

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**Facultad de Ingeniería
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de Grado
Previo a la obtención del título de:
INGENIERA CIVIL**

**Tema:
“SITUACIÓN ESTRUCTURAL DE TORRES DE
TELECOMUNICACIONES”**

**Por:
María Elisa Armijo Verdezoto**

**Director:
Ing. Carlos Chon Diaz**

Guayaquil, Ecuador

2010

TRABAJO DE GRADO

"SITUACIÓN ESTRUCTURAL DE TORRES DE TELECOMUNICACIONES"

Presentado a la Facultad de Ingeniería
Carrera de Ingeniería Civil de la
Universidad Católica de Santiago de Guayaquil

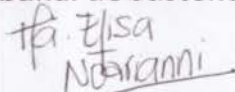
Por:

María Elisa Armijo Verdezoto

Para dar a cumplimiento con uno de los requisitos para optar por el

Título de
INGENIERA CIVIL

Tribunal de Sustentación:



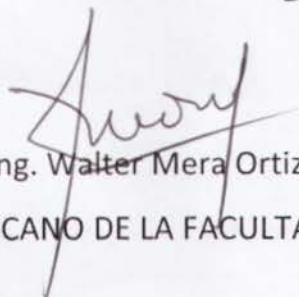
María Elisa Armijo Verdezoto

ALUMNA



Ing. Carlos Chon Diaz

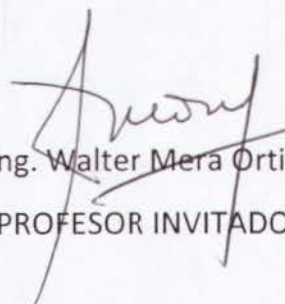
DIRECTOR DEL TRABAJO DE GRADO



Dr. Ing. Walter Mera Ortiz
DECANO DE LA FACULTAD



Ing. Lilia Valarezo
DIRECTORA DE LA CARRERA



Dr. Ing. Walter Mera Ortiz
PROFESOR INVITADO

Dedicatoria

“Dedico mi trabajo a las personas más importantes en mi vida, a mis dos hijos que han sido mi mayor impulso para culminar esta fase universitaria, a mi esposo por ser sencillamente la persona perfecta; que supo ser mi mejor amigo, compañero y buen esposo durante estos años de estudio. A mis padres que siempre se interesaron por mi futuro profesional entregándome todo su apoyo y confianza a tiempo completo para convertirme de una estudiante universitaria a una Ingeniera Civil para mi país”.

María Elisa Armijo Verdezoto

Agradecimiento

“De manera muy especial agradezco a mi director de monografía, Ing. Carlos Chon y de igual manera a mi profesor invitado, Ing. Walter Mera por haberme dirigido y aconsejado en esta nueva tarea que me ha llevado a culminar de manera exitosa mis estudios. También agradezco a mis padres por concederme siempre todo su apoyo en todo momento, a mis dos hijos por saber esperar y entender el trabajo que hacía mamá durante este período y a mi esposo sencillamente por ser una gran persona”.

María Elisa Armijo Verdezoto

Introducción

El índice de usuarios de telefonía celular ha crecido enormemente, y cada día se amplia e incrementa, tanto la demanda como la cobertura, en consecuencia de lo cual las empresas concesionarias han construido en el país una serie de torres tipo atirantadas, autosoportadas y monopolos para colocar sobre ellas sus antenas y parábolas para envío y recepción de la señal.

Para el diseño de una torre de telecomunicaciones, se necesitan conocer algunos parámetros locales, como la velocidad de viento en cada zona, la altura de la torre, cantidad, forma, ubicación y dimensiones de las antenas, así como los accesorios y cargas especiales que tienen en las diferentes alturas, y que de un modo u otro modifican los factores de exposición y ráfaga, de acuerdo al código que se aplique.

Para este trabajo se analizarán 4 modelos de torres de telecomunicaciones:

- Triangular T60mV140Km/h
- Triangular T100mV180Km/h
- Cuadrada T84mV180Km/h
- Monopolo T36mV140Km/h

Se hará un análisis estructural, en un programa de elementos finitos como SAP2000 para evaluar analíticamente la capacidad estructural de cada torre así como su verdadero estado ante cargas de viento y sísmicas recomendadas por los códigos.

Consideramos que este análisis es importante, debido a que se han escuchado noticias, de que muchas torres han fallado y que otras, que aunque no han tenido fallas o colapsos han sido eventualmente reforzadas, incluso en la misma Universidad Católica por el IIFIUC. En virtud de estos antecedentes se buscará determinar y evaluar, si estas torres, erigidas para las fuerzas que fueren, estarían en situación de soportar las fuerzas estipuladas en los códigos. Finalmente se establecerán conclusiones y recomendaciones generales para un diseño local.

INDICE

Pág.

Capítulo I

Introducción a las Torres de Telecomunicaciones

1.1 Función de las Torres de Telecomunicaciones.....	10
1.2 Proyecto de una Torre de Telecomunicaciones.....	10
1.3 Tipos de Torres de Telecomunicaciones.....	11
1.3.1 Torres Atirantadas.....	11
1.3.2 Torres Autosoportadas.....	12
1.3.3 Torres Monopolos.....	13

Capítulo II

Consideraciones para la Evaluación Estructural

de Torres de Telecomunicaciones

2.1 Información Necesaria.....	15
2.2 Cargas de Diseño.....	15
2.2.1 Carga Muerta WD1.....	15
2.2.2 Carga Muerta WD2.....	15
2.2.3 Carga Viva WL.....	16
2.2.4 Carga Sísmica Exx.....	16
2.2.5 Carga de Viento FVT.....	17
2.3 Combinaciones de Diseño.....	18
2.4 Modelo Estructural en SAP2000.....	18
2.5 Revisión Estructural.....	19

Capítulo III

Evaluación Estructural de 4 Torres de Telecomunicaciones

3.1 Torre Triangular H = 60m, V = 140Km/h

3.1.1 Cálculo de Presión de Viento sobre Torre por UBC.....	22
3.1.2 Cálculo de Componente sobre Plano Bidimensional.....	25

3.1.3 Cálculo de Carga Repartida sobre Torre (FVT)	25
3.1.4 Cálculo de Carga sobre Antenas (FVT).....	26
3.1.5 Cálculo de Carga Muerta2 (WD2).....	26
3.1.6 Cálculo de Carga Viva (WL).....	26
3.1.7 Evaluación de los Planos de la Torre.....	26
3.1.8 Modelo Estructural en SAP2000.....	27
3.1.9 Revisión de Desplazamiento Máximo de Torre.....	30
3.1.10 Revisión Estructural de Montantes Críticos de Torre.....	30
3.1.11 Revisión de la Estabilidad al Volteo de la Cimentación.....	39
3.1.12 Comparaciones con el EIA.....	40

3.2 Torre Triangular H = 100m, V = 180Km/h

3.2.1 Cálculo de Presión de Viento sobre Torre por UBC.....	44
3.2.2 Cálculo de Componente sobre Plano Bidimensional.....	47
3.2.3 Cálculo de Carga Repartida sobre Torre (FVT)	47
3.2.4 Cálculo de Carga sobre Antenas (FVT).....	48
3.2.5 Cálculo de Carga Muerta2 (WD2).....	48
3.2.6 Cálculo de Carga Viva (WL).....	48
3.2.7 Evaluación de los Planos de la Torre.....	48
3.2.8 Modelo Estructural en SAP2000.....	49
3.2.9 Revisión de Desplazamiento Máximo de Torre.....	52
3.2.10 Revisión Estructural de Montantes Críticos de Torre.....	52
3.2.11 Revisión de la Estabilidad al Volteo de la Cimentación.....	65
3.2.12 Comparaciones con el EIA.....	66

3.3 Torre Cuadrada H = 84m, V = 180Km/h

3.3.1 Cálculo de Presión de Viento sobre Torre por UBC.....	71
3.3.2 Cálculo de Componente sobre Plano Bidimensional.....	74
3.3.3 Cálculo de Carga Repartida sobre Torre (FVT)	74
3.3.4 Cálculo de Carga sobre Antenas (FVT).....	75

3.3.5 Cálculo de Carga Muerta ² (WD ₂).....	75
3.3.6 Cálculo de Carga Viva (WL).....	75
3.3.7 Evaluación de los Planos de la Torre.....	75
3.3.8 Modelo Estructural en SAP2000.....	76
3.3.9 Revisión de Desplazamiento Máximo de Torre.....	79
3.3.10 Revisión Estructural de Montantes Críticos de Torre.....	79
3.3.11 Revisión de la Estabilidad al Volteo de la Cimentación.....	92
3.3.12 Comparaciones con el EIA.....	93

3.4 Torre Monopolo H = 36m, V = 140Km/h

3.4.1 Cálculo de Presión de Viento sobre Torre por UBC.....	98
3.4.2 Cálculo de Componente sobre Plano Bidimensional.....	101
3.4.3 Cálculo de Carga Repartida sobre Torre (FVT)	101
3.4.4 Cálculo de Carga sobre Antenas (FVT).....	102
3.4.5 Cálculo de Carga Muerta ² (WD ₂).....	102
3.4.6 Cálculo de Carga Viva (WL).....	102
3.4.7 Evaluación de los Planos de la Torre.....	102
3.4.8 Modelo Estructural en SAP2000.....	103
3.4.9 Revisión de Desplazamiento Máximo de Torre.....	106
3.4.10 Revisión Estructural de Octógonos y Tubos de Torre.....	106
3.4.11 Revisión de la Estabilidad al Volteo de la Cimentación.....	119
3.4.12 Comparaciones con el EIA.....	120

Capítulo IV

Conclusiones sobre Torres Evaluadas y Recomendaciones

4.1 Conclusiones sobre Torres Evaluadas.....	126
4.1.1 Presiones de Viento.....	126
4.1.2 Diseños Estructurales.....	127
4.2 Recomendaciones.....	129

Bibliografía.....131

Anexo 1

Planos Estructurales Torre Triangular H = 60m V = 140Km/h.....133

Anexo 2

Planos Estructurales Torre Triangular H = 100m V = 180Km/h.....134

Anexo 3

Planos Estructurales Torre Cuadrada H = 84m V = 180Km/h.....135

Anexo 4

Planos Estructurales Torre Monopolo H = 36m V = 140Km/h.....136



Capítulo I

INTRODUCCIÓN A LAS TORRES DE TELECOMUNICACIONES



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN A LAS TORRES DE TELECOMUNICACIONES

1.1 Función de las Torres de Telecomunicaciones

Las torres de telecomunicaciones sirven para la transmisión de señales de teléfonos celulares, y son estructuras que en sí no transmiten la señal, pero soportan antenas, las cuales se encargan de aquello. Los teléfonos celulares son radios sofisticados que trabajan con frecuencias que abarcan áreas circulares de cierto diámetro.

1.2 Proyecto de una Torre de Telecomunicaciones

El proyecto de construir una torre de telecomunicaciones nace de la necesidad de transmitir señales de telefonía móvil a un área correspondiente. Estos proyectos son propuestos por las operadoras de celulares para que sus clientes puedan contar con el beneficio de la señal en muchas zonas del país, y cada vez se construyen más en áreas que antes no tenían las frecuencias correspondientes para así mejorar la calidad de su servicio y por ende aumentar el número de clientes abonados.

Las torres de telecomunicaciones transmiten la señal a través de antenas. Las empresas operadoras de telefonía móvil determinan la localización de las antenas y su altura para que funcionen correctamente. Las antenas serán las encargadas de transmitir las frecuencias correspondientes, y mientras tengan más altura, abarcarán áreas de mayor diámetro para la transmisión de la señal.

Una vez obtenida la ubicación óptima de las antenas en posición y altura, se procede a visitar el área y encontrar un lugar adecuado para la instalación de la torre. Luego de que los ingenieros en telecomunicaciones hayan efectuado sus cálculos



correspondientes en cuanto a la ubicación, cantidad y diámetro de antenas y altura necesaria de la torre para los fines de frecuencia de la operadora, el ingeniero estructural tomará la posta para efectuar el diseño de la torre teniendo en cuenta los parámetros antes mencionados y las características del terreno, para así proponer el sistema estructural óptimo de la torre de telecomunicaciones.

1.3 Tipos de Torres de Telecomunicaciones

Estas estructuras pueden variar según las necesidades y las condiciones del sitio en donde se vaya a colocar y podrán ser de diversas alturas, dependiendo de los requerimientos para poder suministrar un correcto funcionamiento.

Existen torres atirantadas, torres autosoportadas y torres monopolos, las cuales suelen estar compuestas por perfiles y ángulos de acero unidos por tornillos, pernos o remaches o por medio de soldadura.

1.3.1 Torres Atirantadas

Estas torres disponen de cables o arriostres a diferentes distancias. Pueden ser construidas sobre el suelo pero muchas veces se construyen sobre edificaciones existentes.

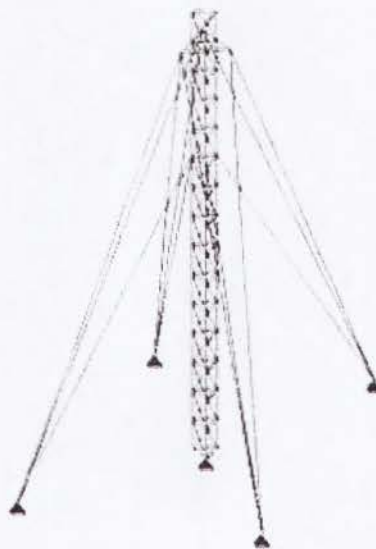


Figura 1.3.1 Torre Atirantada.



El peso que genera la torre sobre una estructura existente no es muy grande, sin embargo, se deben de colocar los apoyos de la torre y sus arriostres sobre columnas y elementos resistentes, la descarga de la torre no podría colocarse sobre una losa.

La base de la torre transmitirá un esfuerzo de compresión en donde esté apoyada, y los arriostres generalmente transmitirán esfuerzos de tensión. Los cables o arriostres generalmente se tensan al 10% de su resistencia, la cual es proporcionada por el fabricante. Así, por ejemplo, si el cable tiene una resistencia a la ruptura de 5.00 Ton en tensión, entonces se acostumbra tensar los cables a 0.50 Ton. También se pueden tensar los cables con diferentes fuerzas, calculando las tensiones necesarias para que el sistema esté en equilibrio.

1.3.2 Torres Autosoportadas

Estas torres no disponen de cables ni tienen arriostramientos, como lo dice su nombre, se soportan por sí solas, por ende su estructura metálica deberá ser lo suficientemente resistente para soportar las cargas correspondientes, y la cimentación deberá estar diseñada para no voltearse.

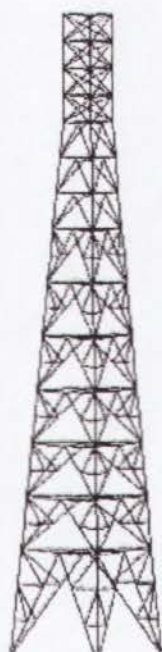


Figura 1.3.2 Torre Autosoportada.



Las torres autoportadas se construyen generalmente sobre terrenos, en áreas urbanas o cerros. La geometría de estas torres dependerá de la altura, tipo de terreno, y solicitaciones de carga. Estas torres alcanzan mayores alturas que las atirantadas.

La geometría de las torres autoportadas puede ser de diversas formas pero fundamentalmente son cuadradas o triangulares.

1.3.3 Torres Monopolos

Estas torres se caracterizan por ser una estructura estáticamente determinada siendo una columna empotrada en la parte inferior y en voladizo en la parte superior. Están conformadas por secciones tubulares pipe u octógonos de acero, que van disminuyendo a medida que se incrementa la altura de la torre.



Figura 1.3.3 Torre Monopolo.

Estas estructuras son instaladas en lugares en donde se requiere conservar la estética, pues son las que ocupan menos espacio, y se pintan de algún color o se adornan para que se permita que la estructura se camufle y simule la vegetación. Las torres monopulos son de menor altura en comparación con los otros tipos.



Capítulo II

CONSIDERACIONES PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE TORRES DE TELECOMUNICACIONES



CAPÍTULO II

CONSIDERACIONES PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE TORRES DE TELECOMUNICACIONES

2.1 Información Necesaria

Para evaluar estructuralmente una torre de telecomunicaciones, se necesitan conocer ciertos parámetros importantes los cuales se detallan a continuación:

- Tipo de torre: atirantada, autosoportada (cuadrada o triangular), monopolo.
- Altura de la torre.
- Velocidad de viento de diseño.
- Información de antenas (cantidad, diámetro, peso, ubicación).
- Geometría y secciones de la torre (planos estructurales).
- Especificaciones técnicas (F_y - resistencia a la fluencia del acero estructural).

2.2 Cargas de Diseño

Una vez obtenida la información necesaria de la torre por parte de la operadora de telefonía móvil, se procede a calcular las cargas de diseño. Los casos de carga utilizados para la evaluación estructural de una torre de telecomunicaciones se mencionan a continuación.

2.2.1 Carga Muerta WD1

Este caso de carga se refiere al peso propio de la torre, el mismo que es considerado por el software SAP2000 a través de los elementos y dimensiones asignadas.

2.2.2 Carga Muerta WD2

Incluye el peso de las antenas, el cual es un dato proporcionado, y el peso de las escaleras, el cual se asume 130Kg/m.



2.2.3 Carga Viva WL

Esta carga se refiere al peso del personal de montaje, mantenimiento o reparaciones. Generalmente se asumen 3 personas de 100 Kg cada una en el tope de la torre.

2.2.4 Carga Sísmica Exx

Se realizará un análisis dinámico mediante la aplicación de un espectro de respuesta. El espectro de aceleración que se utilizará es el recomendado por las normas del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC) según el tipo de suelo, zona sísmica e importancia de la estructura.

