0.6 * 4077 \text{ kg/cm}^2 * 2 * (5.70 * 2.22) \text{ cm}^2 = 46.43 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

La Resistencia de diseño por aplastamiento en las perforaciones con pernos (F.2.10.3.10) está dada por ϕR_n .

$$\phi R_n = 0.75 * 1.5 * 4077 \text{ kg/cm}^2 * (5.7 * 2.22) \text{ cm}^2 = 58.04 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

22. DISEÑO DE LAS BARRAS DE ANCLAJE

Del análisis realizado obtenemos las fuerzas de tensión que deben resistir las barras de anclaje en los macizos de anclaje.

La fuerza axial última mayorada en el anclaje de los cables principales que deben resistir las barras es de 26.50 ton.

La carga que resiste a tensión cada barra de 1-1/2" de diámetro en acero SAE 1020 es de:

$$\phi T_n = \phi * 0.70 * F_u * A_g$$

$$\phi T_n = 0.75 * 0.7 * 420 \text{ MPa} * 11.40 \text{ cm}^2 = 253.50 \text{ kN} = 25.85 \text{ ton}$$

$$\text{Son dos (2) barras de anclaje } 25.85 \text{ ton} * 2 = 51.70 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

La fuerza axial última mayorada en el anclaje de los cables de contraviento que deben resistir las barras es de 8.74 ton.

La carga que resiste a tensión cada barra de 7/8" de diámetro en acero SAE 1020 es de:

$$\phi T_n = \phi * 0.70 * F_u * A_g$$

$$\phi T_n = 0.75 * 0.7 * 420 \text{ MPa} * 3.87 \text{ cm}^2 = 85.33 \text{ kN} = 8.70 \text{ ton}$$

$$\text{Son dos (2) barras de anclaje } 8.70 \text{ ton} * 2 = 17.40 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

23. DISEÑO DE PLACAS BASE Y PERNOS DE ANCLAJE

El sistema de anclajes propuesto entre las torres metálicas del puente ducto y el apoyo, se consideran como uniones articuladas, es decir permite rotación, por tanto no transmiten momentos desde la torre hasta el pedestal. En vista de lo anterior las placas base y pernos de anclaje van a estar sometidos a sollicitaciones de compresión, tensión y cortante.

A continuación se presenta el diseño de cada elemento utilizando la metodología de la guía de diseño #1 del AISC.

Las solicitaciones de diseño son:

$$P_u = 21.51 \text{ Ton}$$

$$T_u = 2.00 \text{ Ton}$$

$$V_u = 1.45 \text{ Ton}$$

El área mínima de la placa base para la carga de compresión es:

$$A_{l(req)} = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c}$$

$$A_{req} = 21510 \text{ kg} / 0.65 * 0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 = 139.04 \text{ cm}^2$$

El área minima propuesta de la paca base es de 1225 cm².

CUMPLE

Se verifica que el esfuerzo en el pedestal sea menor al que resiste el concreto.

$$P_u \leq \phi P_p = \phi 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = 0.65 * 0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 1225 \text{ cm}^2 * \sqrt{(3150 \text{ cm}^2 / 1225 \text{ cm}^2)} = 227.91 \text{ Ton.}$$

CUMPLE

Se verifica el espesor de la placa base.

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$m = \frac{1}{2} * (35 \text{ cm} - 0.95 * 18 \text{ cm}) = 8.95 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2}$$

$$n = \frac{1}{2} * (35 \text{ cm} - 0.80 * 18 \text{ cm}) = 10.30 \text{ cm}$$

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi P_p}$$

$$X = (4 * 18 \text{ cm} * 18 \text{ cm} / (18 \text{ cm} + 18 \text{ cm})^2) * (21510 \text{ kg} / 227910 \text{ kg}) = 0.094$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1.0$$

$$\Lambda = 2 * \sqrt{(0.094)} / (1 + \sqrt{(1 - 0.094)}) = 0.314$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4}$$

$$\Lambda n' = 0.314 * \sqrt{(18 \text{ cm} * 18 \text{ cm})} / 4 = 1.413 \text{ cm}$$

$$l = \max (m, n, \lambda n')$$

$$l = 10.30 \text{ cm}$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y B N}}$$

$$T_{min} = 10.30 \text{ cm} * \sqrt{((2 * 21510 \text{ kg}) / (0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm}))} = 1.28 \text{ cm.} \quad \text{CUMPLE}$$

La placa base se proyecta en acero A-36 de 7/8" de espesor.