Las cuatro torres a ser evaluadas coinciden en un mismo espectro de respuesta, según los datos recibidos, ya que se consideró para todas, el mismo tipo de suelo, la misma zona sísmica y la misma importancia. Estos datos se mencionan a continuación:

Tipo de Suelo: Suelo Intermedio S2

Factor de Tipo de Suelo: $S = 1.20$

Factor de Tipo de Suelo: $Ca = 3.00$

Zona Sísmica: III

Factor de Zona Sísmica: $Z = 0.30$

Factor de Importancia: $I = 1$

Factor de Reducción Inelástico: $R = 4$

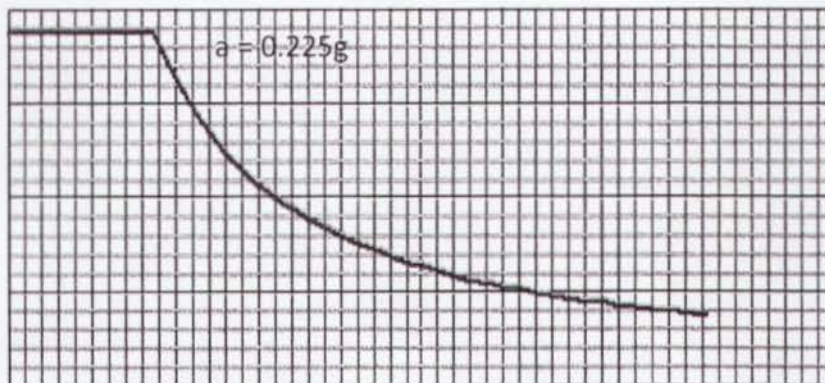


Figura 2.2.1 Espectro de respuesta de acuerdo al CEC.



2.2.5 Carga de Viento FVT

Las cargas de viento son las que predominan en el diseño de torres de telecomunicaciones debido a que estas estructuras son livianas. Por esta misma razón, la carga sísmica no tiene mucha incidencia, ya que al ser estructuras ligeras, las fuerzas inerciales son mínimas comparado a lo que puede hacer el viento.

Las cuatro torres se analizarán mediante dos códigos de manera comparativa: el UBC (Uniform Building Code) y el EIA (Electronic Industries Association). Este último es el recomendado por las operadoras de telefonía móvil.

La fórmula para calcular la presión de viento según el UBC es:

$$P = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w$$

C_e = Coeficiente de exposición y factor de ráfaga (tabla 16-G).

C_q = Factor de forma (tabla 16-H).

q_s = Presión de viento neta = $0.00256V^2$

I_w = Factor de importancia (tabla 16-K).

La fórmula para calcular la presión de viento según el EIA es:

$$P = q \cdot C_d \cdot K_z \cdot G_h$$

q = Presión de viento neta = $0.00256V^2$

C_d = Factor de forma = Triangulares: 1.20, Cuadradas: 1.40, Monopolos: 1.00

K_z = Factor de exposición = $\left[\frac{h/2}{33} \right]^{2/7}$

G_h = Factor de ráfaga = $0.65 + \frac{0.60}{(h/33)^{1/7}}$



2.3 Combinaciones de Diseño

Las combinaciones de carga a utilizar para la evaluación estructural de las cuatro torres son las siguientes:

- Combo0: $WD1+WD2+WL+FVT$
- Combo1: $1.4WD1+1.4WD2$
- Combo2: $1.2WD1+1.2WD2+1.6WL$
- Combo3: $1.2WD1+1.2WD2+0.5WL+1.3FVT$
- Combo4: $1.2WD1+1.2WD2+0.5WL-1.3FVT$
- Combo5: $0.9WD1+0.9WD2+1.3FVT$
- Combo6: $0.9WD1+0.9WD2-1.3FVT$
- Combo7: $1.2WD1+1.2WD2+0.5WL+Exx$
- Combo8: $0.9WD1+0.9WD2+Exx$

2.4 Modelo Estructural en SAP2000

Se realizarán modelos estructurales de las cuatro torres de telecomunicaciones tomando en cuenta los materiales, las secciones y la geometría establecida en los planos estructurales.

Las tres primeras torres (autosoportadas: 2 triangulares, 1 cuadrada) están compuestas por montantes tubulares pipe y ángulos como elementos diagonales los cuales en el modelo estructural serán liberados de momento. La cuarta torre (monopolo) está compuesta por secciones octogonales que van disminuyendo a medida que aumenta la altura.

Las torres autosoportadas serán modeladas con sus bases articuladas y la torre monopolo será modelada con su base empotrada. Las cuatro torres a analizar se modelarán por medio de elementos finitos del tipo "frame".



2.5 Revisión Estructural

Luego de haber efectuado el modelo estructural y asignarle las cargas y combinaciones de diseño, se procederá a revisar estructuralmente cada una de las torres para así poder obtener las conclusiones correspondientes.

El procedimiento para evaluar la situación estructural de cada torre es el siguiente:

- Revisión del desplazamiento máximo de la torre debido a las cargas de viento:
Se verificará que el desplazamiento actuante < desplazamiento admisible. Este último se considerará el 2% de la altura de la torre.
- Evaluación de fuerzas internas últimas: Carga axial y momento flector (3-3) de todos los montantes y octógonos (para monopolos) de la torre. No se revisarán los diagonales debido a que en todas las torres presentan esfuerzos muy bajos y no serán de consideración para el estudio comparativo entre los dos códigos analizados (UBC y EIA).
- Cálculo de fuerzas resistentes de los elementos analizados:

-Resistencia de diseño a la flexión para elementos compactos en el rango plástico según el AISC 2005.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y$$

$Z_x = Z_y$ = Módulos plásticos en X y Y.

F_y = Resistencia a la fluencia del acero estructural.

$$\phi_b = 0.90$$

-Resistencia de diseño al pandeo flexionante según el AISC 2005.

$$P_c = \phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e$$

F_{cr} = Resistencia a la fluencia reducida por los efectos de esbeltez.

A_e = Área efectiva, área bruta sin los pernos y afectada por el factor U.

$$\phi_c = 0.90$$



-Ecuación de interacción de flexo-compresión según el AISC 2005.

$$\text{Si } \frac{P_u}{P_c} \geq 0.20$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{P_c} < 0.20$$

$$\frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

- Revisión de la estabilidad al volteo de la cimentación: Se revisará que se cumpla con el factor de seguridad al volteo.

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{M_{res}}{M_{act}} \geq 2$$

Momento de Antenas: $M_{ant} = F_{ant} \times H$

Momento de Torre: $M_{torre} = F_{torre} \times H/2$

Momento Actuante: $M_{act} = M_{ant} + M_{torre}$

Momento Resistente: $M_{res} = \Sigma W (\text{torre} + \text{equipos} + \text{cimentación} + \text{suelo}) \times \text{brazo}$

- Cuadro comparativo de revisión estructural entre los dos códigos: Este proceso de revisión estructural se efectuará considerando la presión de viento por el UBC y por el EIA, para finalmente hacer un cuadro comparativo de los resultados obtenidos por los dos códigos que difieren en el cálculo de este valor, siendo el parámetro de mayor incidencia en la revisión estructural de las torres de telecomunicaciones.



Capítulo III

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE 4 TORRES DE TELECOMUNICACIONES



CAPÍTULO III

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE 4 TORRES DE TELECOMUNICACIONES

3.1 Torre Triangular H = 60m, V = 140Km/h

3.1.1 Cálculo de Presión de Viento sobre Torre por UBC

La fórmula para calcular la presión de viento según el UBC es:

$$P = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w$$

C_e = Coeficiente de exposición y factor de ráfaga (tabla 16-G).

C_q = Factor de forma (tabla 16-H).

q_s = Presión de viento neta.

I_w = Factor de importancia (tabla 16-K).

3.1.1.1 Cálculo del Factor C_e

TABLE 16-G—COMBINED HEIGHT, EXPOSURE AND GUST FACTOR COEFFICIENT (C_e)¹

HEIGHT ABOVE AVERAGE LEVEL OF ADJOINING GROUND (feet) = 304.8 (91.4) mm	EXPOSURE D	EXPOSURE C	EXPOSURE B
	15	1.39	1.06
20	1.43	1.13	0.67
25	1.50	1.19	0.72
30	1.54	1.23	0.76
40	1.61	1.31	0.84
50	1.73	1.43	0.95
60	1.84	1.53	1.03
70	1.93	1.61	1.11
80	1.99	1.67	1.20
100	2.02	1.70	1.31
120	2.10	1.83	1.42
140	2.23	1.95	1.63
160	2.34	2.10	1.89

¹Values for intermediate heights above 15 feet (4572 mm) may be interpolated.

Tabla 3.1.1. Tabla 16-G, UBC.

Para Ecuador se utiliza la Exposición B, debido a que no se registran altos vientos como en otros países, donde si se utilizan las Exposiciones C y D.

H = 60m = 196.8pies

Interpolando, $C_e = 1.419 = \underline{1.42}$



3.1.1.2 Cálculo del Factor Cq

TABLE 16-H—PRESSURE COEFFICIENTS (C_p)

STRUCTURE OR PART THEREOF	DESCRIPTION	C _p FACTOR
1. Primary frames and systems	Method 1 (Normal force method)	
	Walls: Windward wall Leeward wall Roofs: Wind perpendicular to ridge Leeward roof or flat roof Windward roof less than 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to less than 8:12 (67%) Slope 8:12 (67%) to 12:12 (100%) Slope = 12:12 (100%) Wind parallel to ridge and flat roofs	0.8 inward 0.8 outward 0.7 outward 0.7 outward 0.8 outward or 0.7 inward 0.8 inward 0.7 inward 0.7 outward
2. Elements and components not in areas of discontinuity ¹	Method 2 (Projected area method) On vertical projected area: Structures 40 feet (12.192 mm) or less in height Structures over 40 feet (12.192 mm) in height On horizontal projected area ²	1.3 horizontal any direction 1.4 horizontal any direction 0.7 upward
	Wall elements: All structures Enclosed and partially enclosed structures Partially enclosed structures Parapet walls Roof elements: Enclosed and partially enclosed structures: Slope = 7:12 (58.3%) Slope = 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%) Partially enclosed structures: Slope = 2:12 (16.7%) Slope = 2:12 (16.7%) to 7:12 (58.3%) Slope = 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%)	1.2 inward 1.2 outward 1.6 outward 1.3 inward or outward 1.3 outward 1.3 outward of inward 1.7 outward 1.6 outward or 0.8 inward 1.7 outward or inward
3. Elements and components in areas of discontinuity ^{2,3,4}	Wall corners ⁵ Roof eaves, rakes or ridges without overhangs ⁶ Slope = 2:12 (16.7%) Slope = 2:12 (16.7%) to 7:12 (58.3%) Slope = 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%) For slopes less than 2:12 (16.7%) Overhangs at roof eaves, rakes or ridges, and canopies	1.5 outward or 1.2 inward 2.1 upward 2.6 outward 1.6 outward 0.5 added to values above
4. Chimneys, tanks and solid towers	Square or rectangular Hexagonal or octagonal Round or elliptical	1.4 any direction 1.1 any direction 0.8 any direction
5. Open-frame towers ^{7,8}	Square and rectangular Octagonal Normal Triangular	4.0 3.0 3.2
6. Tower accessories (such as ladders, conduits, lights and elevators)	Cylindrical members: 2 inches (51 mm) or less in diameter Over 2 inches (51 mm) in diameter Flat or angular members	1.0 0.8 1.3
7. Signs, flagpoles, lightpoles, minor structures ⁹		1.4 any direction

¹ On one story or the top story of multistory partially enclosed structures, an additional value of 0.5 shall be added to the outward C_p. The most critical combination shall be used for design. For definition of partially enclosed structures, see Section 1616.

² Values listed are for 10 square feet (0.93 m²) tributary area. For tributary areas of 100 square feet (9.29 m²), the value of 0.5 may be subtracted from C_p, except for areas at discontinuities with slopes less than 7 units vertical in 12 units horizontal (58.3% slopes) where the value of 0.5 may be subtracted from C_p. Interpolation may be used for tributary areas between 10 and 100 square feet (0.93 m² and 9.29 m²). For tributary areas greater than 1,000 square feet (92.9 m²), use primary frame values.

³ Slopes greater than 12 units vertical in 12 units horizontal (100% slopes) use wall element values.

⁴ Wind pressures shall apply over a distance from the discontinuity of 10 feet (3.048 mm) or 0.1 times the least width of the structure, whichever is greater.

⁵ Discontinuities at wall corners or roof edges are defined as discontinuous breaks in the surface where the included interior angle measures 170 degrees or less.

⁶ Wind is to be applied on either side of discontinuity but not simultaneously on both sides.

⁷ Wind pressures shall be applied to the total normal projected area of all elements on one face. The forces shall be assumed to act parallel to the wind direction.

⁸ Values for cylindrical elements are two-thirds of those for flat or angular elements.

Tabla 3.1.2. Tabla 16-H, UBC.

El coeficiente de presión es un factor que depende de la forma de la torre.

Forma = Triangular

Cq = 3.2



3.1.1.3 Cálculo de Presión de Viento Neta q_s

$$V = 140 \text{ Km/h} = 86.96 \text{ millas/h}$$

$$q_s = 0.00256 \cdot V^2$$

$$q_s = 0.00256 \cdot (86.96)^2$$

$$q_s = 19.36 \text{ psf} \times 4.88 = \underline{94.47 \text{ Kg} / \text{m}^2}$$

3.1.1.4 Cálculo del Factor I_w

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR I	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR I_s	WIND IMPORTANCE FACTOR I_w
1 Essential facilities ²	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2 Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group H, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3 Special occupancy structures ³	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group B Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4 Standard occupancy structures ³	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5 Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

¹The limitation of I_s for panel connections in Section 1633.2.4 shall be 1.0 for the entire connection.

²Structural observation requirements are given in Section 1702.

³For anchorage of machinery and equipment required for life-safety systems, the value of I_s shall be taken as 1.5.

Tabla 3.1.3. Tabla 16-K, UBC.

Para torres de telecomunicaciones,

$$I_w = \underline{1}$$



3.1.1.5 Cálculo de Presión de Viento

$$P = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w$$

$$P = 1.42 \times 3.2 \times 94.47 \times 1$$

$$P = \underline{\underline{429.27 \text{ Kg} / \text{m}^2}}$$

3.1.2 Cálculo de Componente sobre Plano Bidimensional

Debido a que el modelo estructural en SAP2000 es bidimensional, se obtendrá la componente más crítica actuando lateralmente sobre una de las caras.

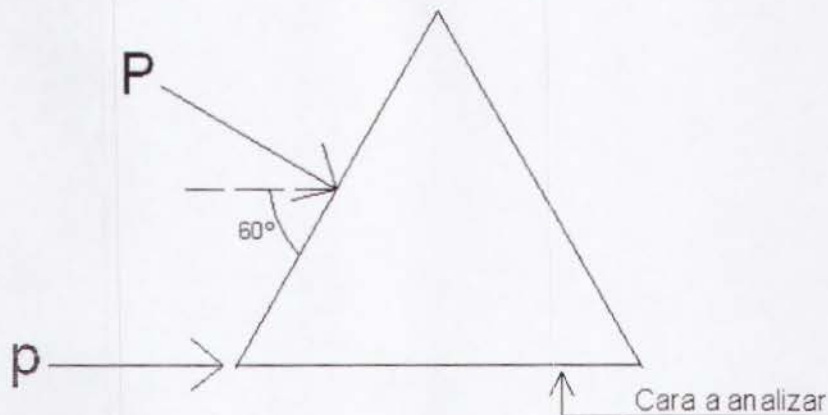


Figura 3.1.4. Planta de torre triangular.

Como se puede observar en la figura 3.1.4, la componente "p" actuará sobre el plano bidimensional crítico, el cual se modelará.

Por trigonometría:

$$p = \frac{P}{2 \text{Sen}60} = \frac{429.27}{2(\text{Sen}60)} = \underline{\underline{247.84 \text{ Kg} / \text{m}^2}}$$

3.1.3 Cálculo de Carga Repartida sobre Torre (FVT)

Área por metro de altura = 1m²/m.

Carga repartida c/6m.

Área de influencia = 6m².

Fuerza Repartida = 247.84Kg/m² x 6m² = 1487.04Kg = 1.50 T



3.1.4 Cálculo de Carga sobre Antenas (FVT)

Según los datos recibidos, la torre debe ser diseñada para 6 antenas celulares de 50 Kg cada una y 4 antenas de 3m de diámetro de 450 Kg cada una.

$$A = 4 \times \left[\frac{\pi \times 3^2}{4} \right] = 28.27m^2$$

$$\text{Carga sobre Antenas} = 247.84\text{Kg/m}^2 \times 28.27m^2 = 7006.44\text{Kg} = \underline{7.00 T}$$

3.1.5 Cálculo de Carga Muerta2 (WD2)

$$\text{Peso antenas1} = 6 \text{ antenas} \times 50 \text{ Kg} = 300 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso antenas2} = 4 \text{ antenas} \times 450 \text{ Kg} = 1800 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso escalera} = 130\text{Kg/m} \times 60\text{m} = 7800 \text{ Kg}$$

$$\text{Total DEAD2} = 9900 \text{ Kg} = 9.90 T / 3 = \underline{3.30 T}$$

3.1.6 Cálculo de Carga Viva (WL)

Se asume 3 personas de 100 Kg cada una.

$$\text{Total LIVE} = 300 \text{ Kg} = 0.30 T / 3 = \underline{0.10 T}$$

3.1.7 Evaluación de los Planos de la Torre (Ver Anexo 1, pág. 133)

Según los planos de la torre analizada, las secciones encontradas son las siguientes:

3.1.7.1 Diagonales

L100x100x10mm

L100x100x8mm

L100x100x6mm

L80x80x8mm

L80x80x6mm

L75x75x6mm

L60x60x6mm

3.1.7.2 Montantes

T Φ 400 e=8 mm

T Φ 350 e=8 mm

T Φ 300 e=6 mm

T Φ 250 e=6 mm



3.1.8 Modelo Estructural en SAP2000

Se efectuó un modelo bidimensional en el software de elementos finitos SAP2000.

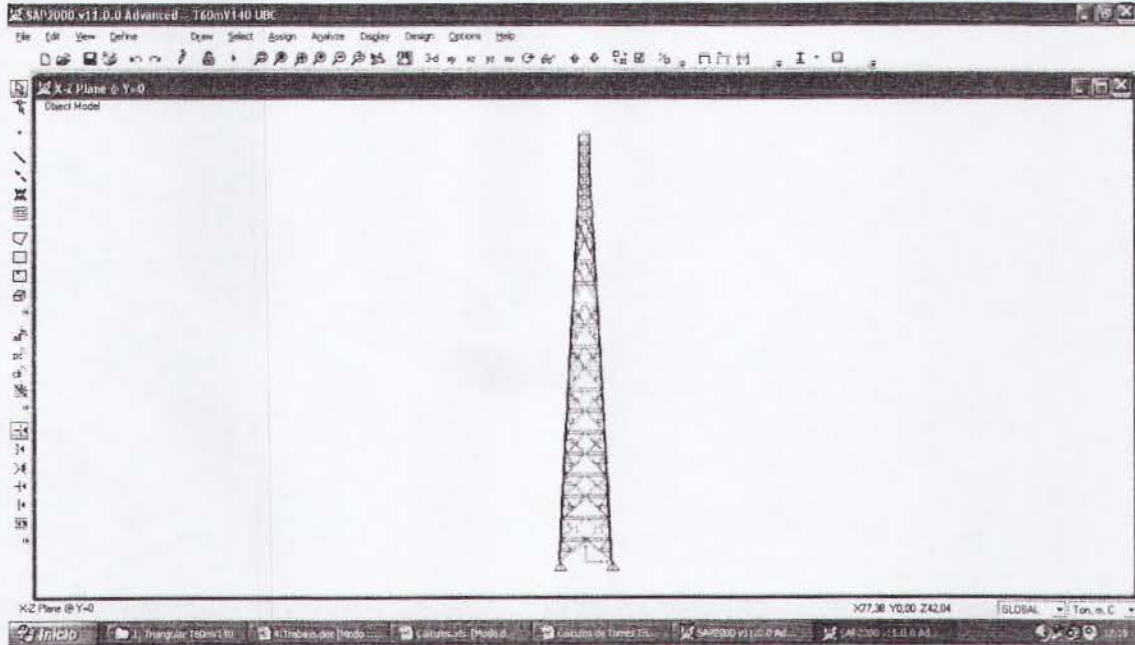


Figura 3.1.5. Vista del modelo estructural.

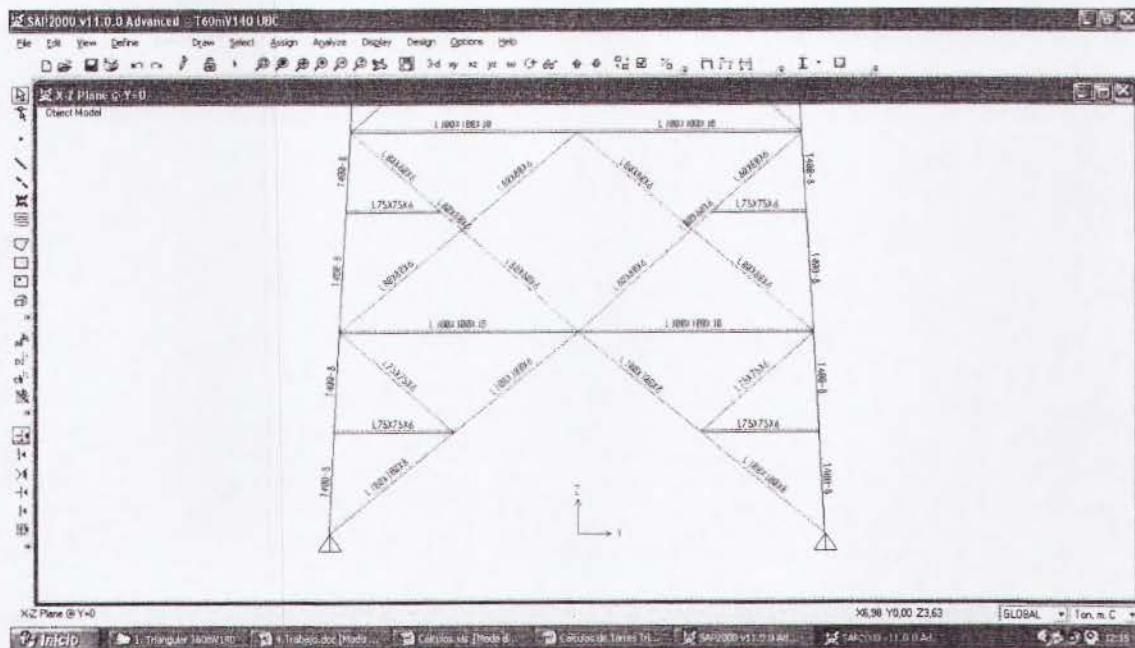


Figura 3.1.6. Asignación de secciones al modelo.

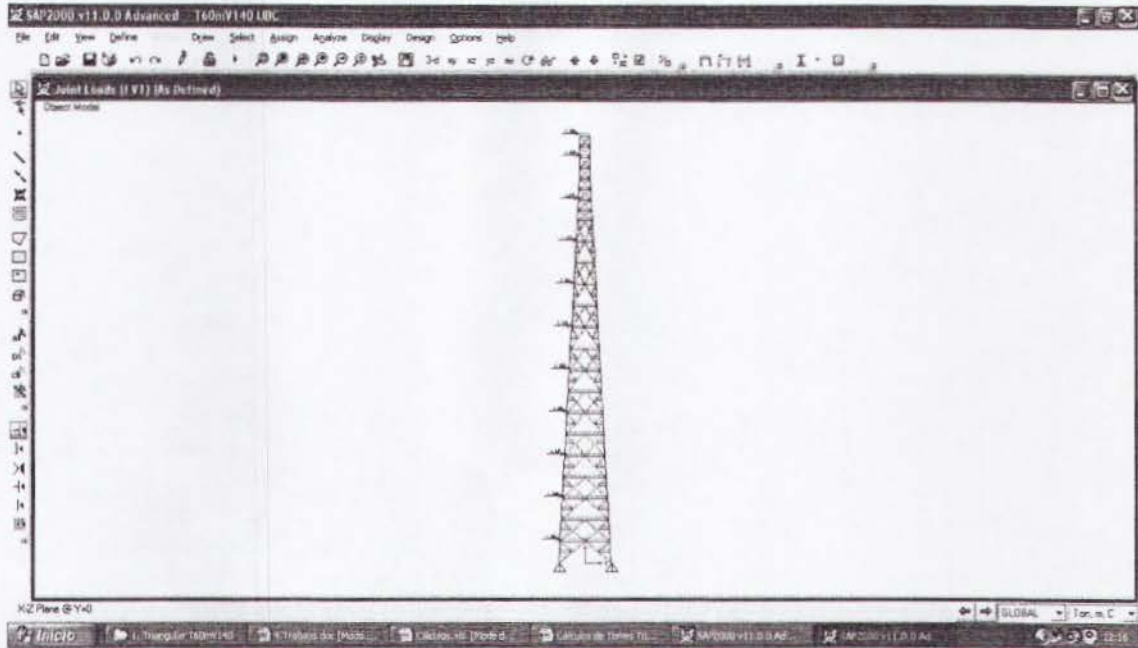


Figura 3.1.7. Colocación de cargas de viento.

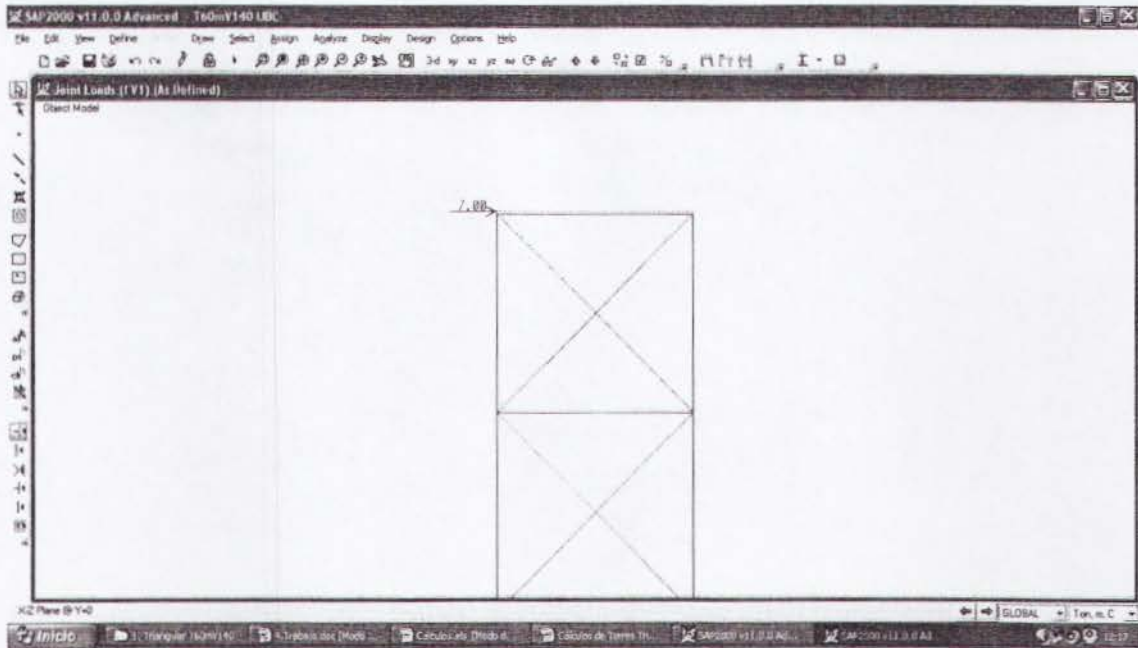


Figura 3.1.8. Carga de viento sobre antenas.

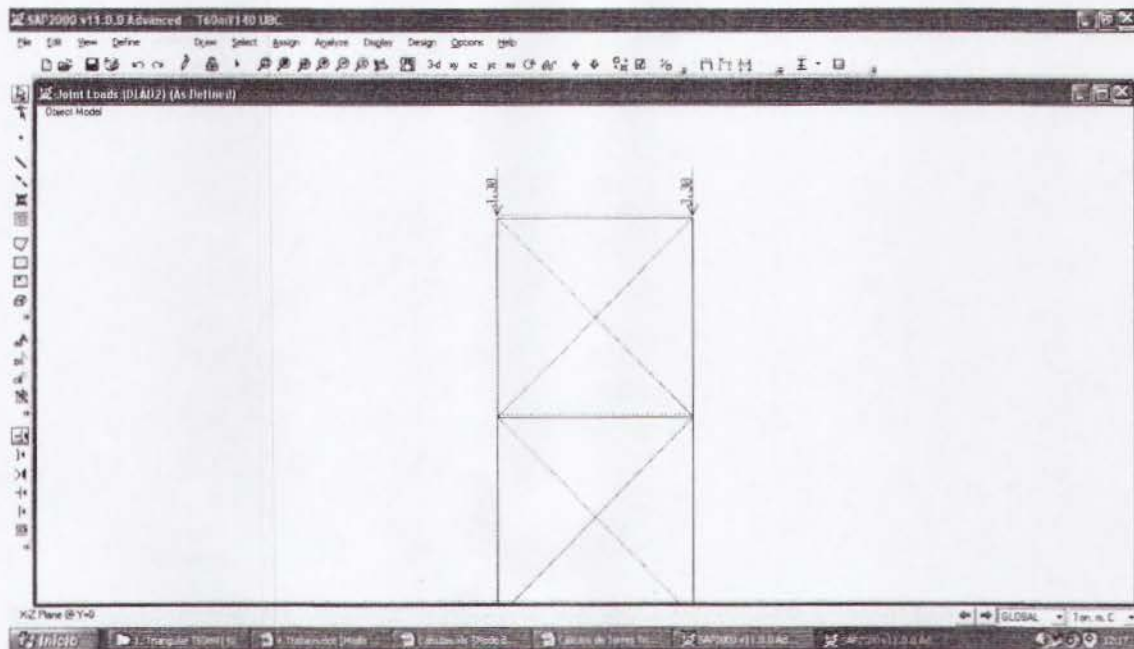


Figura 3.1.9. Colocación de carga muerta2 (WD2).

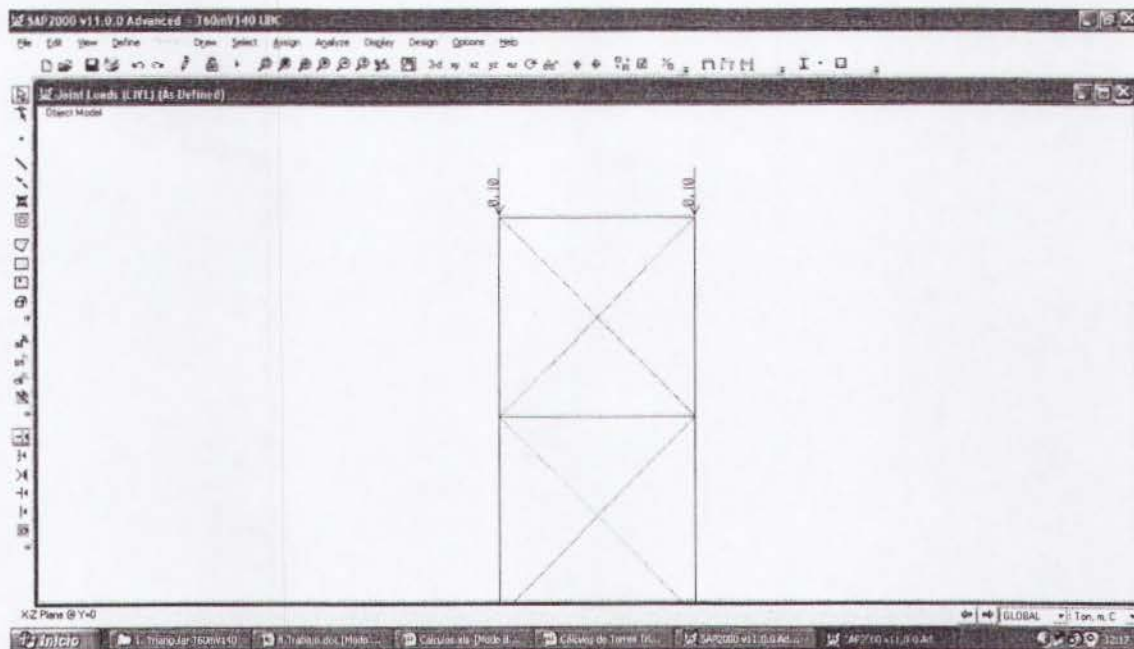


Figura 3.1.10. Colocación de carga viva (WL).

3.1.9 Revisión de Desplazamiento Máximo de Torre

Se revisará que el desplazamiento admisible sea mayor al desplazamiento actuante. Para el desplazamiento admisible se recomienda utilizar el 2% de la altura de la torre para la obtención de su valor.

Altura	Desplazamiento actuante	Estado de Carga
60 m	X = 0.3742 m	FVT

El desplazamiento actuante: 0.3742m en 60 m de altura.

El desplazamiento admisible: $h \cdot 0.02 = 60 \cdot 0.02 = 1.2$ m.

El desplazamiento actuante es menor que el admisible (ok).

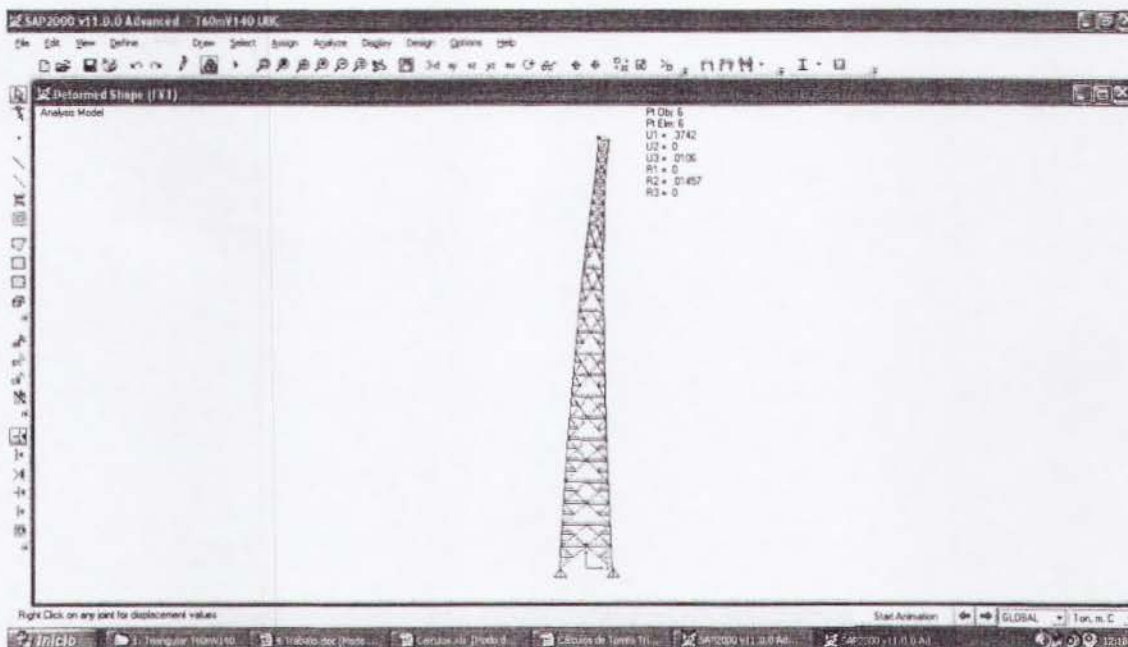


Figura 3.1.11. Desplazamiento lateral de la torre.