Se revisan que los pernos Ø 7/8" en acero SAE 1020 cumplan con los esfuerzos de tensión y cortante.

Determine the anchor rod size.

Capacidad de las barras a tensión

Chequeo de las Barras a tensión

Número de Barras en Fila de Tensión

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$n_{(Ten)} = 3.00$$

$$T_u = 2.00 \text{ Ton}$$

$$\phi T_n = 42.55 \text{ Ton}$$

CUMPLE

Capacidad de una barra a tensión			
Diámetro		Ag cm ²	φ Tn kg
1/2		1.27	4632
5/8		1.98	7237
3/4		2.85	10421
7/8		3.88	14184
1		5.07	18527
1 1/4		7.92	28948
1 1/2		11.40	41685

Chequeo de las Barras a Cortante

Número de Barras en Corte

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$n_{(Ten)} = 3.00$$

$$V_u = 1.45 \text{ Ton}$$

$$\phi T_n = 22.70 \text{ Ton}$$

CUMPLE

Capacidad de las barras a Cortante

Capacidad de una barra a Cortante			
Diámetro		Ag cm ²	φ Vn kg
1/2		1.27	2470
5/8		1.98	3860
3/4		2.85	5558
7/8		3.88	7565
1		5.07	9881
1 1/4		7.92	15439
1 1/2		11.40	22232

24. REVISIÓN MODOS DE FALLA ANCLAJES DE LOS PERNOS AL CONCRETO

Se realiza la revisión de los diferentes modos de falla de los pernos de anclaje de 7/8" de diámetro de las torres a las bases de concreto reforzado.

Según C-D.4 del apéndice C-D anclaje al concreto del NSR-10, el diseño por resistencia de los anclajes se debe verificar para los siguientes casos:

Resistencia al arrancamiento del concreto de anclaje por tracción.

Resistencia a la extracción por deslizamiento del anclaje por tracción.

Resistencia al desprendimiento lateral del concreto del anclaje por tracción.

Resistencia al arrancamiento del concreto de anclaje por cortante.

Resistencia al desprendimiento lateral del concreto del anclaje por cortante.

En el anexo 1 se presenta la revisión para una tensión última mayorada de 2 ton y para un cortante último de 1.45 ton.

25. REVISIÓN MODOS DE FALLA ANCLAJES DE LOS CABLES PRINCIPALES AL CONCRETO

Se realiza la revisión de los diferentes modos de falla de las barras de anclaje de los cables principales en los macizos de concreto reforzado.

Según C-D.4 del apéndice C-D anclaje al concreto del NSR-10, el diseño por resistencia de los anclajes se debe verificar para los siguientes casos:

Resistencia al arrancamiento del concreto de anclaje por tracción.

Resistencia a la extracción por deslizamiento del anclaje por tracción.

Resistencia al desprendimiento lateral del concreto del anclaje por tracción.

En el anexo 2 se presenta la revisión para las barras de anclaje de los cables principales, para una tensión última mayorada de 26.50 ton por cable.

26. REVISIÓN MODOS DE FALLA ANCLAJES DE LOS CABLES CONTRAVIENTOS AL CONCRETO

Se realiza la revisión de los diferentes modos de falla de las barras de anclaje de los cables contravientos en los macizos de concreto reforzado.

Según C-D.4 del apéndice C-D anclaje al concreto del NSR-10, el diseño por resistencia de los anclajes se debe verificar para los siguientes casos:

Resistencia al arrancamiento del concreto de anclaje por tracción.

Resistencia a la extracción por deslizamiento del anclaje por tracción.

Resistencia al desprendimiento lateral del concreto del anclaje por tracción.

En el anexo 3 se presenta la revisión para las barras de anclaje de los cables contravientos, para una tensión última mayorada de 8.74 ton por cable.