3.1.10 Revisión Estructural de Montantes Críticos de Torre

Se revisará el diseño de los montantes de sección tubular para los estados límite de flexión, pandeo flexionante y flexo-compresión como lo indica el AISC-05.



3.1.10.1 Montante T $\Phi 400$ e=8 mm

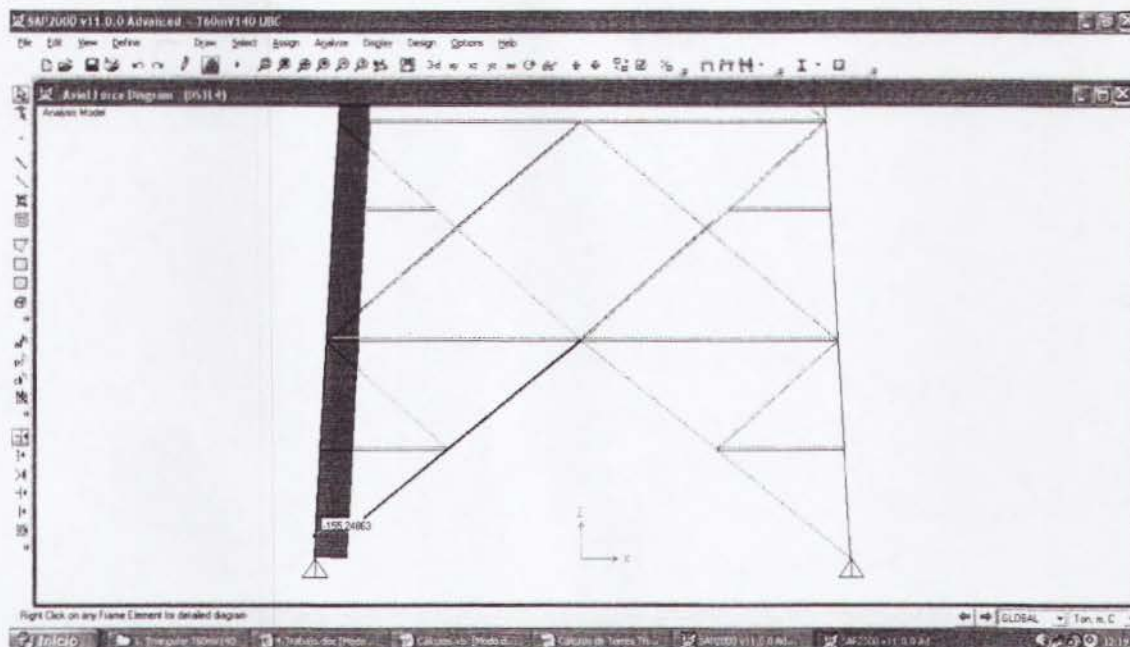


Figura 3.1.12. Diagrama de carga axial primer tramo (Combo 4 – crítico).

$$Pu = 155.27 T$$

$$Mux = Muy = 1.21 T\cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$Mrx = \phi b Mnx = \phi b \cdot Zx \cdot Fy = 0.9 \cdot 1229.48 \cdot 2400 = 2655677 Kg \cdot cm = \underline{26.55T \cdot m}$$

$$Mry = \phi b Mny = \phi b \cdot Zy \cdot Fy = 0.9 \cdot 1229.48 \cdot 2400 = 2655677 Kg \cdot cm = \underline{26.55T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502m$$

$$ry = 0.1386m$$

$$Ag = 98.52cm^2$$

$$An = 83.74cm^2; U = 0.85$$

$$Ae = U \cdot An = 0.85 \cdot 83.74 = 71.18cm^2$$

$$\frac{K \cdot L}{ry} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.1386} = 10.84$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(10.84)^2} = 167985.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E / F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 10.84$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y / F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400 / 167985.26}) 2400 = 2385.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2385.69 \cdot 71.18 = 152832 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 152.83 \text{ T}}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{155.27}{152.83} = 1.02 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{155.27}{152.83} + \frac{8}{9} \left(\frac{1.21}{26.55} + \frac{1.21}{26.55} \right) = 1.10 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.1.10.2 Montante T $\Phi 350$ e=8 mm

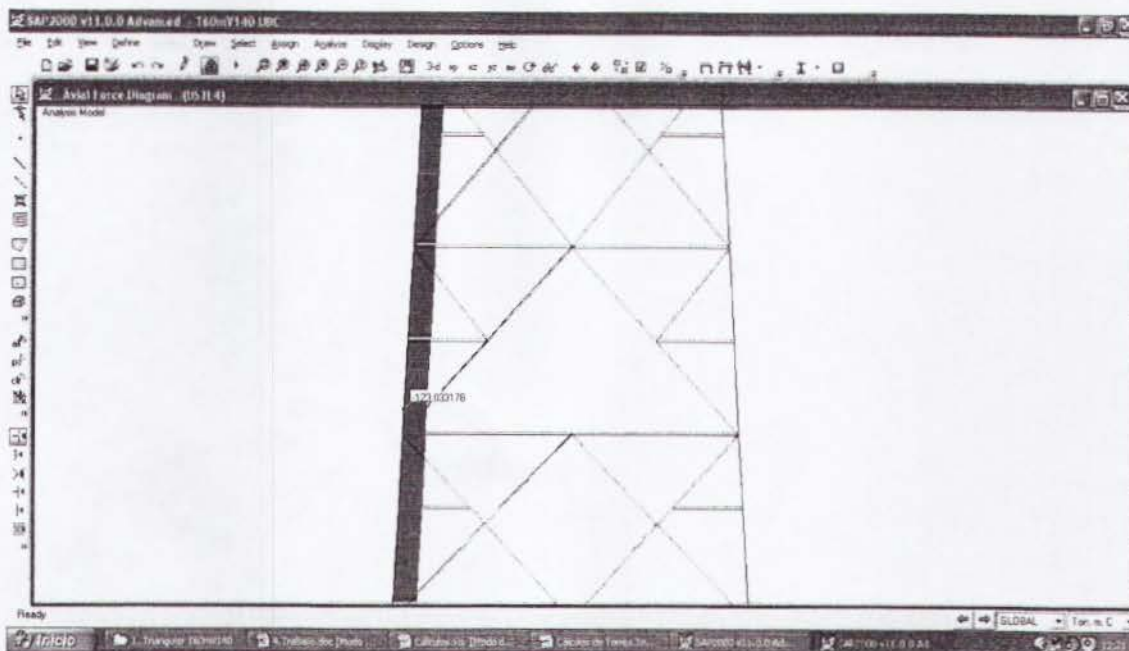


Figura 3.1.13. Diagrama de carga axial segundo tramo (Combo 4 – crítico).

$$Pu = 123.06 T$$

$$Mux = Muy = 1.29 T \cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$Mrx = \phi b Mnx = \phi b \cdot Zx \cdot Fy = 0.9 \cdot 935.88 \cdot 2400 = 2021501 Kg \cdot cm = \underline{20.21 T \cdot m}$$

$$Mry = \phi b Mny = \phi b \cdot Zy \cdot Fy = 0.9 \cdot 935.88 \cdot 2400 = 2021501 Kg \cdot cm = \underline{20.21 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502m$$

$$ry = 0.1209m$$

$$Ag = 85.95cm^2$$

$$An = 73.05cm^2; U = 0.85$$

$$Ae = U \cdot An = 0.85 \cdot 73.05 = 62.09cm^2$$

$$\frac{K \cdot L}{ry} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.1209} = 12.42$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(12.42)^2} = 127963.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 12.42$$

$$Usar \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400/127963.62}) 2400 = 2381.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2381.23 \cdot 62.09 = 133066 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 133.07 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{123.06}{133.07} = 0.92 > 0.2$$

$$Usar \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{123.06}{133.07} + \frac{8}{9} \left(\frac{1.29}{20.21} + \frac{1.29}{20.21} \right) = 1.03 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.1.10.3 Montante T $\Phi 300$ e=6 mm

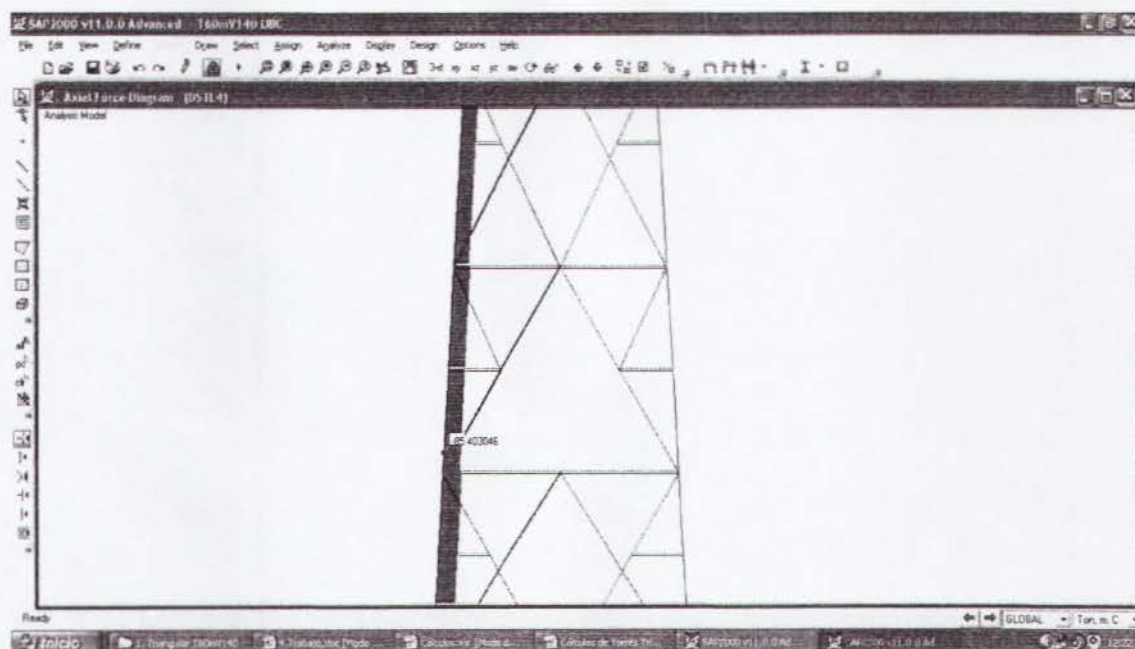


Figura 3.1.14. Diagrama de carga axial tercer tramo (Combo 4 – crítico).

$$Pu = 85.42 T$$

$$Mux = Muy = 1.62 T\cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$Mrx = \phi b Mnx = \phi b \cdot Zx \cdot Fy = 0.9 \cdot 518.69 \cdot 2400 = 1120370 Kg \cdot cm = \underline{11.20T \cdot m}$$

$$Mry = \phi b Mny = \phi b \cdot Zy \cdot Fy = 0.9 \cdot 518.69 \cdot 2400 = 1120370 Kg \cdot cm = \underline{11.20T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502m$$

$$ry = 0.1039m$$

$$Ag = 55.42cm^2$$

$$An = 47.11cm^2; U = 0.85$$

$$Ae = U \cdot An = 0.85 \cdot 47.11 = 40.04cm^2$$

$$\frac{K \cdot L}{ry} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.1039} = 14.45$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(14.45)^2} = 94535.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 14.45$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400/94535.30}) 2400 = 2374.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2374.63 \cdot 40.04 = 85572 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 85.57 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{85.42}{85.57} = 0.99 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{85.42}{85.57} + \frac{8}{9} \left(\frac{1.62}{11.20} + \frac{1.62}{11.20} \right) = 1.24 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.1.10.4 Montante T $\Phi 250$ e=6 mm

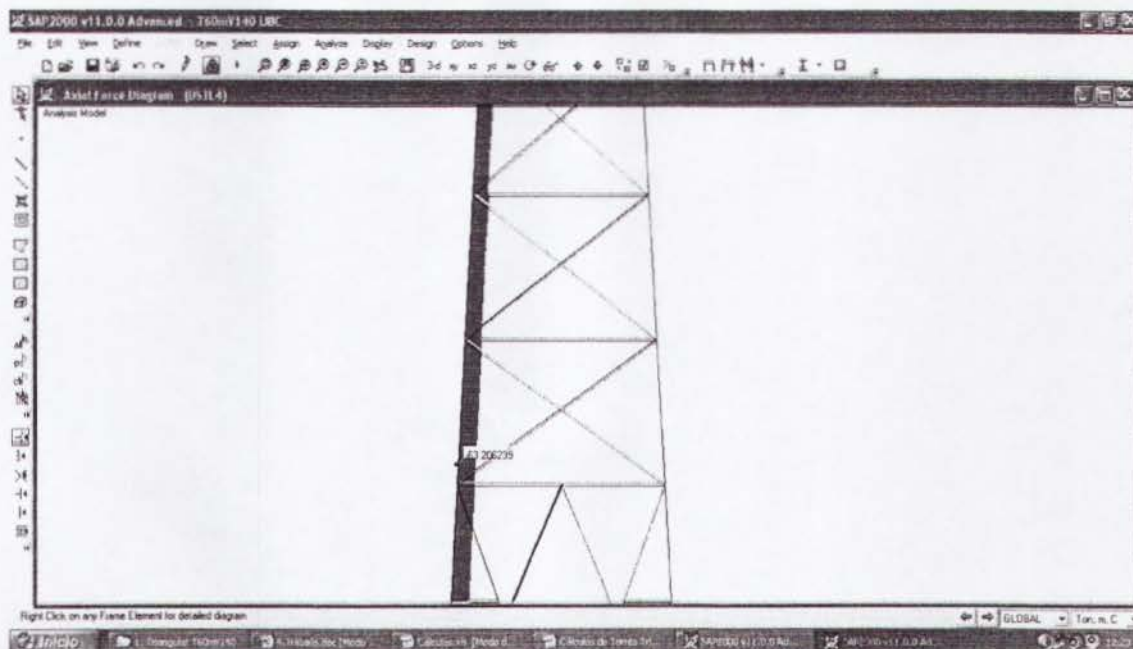


Figura 3.1.15. Diagrama de carga axial cuarto tramo (Combo 4 – crítico).

$$Pu = 63.21 T$$

$$Mux = Muy = 0.51 T \cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$Mrx = \phi b Mnx = \phi b \cdot Zx \cdot Fy = 0.9 \cdot 357.28 \cdot 2400 = 771725 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{7.71 T \cdot m}$$

$$Mry = \phi b Mny = \phi b \cdot Zy \cdot Fy = 0.9 \cdot 357.28 \cdot 2400 = 771725 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{7.71 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502 m$$

$$ry = 0.0862 m$$

$$Ag = 45.99 \text{ cm}^2$$

$$An = 39.09 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$Ae = U \cdot An = 0.85 \cdot 39.09 = 33.22 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{ry} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.0862} = 17.42$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(17.42)^2} = 65047.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 17.42$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400/65047.92}) 2400 = 2363.22 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2363.22 \cdot 33.22 = 70656 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 70.66 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{63.21}{70.66} = 0.89 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{63.21}{70.66} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.51}{7.71} + \frac{0.51}{7.71} \right) = 1.01 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.1.11 Revisión de la Estabilidad al Volteo de la Cimentación

Se revisará que la cimentación sea estable al volteo. Para esto, se considerará que el Momento Resistente sea por lo menos dos veces mayor al Momento Actuante, lo que se expresa mediante la siguiente relación:

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{M_{\text{res}}}{M_{\text{act}}} \geq 2$$

3.1.11.1 Cálculo de Momento Actuante

Presión de Viento: $P = 429.27 \text{ Kg/m}^2$

Área de Antenas: $A = 28.27 \text{ m}^2$

Carga sobre Antenas: $F_{\text{ant}} = 429.27 \text{ Kg/m}^2 \times 28.27 \text{ m}^2 = 12135.46 \text{ Kg} = 12.14 \text{ T}$

Momento de Antenas: $M_{\text{ant}} = 12.14 \times 60 = 728.40 \text{ T-m}$

Área de Contacto: $1 \text{ m}^2/\text{m} \times 60 \text{ m} = 60 \text{ m}^2$

Carga sobre Torre: $F_{\text{torre}} = 429.27 \text{ Kg/m}^2 \times 60 \text{ m}^2 = 25756.2 \text{ Kg} = 25.76 \text{ T}$

Momento de Torre: $M_{\text{torre}} = 25.76 \times 30 = 772.80 \text{ T-m}$

Momento Total de Volteo = $728.40 + 772.80 = \underline{1501.20 \text{ T-m}}$

3.1.11.2 Cálculo de Momento Resistente

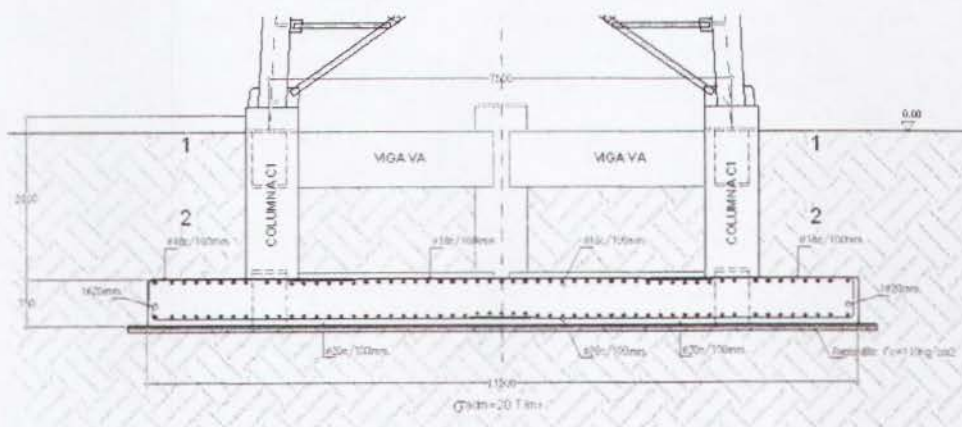


Figura 3.1.16. Perfil de cimentación de torre.

Peso de Torre = 20.50 T

Peso en la Cima = 9.90 T



Peso de Losa de Cimentación = 135.98 T

Peso de Columnas de Cimentación = 13.53 T

Peso de Suelo = 343.40 T

Peso Total = 523.30 T

Brazo = $11.50 / 2 = 5.75\text{m}$

Momento Resistente = $523.30 \times 5.75 = \underline{3008.98 \text{ T-m}}$

3.1.11.3 Cálculo de Factor de Seguridad al Volteo

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{M_{\text{res}}}{M_{\text{act}}} \geq 2$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{3008.98}{1501.20} = 2.01 > 2 \text{ (Ok)}$$

3.1.12 Comparaciones con el EIA

H = 60m = 196.8pies

V = 140Km/h = 86.96 millas/h

La fórmula para calcular la presión de viento según el EIA es:

$$P = q \cdot Cd \cdot Kz \cdot Gh$$

q = Presión de viento neta = 94.47 Kg/m²

Cd = Factor de forma: Para triangulares = 1.20

$$Kz = \text{Factor de exposición: } \left[\frac{h/2}{33} \right]^{2/7} = \left[\frac{196.8/2}{33} \right]^{2/7} = 1.37$$

$$Gh = \text{Factor de ráfaga: } 0.65 + \frac{0.60}{(h/33)^{1/7}} = 0.65 + \frac{0.60}{(196.8/33)^{1/7}} = 1.11$$

$$P = 94.47 \cdot 1.20 \cdot 1.37 \cdot 1.11$$

$$\underline{\underline{P = 172.39 \text{ Kg} / \text{m}^2}}$$



3.1.12.1 Cálculo de Componente sobre Plano Bidimensional

$$p = \frac{P}{2\text{Sen}60} = \frac{172.39}{2(\text{Sen}60)} = \underline{99.53\text{Kg} / \text{m}^2}$$

3.1.12.2 Cálculo de Carga Repartida sobre Torre (FVT)

$$\text{Fuerza Repartida} = 99.53\text{Kg}/\text{m}^2 \times 6\text{m}^2 = 597.18\text{Kg} = \underline{0.60 \text{ T}}$$

3.1.12.3 Cálculo de Carga sobre Antenas (FVT)

$$\text{Carga sobre Antenas} = 99.53\text{Kg}/\text{m}^2 \times 28.27\text{m}^2 = 2813.71\text{Kg} = \underline{2.80 \text{ T}}$$

3.1.12.4 Cálculo de Carga Muerta2 (WD2)

$$\text{Total DEAD2} = 9900 \text{ Kg} = 9.90 \text{ T} / 3 = \underline{3.30 \text{ T}}$$

3.1.12.5 Cálculo de Carga Viva (WL)

$$\text{Total LIVE} = 300 \text{ Kg} = 0.30 \text{ T} / 3 = \underline{0.10 \text{ T}}$$

3.1.12.6 Revisión de Desplazamiento Máximo de Torre

El desplazamiento actuante: 0.1497m en 60 m de altura.

El desplazamiento admisible: $h \cdot 0.02 = 60 \cdot 0.02 = 1.2 \text{ m}$.

El desplazamiento actuante es menor que el admisible (ok).

3.1.12.7 Montante T $\Phi 400$ e=8 mm

$$P_u = 68.05 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.54 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 152.83 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 26.55 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{68.05}{152.83} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.54}{26.55} + \frac{0.54}{26.55} \right) = 0.48 < 1 \text{ (Ok)}$$



3.1.12.8 Montante T $\Phi 350$ e=8 mm

$$P_u = 53.61 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.56 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 133.07 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 20.21 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{53.61}{133.07} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.56}{20.21} + \frac{0.56}{20.21} \right) = 0.45 < 1 \text{ (Ok)}$$

3.1.12.9 Montante T $\Phi 300$ e=6 mm

$$P_u = 37.11 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.70 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 85.57 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 11.20 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{37.11}{85.57} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.70}{11.20} + \frac{0.70}{11.20} \right) = 0.54 < 1 \text{ (Ok)}$$

3.1.12.10 Montante T $\Phi 250$ e=6 mm

$$P_u = 28.10 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.19 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 70.76 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 7.71 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{28.10}{70.76} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.19}{7.71} + \frac{0.19}{7.71} \right) = 0.44 < 1 \text{ (Ok)}$$



3.1.12.11 Revisión de la Estabilidad al Volteo de la Cimentación

Carga sobre Antenas: $F_{ant} = 172.39 \text{ Kg/m}^2 \times 28.27 \text{ m}^2 = 4873.47 \text{ Kg} = 4.87 \text{ T}$

Momento de Antenas: $M_{ant} = 4.87 \times 60 = 292.20 \text{ T-m}$

Carga sobre Torre: $F_{torre} = 172.39 \text{ Kg/m}^2 \times 60 \text{ m}^2 = 10343.4 \text{ Kg} = 10.34 \text{ T}$

Momento de Torre: $M_{torre} = 10.34 \times 30 = 310.20 \text{ T-m}$

Momento Total de Volteo = $292.20 + 310.20 = \underline{602.40 \text{ T-m}}$

Momento Resistente = $\underline{3008.98 \text{ T-m}}$

$$FS_{volteo} = \frac{M_{res}}{M_{act}} = \frac{3008.98}{602.40} = 4.99 > 2 \text{ (Ok)}$$

3.1.12.12 Resumen Comparativo entre el UBC y el EIA H = 60m V = 140Km/h

PARÁMETROS ANALIZADOS		UBC	EIA
Revisión de Cargas de Viento	Presión de Viento	429.27 Kg/m ²	172.39 Kg/m ²
Revisión de Deformaciones	Desplazamiento Máximo	0.3742 m	0.1497 m
Revisión de Elementos Estructurales (Ecuación de Interacción <1)	Montante T400 e=8mm	1.10	0.48
	Montante T350 e=8mm	1.03	0.45
	Montante T300 e=6mm	1.24	0.54
	Montante T250 e=6mm	1.01	0.44
Revisión de la Cimentación	FS al Volteo >2	2.01	4.99



3.2 Torre Triangular H = 100m, V = 180Km/h

3.2.1 Cálculo de Presión de Viento sobre Torre por UBC

La fórmula para calcular la presión de viento según el UBC es:

$$P = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w$$

C_e = Coeficiente de exposición y factor de ráfaga (tabla 16-G).

C_q = Factor de forma (tabla 16-H).

q_s = Presión de viento neta.

I_w = Factor de importancia (tabla 16-K).

3.2.1.1 Cálculo del Factor C_e

TABLE 16-G—COMBINED HEIGHT, EXPOSURE AND GUST FACTOR COEFFICIENT (C_e)¹

HEIGHT ABOVE AVERAGE LEVEL OF ADJACENT TERRAIN (feet)	EXPOSURE		
	EXPOSURE D	EXPOSURE C	EXPOSURE B
15	1.00	1.00	0.62
20	1.05	1.13	0.67
25	1.10	1.20	0.72
30	1.14	1.27	0.76
35	1.17	1.31	0.81
40	1.21	1.34	0.85
50	1.31	1.37	1.00
100	1.62	1.64	1.43
150	1.93	1.67	1.20
200	2.07	1.70	1.33
250	2.19	1.82	1.47
300	2.25	2.05	1.65
400	2.34	2.18	1.80

¹Values for intermediate heights above 15 feet (4.57 m) may be interpolated.

Tabla 3.2.1. Tabla 16-G, UBC.

Para Ecuador se utiliza la Exposición B, debido a que no se registran altos vientos como en otros países, donde si se utilizan las Exposiciones C y D.

H = 100m = 328pies

Interpolando, $C_e = 1.657 = \underline{1.66}$



3.2.1.2 Cálculo del Factor Cq

TABLE 16-H—PRESSURE COEFFICIENTS (C_p)

STRUCTURE OR PART THEREOF	DESCRIPTION	C_p FACTOR
1. Primary frames and systems	Method 1 (Normal force method) Walls Windward wall Leeward wall Roofs ¹ Wind perpendicular to ridge Leeward roof or flat roof Windward roof less than 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to less than 9:12 (75%) Slope 9:12 (75%) to 12:12 (100%) Slope = 12:12 (100%) Wind parallel to ridge and flat roofs	0.8 inward 0.8 outward 0.7 outward 0.7 outward 0.9 outward or 0.7 inward 0.4 inward 0.7 outward
	Method 2 (Projected area method) On vertical projected area Structures 40 feet (12 192 mm) or less in height Structures over 40 feet (12 192 mm) in height On horizontal projected area ²	1.3 horizontal any direction 1.4 horizontal any direction 0.7 upward
2. Elements and components not in areas of discontinuity ³	Wall elements All structures Enclosed and unenclosed structures Partially enclosed structures Parapets walls	1.2 inward 1.2 outward 1.8 outward 1.3 inward or outward
	Roof elements ⁴ Enclosed and unenclosed structures Slope = 2:12 (16.7%) Slope = 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%)	1.3 outward 1.3 outward or inward
	Partially enclosed structures Slope = 2:12 (16.7%) Slope = 7:12 (58.3%) to 7:12 (58.3%) Slope = 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%)	1.7 outward 1.6 outward or 0.8 inward 1.7 outward or inward
3. Elements and components in areas of discontinuity ^{3,5,6}	Wall corners ⁷	1.5 outward or 1.2 inward
	Roof eaves, rakes or ridges without overhangs ⁸ Slope = 2:12 (16.7%) Slope = 7:12 (58.3%) to 7:12 (58.3%) Slope = 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%) For slopes less than 2:12 (16.7%) Overhangs at roof eaves, rakes or ridges, and cantileers	2.3 upward 2.6 outward 3.8 outward (0.5 added to values above)
4. Chimneys, tanks and solid towers	Square or rectangular Hexagonal or octagonal Round or elliptical	1.4 any direction 1.4 any direction 0.8 any direction
5. Open frame towers ⁹	Square and rectangular Diagonal Normal Triangular	4.0 3.2
6. Tower accessories (such as ladders, conduits, lights and elevators)	Cylindrical members 2 inches (51 mm) or less in diameter Over 2 inches (51 mm) in diameter Flat or angular members	1.0 0.8 1.1

¹ Signs, flagpoles, lightpoles, minor structures⁹

² For one story or the top story of partially enclosed structures, an additional value of 0.5 shall be added to the outward C_p . The most critical combination shall be used for design. For definition of partially enclosed structures, see Section 1616.

³ Areas listed are for 10 square feet (0.93 m²) tributary area. For tributary areas of 100 square feet (9.29 m²), the value of 0.7 may be subtracted from C_p , except for peak at discontinuities with slopes less than 7 units vertical in 12 units horizontal (58.3% slope) where the value of 0.8 may be subtracted from C_p . Interpolation may be used for tributary areas between 10 and 100 square feet (0.93 m² and 9.29 m²). For tributary areas greater than 1,000 square feet (92.9 m²), use primary frame values.

⁴ For slopes greater than 12 units vertical in 12 units horizontal (100% slope), use wall element values.

⁵ Wind protrudes shall apply over a distance from the discontinuity of 10 feet (3048 mm) or 0.1 times the least width of the structure, whichever is smaller.

⁶ Discontinuities at wall corners or roof ridges are defined as discontinuities breaks in the surface where the included interior angle measures 170 degrees or less.

⁷ Wind is to be applied on either side of discontinuity but not simultaneously on both sides.

⁸ Wind pressures shall be applied to the total normal projected area of all elements on one face. The forces shall be assumed to act parallel to the wind direction.

⁹ Values for cylindrical elements are two thirds of those for flat or angular elements.

Tabla 3.2.2. Tabla 16-H, UBC.

El coeficiente de presión es un factor que depende de la forma de la torre.

Forma = Triangular

$C_q = 3.2$



3.2.1.3 Cálculo de Presión de Viento Neta q_s

$$V = 180\text{Km/h} = 111.80\text{millas/h}$$

$$q_s = 0.00256 \cdot V^2$$

$$q_s = 0.00256 \cdot (111.80)^2$$

$$q_s = 31.99\text{psf} \times 4.88 = \underline{156.15\text{Kg} / \text{m}^2}$$

3.2.1.4 Cálculo del Factor I_w

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR I_e	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR I_p	WIND IMPORTANCE FACTOR I_w
1 Essential facilities ²	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness vehicles Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2 Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group H, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3 Special occupancy structures ²	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group B Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 90 or more resident incapacitated persons, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00 ³	1.00	1.00
4 Standard occupancy structures ³	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5 Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

¹The limitation of I_e for panel connections in Section 16.13.2.4 shall be 1.0 for the entire connection.

²Structural observation requirements are given in Section 17.02.

³For anchorage of machinery and equipment required for life-safety systems, the value of I_e shall be taken as 1.5.

Figura 3.2.3. Tabla 16-K, UBC.

Para torres de telecomunicaciones,

$$I_w = \underline{1}$$



3.2.1.5 Cálculo de Presión de Viento

$$P = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w$$

$$P = 1.66 \times 3.2 \times 156.15 \times 1$$

$$\underline{\underline{P = 829.47 \text{ Kg} / \text{m}^2}}$$

3.2.2 Cálculo de Componente sobre Plano Bidimensional

Debido a que el modelo estructural en SAP2000 es bidimensional, se obtendrá la componente más crítica actuando lateralmente sobre una de las caras.

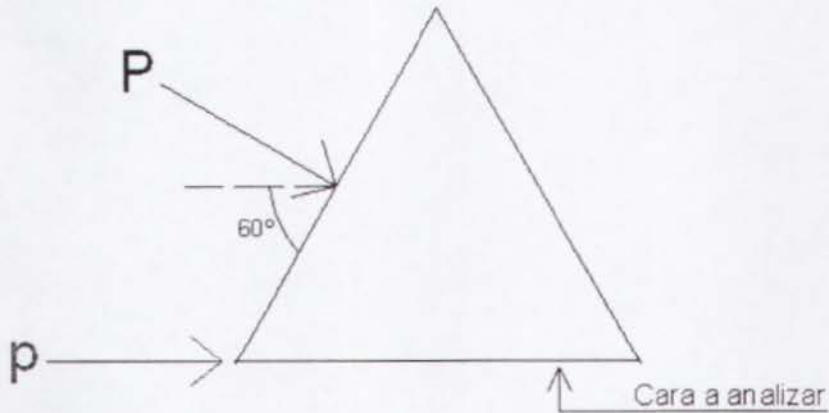


Figura 3.2.4. Planta de torre triangular.

Como se puede observar en la figura 3.2.4, la componente “p” actuará sobre el plano bidimensional crítico, el cual se modelará.

Por trigonometría:

$$p = \frac{P}{2 \text{Sen}60} = \frac{829.47}{2(\text{Sen}60)} = \underline{\underline{478.89 \text{ Kg} / \text{m}^2}}$$

3.2.3 Cálculo de Carga Repartida sobre Torre (FVT)

Área por metro de altura = 1m²/m.

Carga repartida c/6m.

Área de influencia = 6m².

Fuerza Repartida = 478.89Kg/m² x 6m² = 2873.34Kg = 2.90 T



3.2.4 Cálculo de Carga sobre Antenas (FVT)

Según los datos recibidos, la torre debe ser diseñada para 6 antenas celulares de 50 Kg cada una y 4 antenas de 3m de diámetro de 450 Kg cada una.

$$A = 4 \times \left[\frac{\pi \times 3^2}{4} \right] = 28.27 m^2$$

$$\text{Carga sobre Antenas} = 478.89 \text{Kg/m}^2 \times 28.27 m^2 = 13538.22 \text{Kg} = \underline{13.50 \text{ T}}$$

3.2.5 Cálculo de Carga Muerta2 (WD2)

$$\text{Peso antenas1} = 6 \text{ antenas} \times 50 \text{ Kg} = 300 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso antenas2} = 4 \text{ antenas} \times 450 \text{ Kg} = 1800 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso escalera} = 130 \text{Kg/m} \times 100 \text{m} = 13000 \text{ Kg}$$

$$\text{Total DEAD2} = 15100 \text{ Kg} = 15.10 \text{ T} / 3 = \underline{5.03 \text{ T}}$$

3.2.6 Cálculo de Carga Viva (WL)

Se asume 3 personas de 100 Kg cada una.

$$\text{Total LIVE} = 300 \text{ Kg} = 0.30 \text{ T} / 3 = \underline{0.10 \text{ T}}$$

3.2.7 Evaluación de los Planos de la Torre (Ver Anexo 2, pág. 134)

Según los planos de la torre analizada, las secciones encontradas son las siguientes:

3.2.7.1 Diagonales

L150x150x12mm	L100x100x8mm
L150x150x8mm	L80x80x8mm
L125x125x10mm	L75x75x6mm
L100x100x12mm	L60x60x6mm

3.2.7.2 Montantes

T Φ 500 e=18 mm
T Φ 450 e=15 mm
T Φ 450 e=12 mm
T Φ 450 e=10 mm
T Φ 400 e=8 mm
T Φ 350 e=8 mm



3.2.8 Modelo Estructural en SAP2000

Se efectuó un modelo bidimensional en el software de elementos finitos SAP2000.

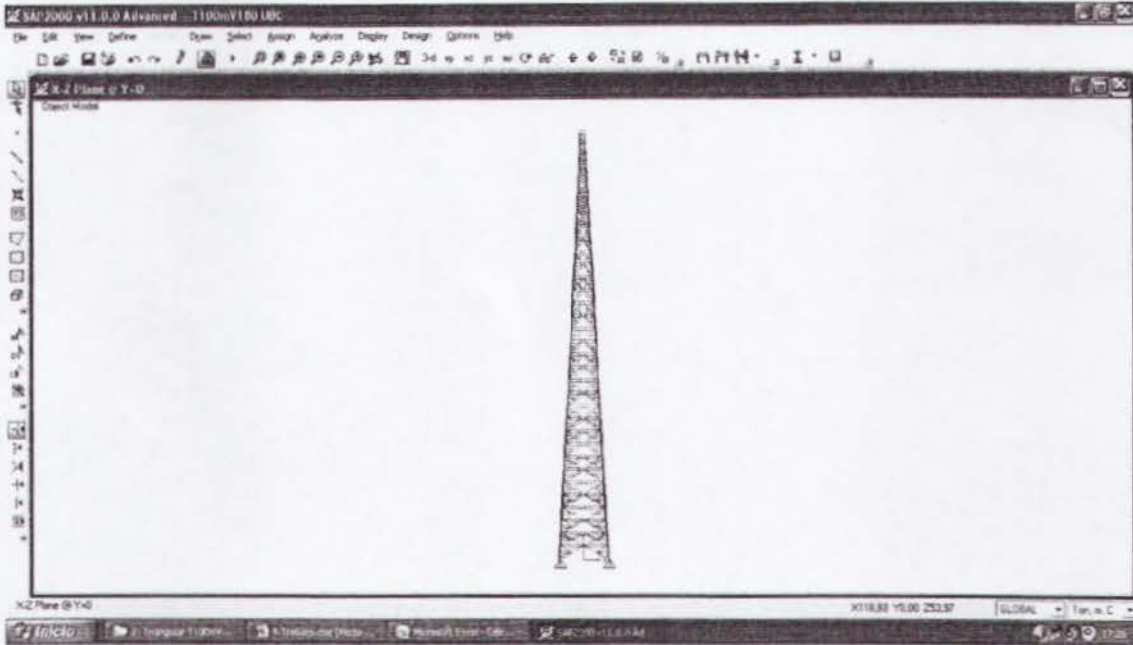


Figura 3.2.5. Vista del modelo estructural.

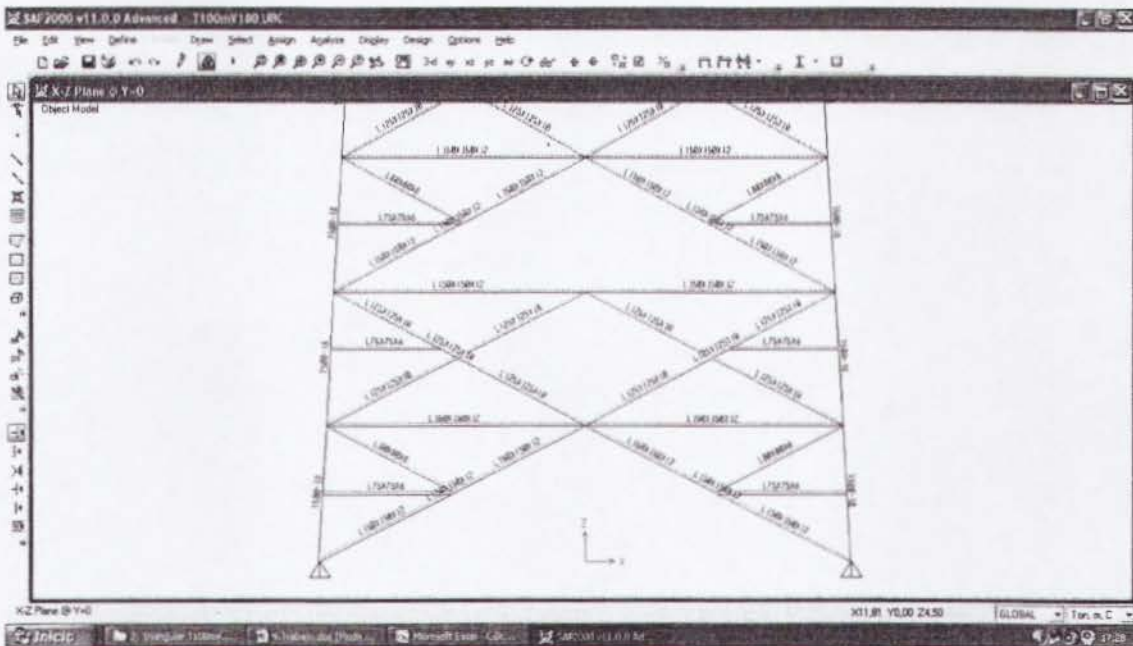


Figura 3.2.6. Asignación de secciones al modelo.

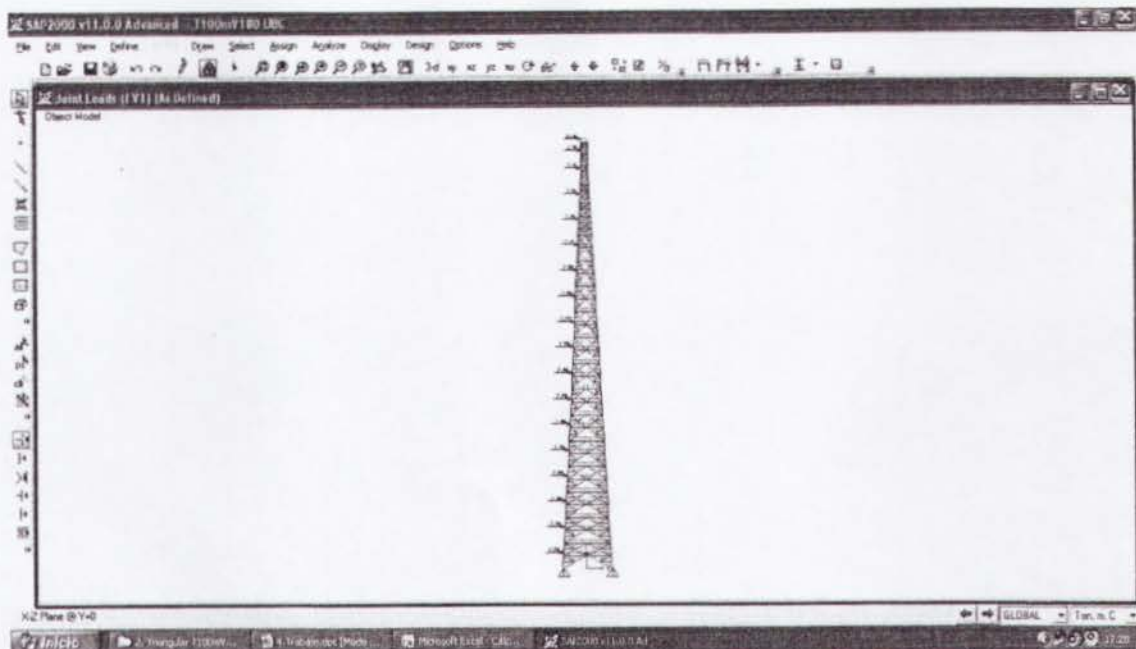


Figura 3.2.7. Colocación de cargas de viento.

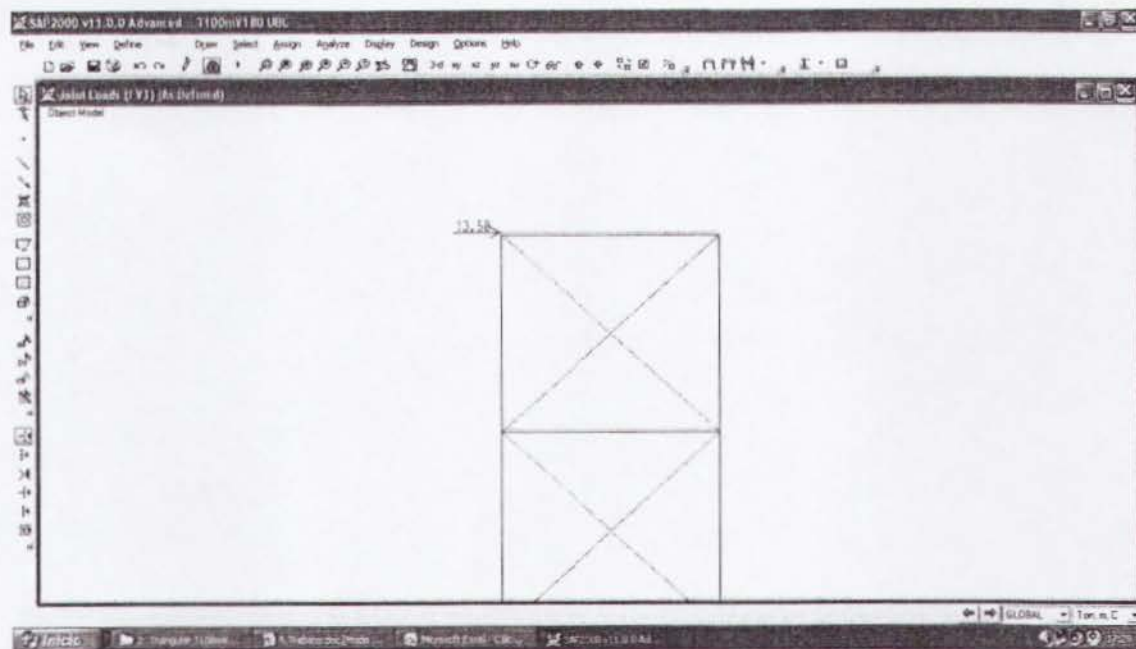


Figura 3.2.8. Carga de viento sobre antenas.

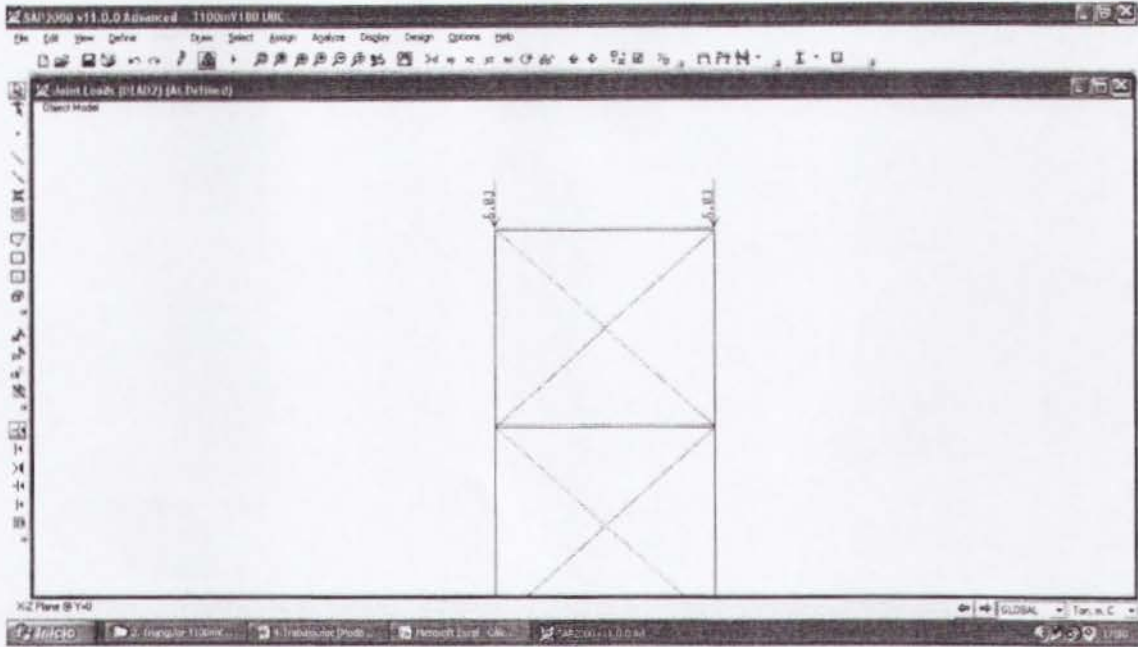


Figura 3.2.9. Colocación de carga muerta2 (WD2).

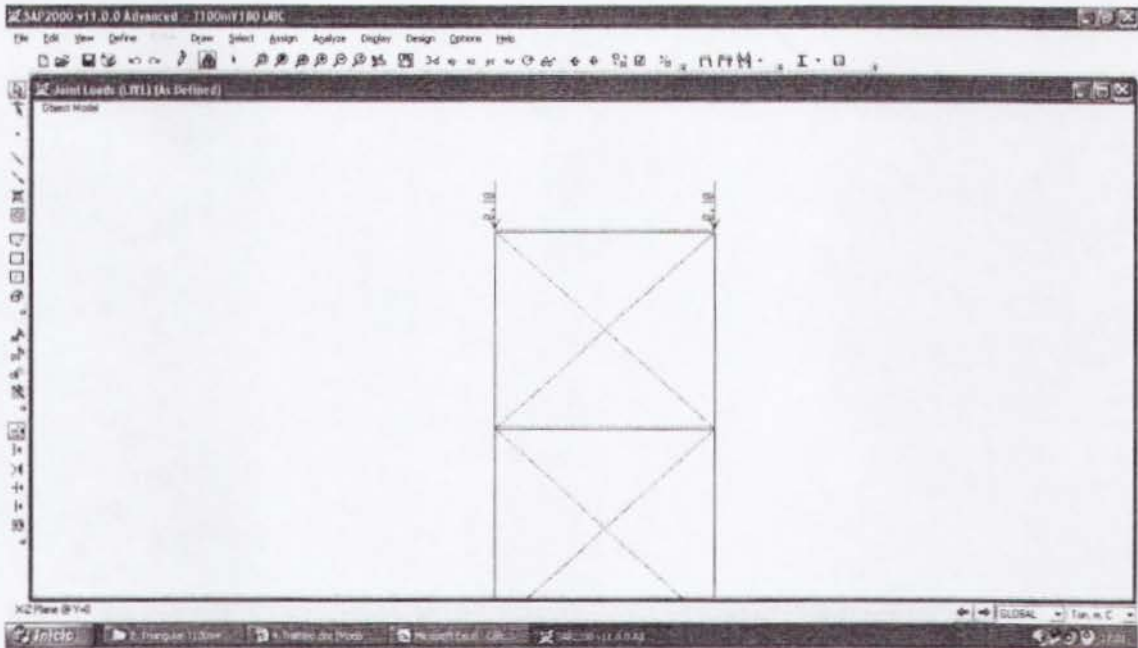


Figura 3.2.10. Colocación de carga viva (WL).



3.2.9 Revisión de Desplazamiento Máximo de Torre

Se revisará que el desplazamiento admisible sea mayor al desplazamiento actuante. Para el desplazamiento admisible se recomienda utilizar el 2% de la altura de la torre para la obtención de su valor.

Altura	Desplazamiento actuante	Estado de Carga
100 m	$X = 0.7466 \text{ m}$	FVT

El desplazamiento actuante: 0.7466m en 100 m de altura.

El desplazamiento admisible: $h \cdot 0.02 = 100 \cdot 0.02 = 2 \text{ m}$.

El desplazamiento actuante es menor que el admisible (ok).

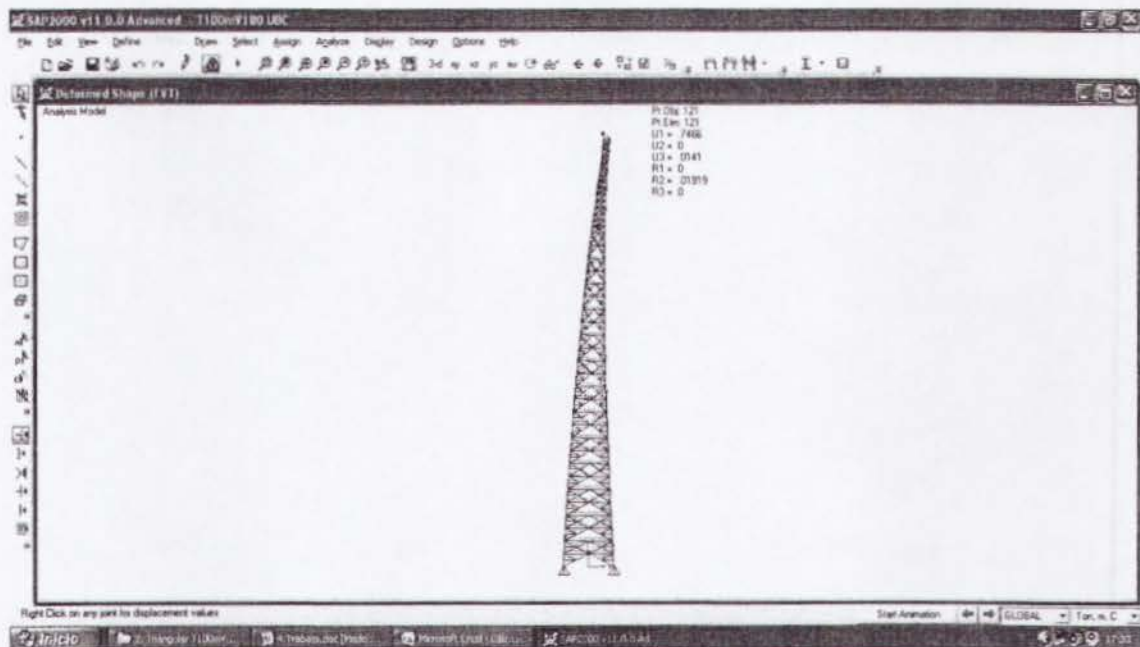


Figura 3.2.11. Desplazamiento lateral de la torre.

3.2.10 Revisión Estructural de Montantes Críticos de Torre

Se revisará el diseño de los montantes de sección tubular para los estados límite de flexión, pandeo flexionante y flexo-compresión como lo indica el AISC-05.



3.2.10.1 Montante T $\Phi 500$ e=18 mm

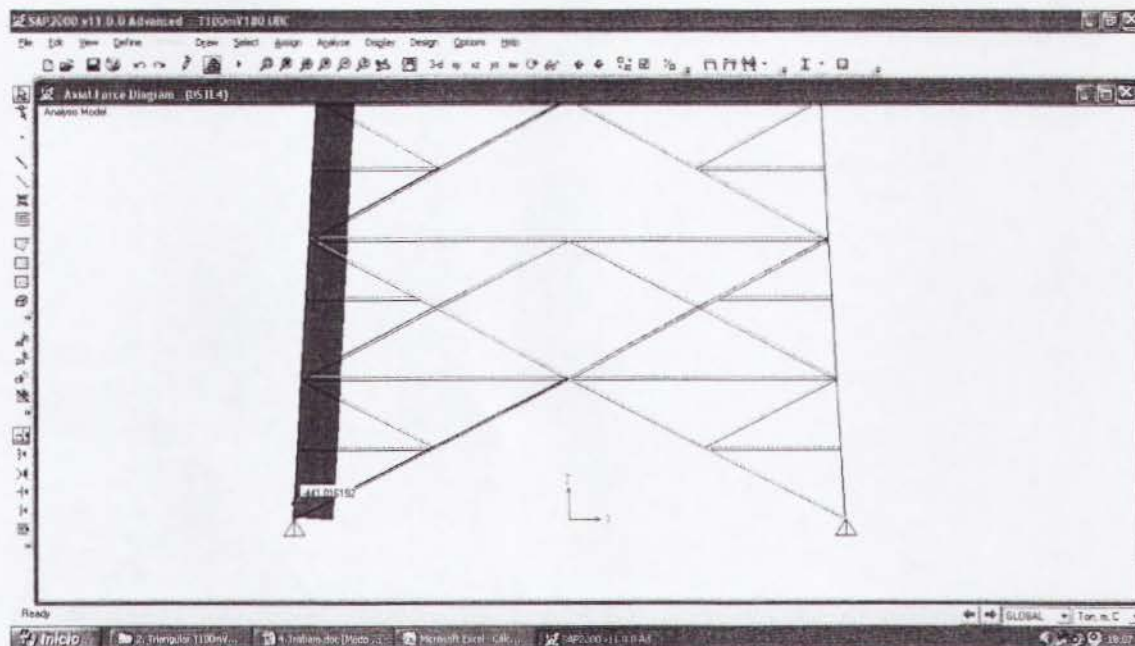


Figura 3.2.12. Diagrama de carga axial primer tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 441.09 T$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.69 T \cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 4183.77 \cdot 2400 = 9036943 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{90.36 T \cdot m}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 4183.77 \cdot 2400 = 9036943 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{90.36 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502 m$$

$$r_y = 0.1705 m$$

$$A_g = 272.56 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 231.67 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 231.67 = 196.91 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.1705} = 8.81$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(8.81)^2} = 254318.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 8.81$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400/25431.48}) 2400 = 2307.04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2307.04 \cdot 196.91 = 408851.3 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 408.85 \text{ T}}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{441.09}{408.85} = 1.07 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{441.09}{408.85} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.69}{90.36} + \frac{0.69}{90.36} \right) = 1.09 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.2.10.2 Montante T $\Phi 450$ e=15 mm

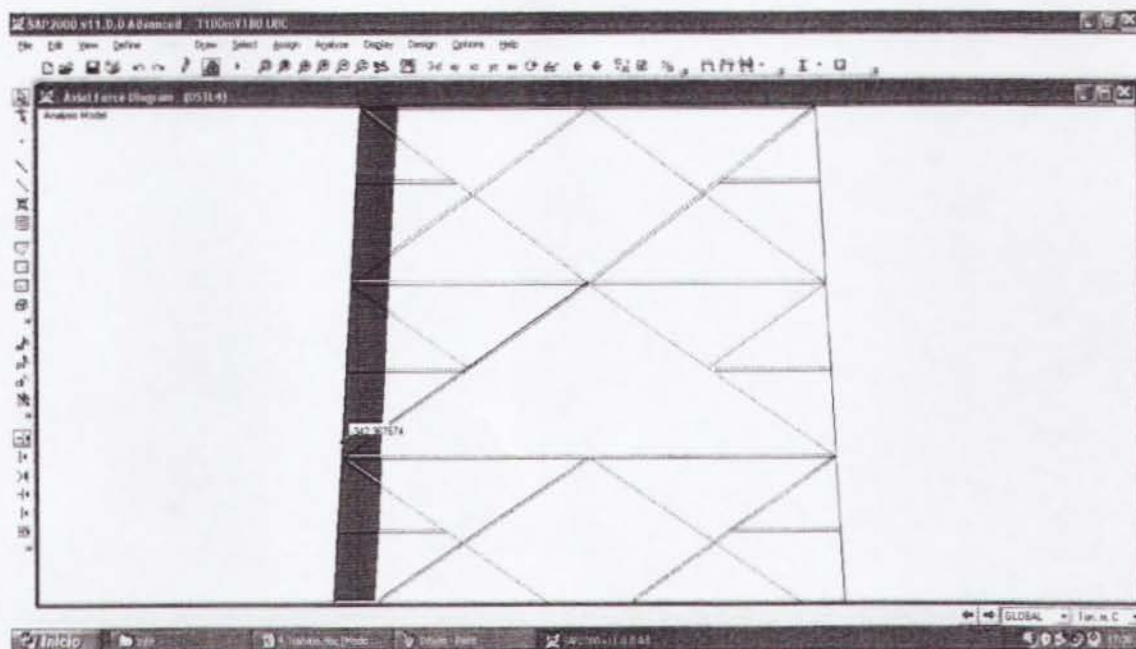


Figura 3.2.13. Diagrama de carga axial segundo tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 342.41 T$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 3.13 T\cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 2839.5 \cdot 2400 = 6133320 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{61.33 T \cdot m}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 2839.5 \cdot 2400 = 6133320 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{61.33 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502 m$$

$$r_y = 0.1538 m$$

$$A_g = 204.98 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 174.23 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 174.23 = 148.09 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.1538} = 9.76$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(9.76)^2} = 207219.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 9.76$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400/207219.25}) 2400 = 2388.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2388.39 \cdot 148.09 = 318327 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 318.32 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{342.41}{318.32} = 1.07 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{342.41}{318.32} + \frac{8}{9} \left(\frac{3.13}{61.33} + \frac{3.13}{61.33} \right) = 1.16 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.2.10.3 Montante T $\Phi 450$ e=12 mm

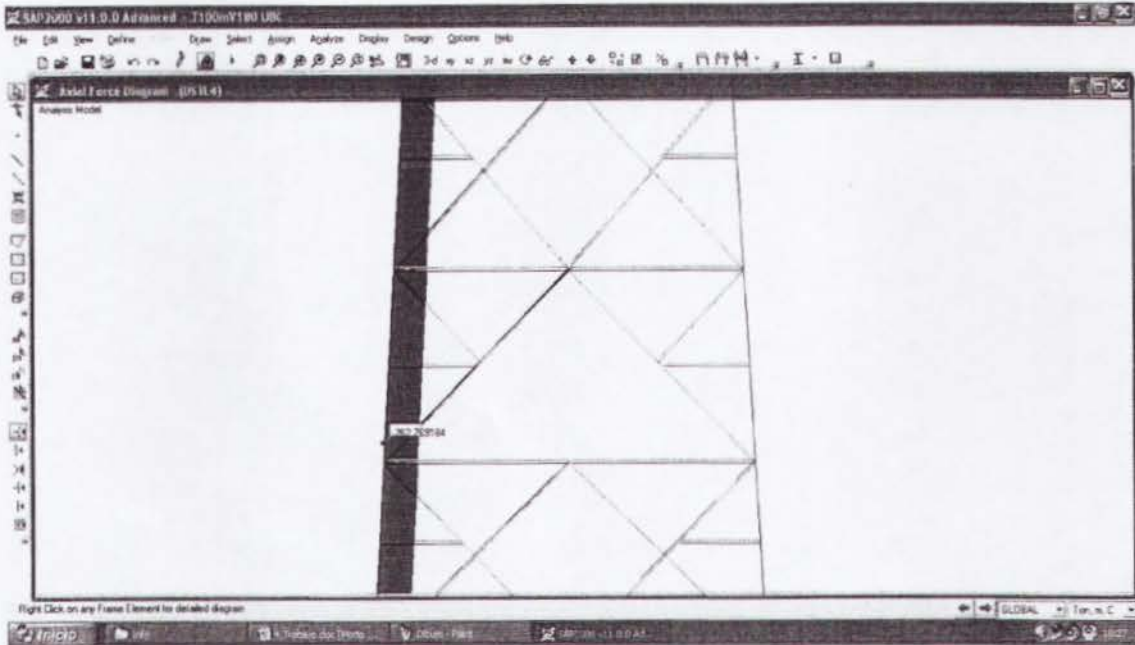


Figura 3.2.14. Diagrama de carga axial tercer tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 262.81 T$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 2.98 T \cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 2302.70 \cdot 2400 = 4973832 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{49.73 T \cdot m}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 2302.70 \cdot 2400 = 4973832 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{49.73 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502 m$$

$$r_y = 0.1549 m$$

$$A_g = 165.12 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 140.35 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 140.35 = 119.3 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.1549} = 9.7$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(9.7)^2} = 209790.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 9.7$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400/209790.72}) 2400 = 2388.53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2388.53 \cdot 119.3 = 256456 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 256.45 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{262.81}{256.45} = 1.02 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{262.81}{256.45} + \frac{8}{9} \left(\frac{2.98}{49.73} + \frac{2.98}{49.73} \right) = 1.13 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.2.10.4 Montante T $\Phi 450$ e=10 mm

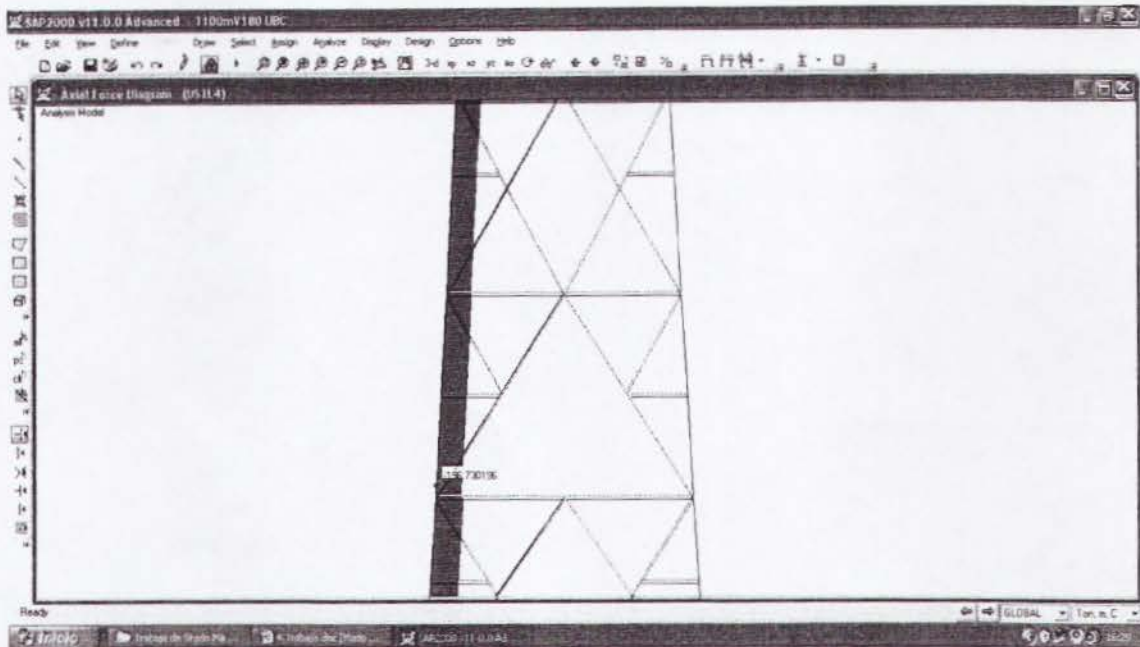


Figura 3.2.15. Diagrama de carga axial cuarto tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 196.75 \text{ T}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 2.60 \text{ T}\cdot\text{m}$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 1936.33 \cdot 2400 = 4182473 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{41.82 \text{ T} \cdot \text{m}}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 1936.33 \cdot 2400 = 4182473 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{41.82 \text{ T} \cdot \text{m}}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502 \text{ m}$$

$$r_y = 0.1556 \text{ m}$$

$$A_g = 138.23 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 117.5 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 117.5 = 99.88 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.1556} = 9.65$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(9.65)^2} = 211970.34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E / F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 9.65$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y / F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400 / 211970.34}) 2400 = 2388.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2388.65 \cdot 99.88 = 214720.52 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 214.72 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{196.75}{214.72} = 0.91 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{196.75}{214.72} + \frac{8}{9} \left(\frac{2.60}{41.82} + \frac{2.60}{41.82} \right) = 1.03 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.2.10.5 Montante T $\Phi 400$ e=8 mm

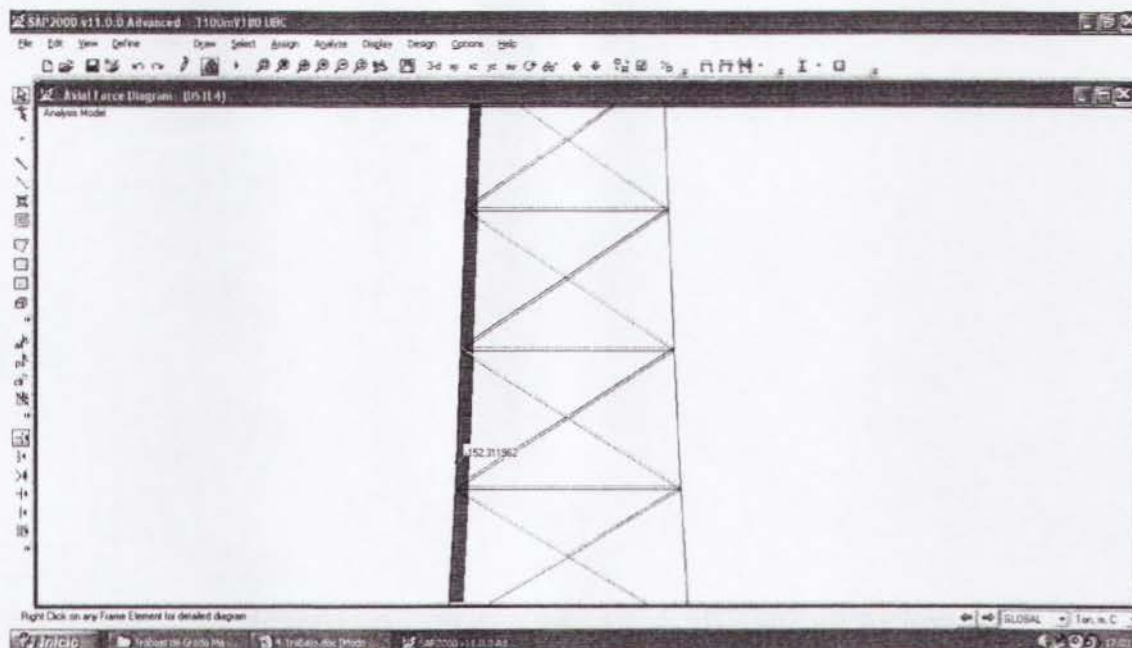


Figura 3.2.16. Diagrama de carga axial quinto tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 152.33 \text{ T}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 3.11 \text{ T}\cdot\text{m}$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 1229.48 \cdot 2400 = 2655676.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{26.55 \text{ T} \cdot \text{m}}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 1229.48 \cdot 2400 = 2655676.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{26.55 \text{ T} \cdot \text{m}}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502 \text{ m}$$

$$r_y = 0.1386 \text{ m}$$

$$A_g = 98.52 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 83.74 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 83.74 = 71.18 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.1386} = 10.83$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(10.83)^2} = 168295.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E / F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 10.83$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y / F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400 / 168295.62}) 2400 = 2385.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2385.71 \cdot 71.18 = 152833.35 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 152.83 \text{ T}}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{152.33}{152.83} = 0.99 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{152.33}{152.83} + \frac{8}{9} \left(\frac{3.11}{26.55} + \frac{3.11}{26.55} \right) = 1.19 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.2.10.6 Montante T $\Phi 350$ e=8 mm

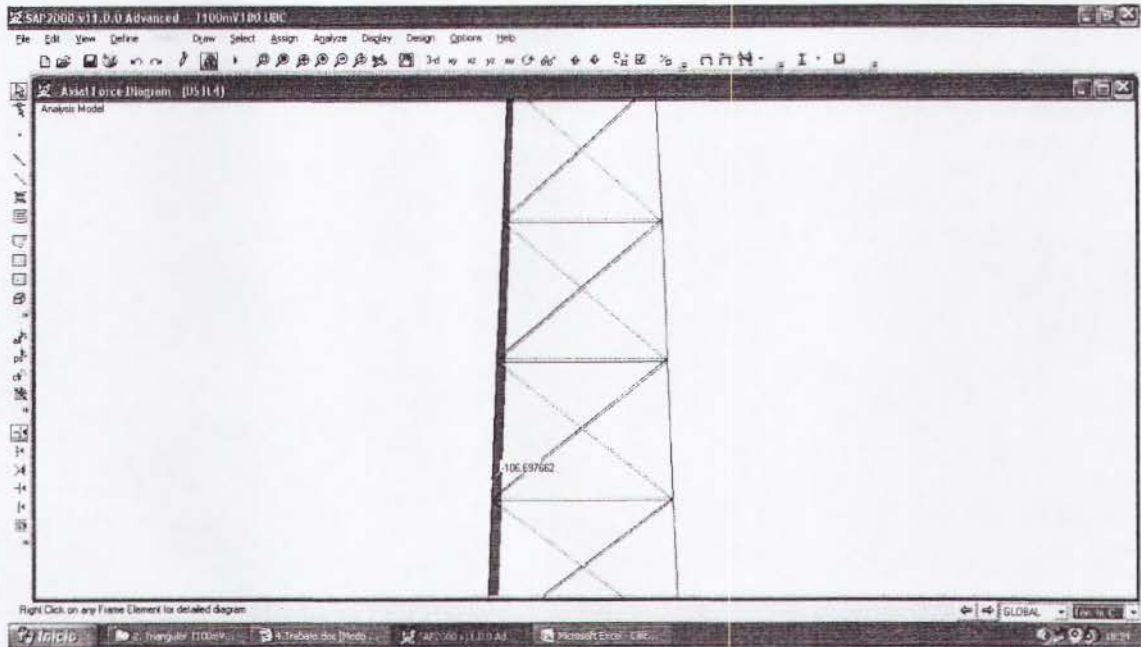


Figura 3.2.17. Diagrama de carga axial sexto tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 106.71 T$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 1.75 T \cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 935.88 \cdot 2400 = 2021500 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{20.21 T \cdot m}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 935.88 \cdot 2400 = 2021500 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{20.21 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502 m$$

$$r_y = 0.1209 m$$

$$A_g = 85.95 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 73.05 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 73.05 = 62.09 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.1209} = 12.42$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(12.42)^2} = 127963.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E / F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 12.42$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y / F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400 / 127963.62}) 2400 = 2381.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2381.23 \cdot 62.09 = 133065.51 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 133.06 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{106.71}{133.06} = 0.80 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{106.71}{133.06} + \frac{8}{9} \left(\frac{1.75}{20.21} + \frac{1.75}{20.21} \right) = 0.95 < 1 \quad (\text{Ok})$$



3.2.11 Revisión de la Estabilidad al Volteo de la Cimentación

Se revisará que la cimentación sea estable al volteo. Para esto, se considerará que el Momento Resistente sea por lo menos dos veces mayor al Momento Actuante, lo que se expresa mediante la siguiente relación:

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{M_{\text{res}}}{M_{\text{act}}} \geq 2$$

3.2.11.1 Cálculo de Momento Actuante

Presión de Viento: $P = 829.47 \text{ Kg/m}^2$

Área de Antenas: $A = 28.27 \text{ m}^2$

Carga sobre Antenas: $F_{\text{ant}} = 829.47 \text{ Kg/m}^2 \times 28.27 \text{ m}^2 = 23449.12 \text{ Kg} = 23.45 \text{ T}$

Momento de Antenas: $M_{\text{ant}} = 23.45 \times 100 = 2345 \text{ T-m}$

Área de Contacto: $1 \text{ m}^2/\text{m} \times 100 \text{ m} = 100 \text{ m}^2$

Carga sobre Torre: $F_{\text{torre}} = 829.47 \text{ Kg/m}^2 \times 100 \text{ m}^2 = 82947 \text{ Kg} = 82.95 \text{ T}$

Momento de Torre: $M_{\text{torre}} = 82.95 \times 50 = 4147.5 \text{ T-m}$

Momento Total de Volteo = $2345 + 4147.5 = \underline{6492.5 \text{ T-m}}$

3.2.11.2 Cálculo de Momento Resistente

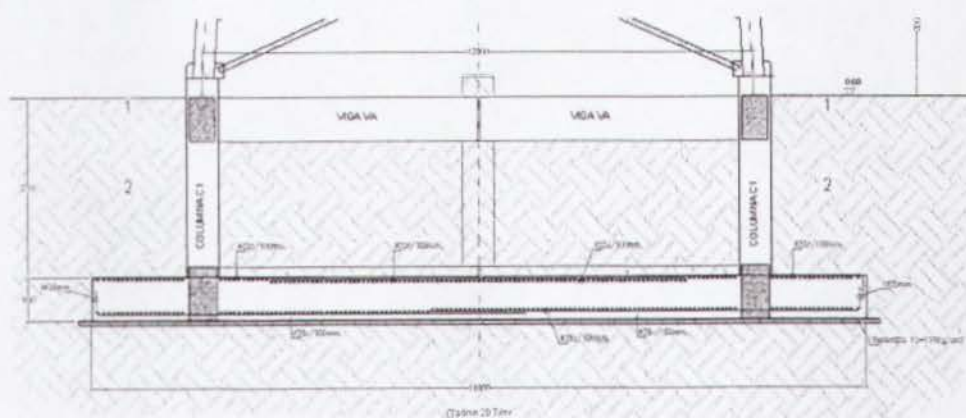


Figura 3.2.18. Perfil de cimentación de torre.

Peso de Torre = 81.77 T

Peso en la Cima = 15.10 T



Peso de Losa de Cimentación = 263.97 T

Peso de Columnas de Cimentación = 19.25 T

Peso de Suelo = 799.48 T

Peso Total = 1179.57 T

Brazo = $16.80 / 2 = 8.40\text{m}$

Momento Resistente = $1179.57 \times 8.40 = \underline{9908.38 \text{ T-m}}$

3.2.11.3 Cálculo de Factor de Seguridad al Volteo

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{M_{\text{res}}}{M_{\text{act}}} \geq 2$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{9908.38}{6492.5} = 1.53 < 2 \text{ (No pasa por volteo)}$$

3.2.12 Comparaciones con el EIA

H = 100m = 328pies

V = 180Km/h = 111.80 millas/h

La fórmula para calcular la presión de viento según el EIA es:

$$P = q \cdot Cd \cdot Kz \cdot Gh$$

q = Presión de viento neta = 156.15 Kg/m²

Cd = Factor de forma: Para triangulares = 1.20

$$Kz = \text{Factor de exposición: } \left[\frac{h/2}{33} \right]^{2/7} = \left[\frac{328/2}{33} \right]^{2/7} = 1.58$$

$$Gh = \text{Factor de ráfaga: } 0.65 + \frac{0.60}{(h/33)^{1/7}} = 0.65 + \frac{0.60}{(328/33)^{1/7}} = 1.08$$

$$P = 156.15 \cdot 1.20 \cdot 1.58 \cdot 1.08$$

$$\underline{\underline{P = 319.74 \text{ Kg} / \text{m}^2}}$$



3.2.12.1 Cálculo de Componente sobre Plano Bidimensional

$$p = \frac{P}{2\text{Sen}60} = \frac{319.74}{2(\text{Sen}60)} = \underline{184.60\text{Kg} / \text{m}^2}$$

3.2.12.2 Cálculo de Carga Repartida sobre Torre (FVT)

$$\text{Fuerza Repartida} = 184.60\text{Kg}/\text{m}^2 \times 6\text{m}^2 = 1107.60\text{Kg} = \underline{1.11\text{ T}}$$

3.2.12.3 Cálculo de Carga sobre Antenas (FVT)

$$\text{Carga sobre Antenas} = 184.60\text{Kg}/\text{m}^2 \times 28.27\text{m}^2 = 5218.64\text{Kg} = \underline{5.22\text{ T}}$$

3.2.12.4 Cálculo de Carga Muerta2 (WD2)

$$\text{Total DEAD2} = 15100\text{ Kg} = 15.10\text{ T} / 3 = \underline{5.03\text{ T}}$$

3.2.12.5 Cálculo de Carga Viva (WL)

$$\text{Total LIVE} = 300\text{ Kg} = 0.30\text{ T} / 3 = \underline{0.10\text{ T}}$$

3.2.12.6 Revisión de Desplazamiento Máximo de Torre

El desplazamiento actuante: 0.2873m en 100 m de altura.

El desplazamiento admisible: $h \cdot 0.02 = 100 \cdot 0.02 = 2\text{ m}$.

El desplazamiento actuante es menor que el admisible (ok).

3.2.12.7 Montante T $\Phi 500\text{ e}=18\text{ mm}$

$$P_u = 188.56\text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.26\text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 408.85\text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 90.36\text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{188.56}{408.85} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.26}{90.36} + \frac{0.26}{90.36} \right) = 0.46 < 1 \quad (\text{Ok})$$



3.2.12.8 Montante T $\Phi 450$ e=15 mm

$$P_u = 143.72 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 1.12 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 318.32 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 61.33 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{143.72}{318.32} + \frac{8}{9} \left(\frac{1.12}{61.33} + \frac{1.12}{61.33} \right) = 0.48 < 1 \text{ (Ok)}$$

3.2.12.9 Montante T $\Phi 450$ e=12 mm

$$P_u = 109.31 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 1.06 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 256.45 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 49.73 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{109.31}{256.45} + \frac{8}{9} \left(\frac{1.06}{49.73} + \frac{1.06}{49.73} \right) = 0.46 < 1 \text{ (Ok)}$$

3.2.12.10 Montante T $\Phi 450$ e=10 mm

$$P_u = 81.61 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.92 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 214.72 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 41.82 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{81.61}{214.72} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.92}{41.82} + \frac{0.92}{41.82} \right) = 0.42 < 1 \text{ (Ok)}$$



3.2.12.11 Montante T $\Phi 400$ e=8 mm

$$Pu = 63.62 \text{ T (Combo 4)}$$

$$Mux = Muy = 1.21 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi cPn = 152.83 \text{ T}$$

$$Mrx = Mry = 26.55 \text{ T-m}$$

$$\frac{Pu}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mux}{Mrx} + \frac{Muy}{Mry} \right) = \frac{63.62}{152.83} + \frac{8}{9} \left(\frac{1.21}{26.55} + \frac{1.21}{26.55} \right) = 0.48 < 1 \text{ (Ok)}$$

3.2.12.12 Montante T $\Phi 350$ e=8 mm

$$Pu = 45.54 \text{ T (Combo 4)}$$

$$Mux = Muy = 0.68 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi cPn = 133.06 \text{ T}$$

$$Mrx = Mry = 20.21 \text{ T-m}$$

$$\frac{Pu}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mux}{Mrx} + \frac{Muy}{Mry} \right) = \frac{45.54}{133.06} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.68}{20.21} + \frac{0.68}{20.21} \right) = 0.40 < 1 \text{ (Ok)}$$

3.2.12.13 Revisión de la Estabilidad al Volteo de la Cimentación

$$\text{Carga sobre Antenas: } Fant = 319.74 \text{ Kg/m}^2 \times 28.27 \text{ m}^2 = 9039.04 \text{ Kg} = 9.04 \text{ T}$$

$$\text{Momento de Antenas: } Mant = 9.04 \times 100 = 904 \text{ T-m}$$

$$\text{Carga sobre Torre: } Ftorre = 319.74 \text{ Kg/m}^2 \times 100 \text{ m}^2 = 31974 \text{ Kg} = 31.97 \text{ T}$$

$$\text{Momento de Torre: } Mtorre = 31.97 \times 50 = 1598.5 \text{ T-m}$$

$$\text{Momento Total de Volteo} = 904 + 1598.5 = \underline{2502.5 \text{ T-m}}$$

$$\text{Momento Resistente} = \underline{9908.38 \text{ T-m}}$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{M_{res}}{M_{act}} = \frac{9908.38}{2502.5} = 3.96 > 2 \text{ (Ok)}$$



3.2.12.14 Resumen Comparativo entre el UBC y el EIA H = 100m V = 180Km/h

PARÁMETROS ANALIZADOS		UBC	EIA
Revisión de Cargas de Viento	Presión de Viento	829.47Kg/m ²	319.74Kg/m ²
Revisión de Deformaciones	Desplazamiento Máximo	0.7466m	0.2873m
Revisión de Elementos Estructurales (Ecuación de Interacción <1)	Montante T500 e=18mm	1.09	0.46
	Montante T450 e=15mm	1.16	0.48
	Montante T450 e=12mm	1.13	0.46
	Montante T450 e=10mm	1.03	0.42
	Montante T400 e=8mm	1.19	0.48
	Montante T350 e=8mm	0.95	0.40
Revisión de la Cimentación	FS al Volteo >2	1.53	3.96



3.3 Torre Cuadrada H = 84m, V = 180Km/h

3.3.1 Cálculo de Presión de Viento sobre Torre por UBC

La fórmula para calcular la presión de viento según el UBC es:

$$P = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w$$

C_e = Coeficiente de exposición y factor de ráfaga (tabla 16-G).

C_q = Factor de forma (tabla 16-H).

q_s = Presión de viento neta.

I_w = Factor de importancia (tabla 16-K).

3.3.1.1 Cálculo del Factor C_e

TABLE 16-G—COMBINED HEIGHT, EXPOSURE AND GUST FACTOR COEFFICIENT (C_e)¹

HEIGHT ABOVE AVERAGE LEVEL OF ADJACENT TERRAIN (feet)	EXPOSURE D			EXPOSURE C			EXPOSURE B		
	15	30	60	15	30	60	15	30	60
15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.62	0.62	0.62
30	1.05	1.05	1.05	1.10	1.10	1.10	0.67	0.67	0.67
45	1.10	1.10	1.10	1.15	1.15	1.15	0.72	0.72	0.72
60	1.15	1.15	1.15	1.20	1.20	1.20	0.76	0.76	0.76
75	1.20	1.20	1.20	1.25	1.25	1.25	0.80	0.80	0.80
90	1.25	1.25	1.25	1.30	1.30	1.30	0.85	0.85	0.85
105	1.30	1.30	1.30	1.35	1.35	1.35	0.90	0.90	0.90
120	1.35	1.35	1.35	1.40	1.40	1.40	0.95	0.95	0.95
135	1.40	1.40	1.40	1.45	1.45	1.45	1.00	1.00	1.00
150	1.45	1.45	1.45	1.50	1.50	1.50	1.05	1.05	1.05
165	1.50	1.50	1.50	1.55	1.55	1.55	1.10	1.10	1.10
180	1.55	1.55	1.55	1.60	1.60	1.60	1.15	1.15	1.15
195	1.60	1.60	1.60	1.65	1.65	1.65	1.20	1.20	1.20
210	1.65	1.65	1.65	1.70	1.70	1.70	1.25	1.25	1.25
225	1.70	1.70	1.70	1.75	1.75	1.75	1.30	1.30	1.30
240	1.75	1.75	1.75	1.80	1.80	1.80	1.35	1.35	1.35
255	1.80	1.80	1.80	1.85	1.85	1.85	1.40	1.40	1.40
270	1.85	1.85	1.85	1.90	1.90	1.90	1.45	1.45	1.45
285	1.90	1.90	1.90	1.95	1.95	1.95	1.50	1.50	1.50
300	1.95	1.95	1.95	2.00	2.00	2.00	1.55	1.55	1.55
315	2.00	2.00	2.00	2.05	2.05	2.05	1.60	1.60	1.60
330	2.05	2.05	2.05	2.10	2.10	2.10	1.65	1.65	1.65
345	2.10	2.10	2.10	2.15	2.15	2.15	1.70	1.70	1.70
360	2.15	2.15	2.15	2.20	2.20	2.20	1.75	1.75	1.75
375	2.20	2.20	2.20	2.25	2.25	2.25	1.80	1.80	1.80
390	2.25	2.25	2.25	2.30	2.30	2.30	1.85	1.85	1.85
405	2.30	2.30	2.30	2.35	2.35	2.35	1.90	1.90	1.90
420	2.35	2.35	2.35	2.40	2.40	2.40	1.95	1.95	1.95
435	2.40	2.40	2.40	2.45	2.45	2.45	2.00	2.00	2.00
450	2.45	2.45	2.45	2.50	2.50	2.50	2.05	2.05	2.05
465	2.50	2.50	2.50	2.55	2.55	2.55	2.10	2.10	2.10
480	2.55	2.55	2.55	2.60	2.60	2.60	2.15	2.15	2.15
495	2.60	2.60	2.60	2.65	2.65	2.65	2.20	2.20	2.20
510	2.65	2.65	2.65	2.70	2.70	2.70	2.25	2.25	2.25
525	2.70	2.70	2.70	2.75	2.75	2.75	2.30	2.30	2.30
540	2.75	2.75	2.75	2.80	2.80	2.80	2.35	2.35	2.35
555	2.80	2.80	2.80	2.85	2.85	2.85	2.40	2.40	2.40
570	2.85	2.85	2.85	2.90	2.90	2.90	2.45	2.45	2.45
585	2.90	2.90	2.90	2.95	2.95	2.95	2.50	2.50	2.50
600	2.95	2.95	2.95	3.00	3.00	3.00	2.55	2.55	2.55
615	3.00	3.00	3.00	3.05	3.05	3.05	2.60	2.60	2.60
630	3.05	3.05	3.05	3.10	3.10	3.10	2.65	2.65	2.65
645	3.10	3.10	3.10	3.15	3.15	3.15	2.70	2.70	2.70
660	3.15	3.15	3.15	3.20	3.20	3.20	2.75	2.75	2.75
675	3.20	3.20	3.20	3.25	3.25	3.25	2.80	2.80	2.80
690	3.25	3.25	3.25	3.30	3.30	3.30	2.85	2.85	2.85
705	3.30	3.30	3.30	3.35	3.35	3.35	2.90	2.90	2.90
720	3.35	3.35	3.35	3.40	3.40	3.40	2.95	2.95	2.95
735	3.40	3.40	3.40	3.45	3.45	3.45	3.00	3.00	3.00
750	3.45	3.45	3.45	3.50	3.50	3.50	3.05	3.05	3.05
765	3.50	3.50	3.50	3.55	3.55	3.55	3.10	3.10	3.10
780	3.55	3.55	3.55	3.60	3.60	3.60	3.15	3.15	3.15
795	3.60	3.60	3.60	3.65	3.65	3.65	3.20	3.20	3.20
810	3.65	3.65	3.65	3.70	3.70	3.70	3.25	3.25	3.25
825	3.70	3.70	3.70	3.75	3.75	3.75	3.30	3.30	3.30
840	3.75	3.75	3.75	3.80	3.80	3.80	3.35	3.35	3.35
855	3.80	3.80	3.80	3.85	3.85	3.85	3.40	3.40	3.40
870	3.85	3.85	3.85	3.90	3.90	3.90	3.45	3.45	3.45
885	3.90	3.90	3.90	3.95	3.95	3.95	3.50	3.50	3.50
900	3.95	3.95	3.95	4.00	4.00	4.00	3.55	3.55	3.55
915	4.00	4.00	4.00	4.05	4.05	4.05	3.60	3.60	3.60
930	4.05	4.05	4.05	4.10	4.10	4.10	3.65	3.65	3.65
945	4.10	4.10	4.10	4.15	4.15	4.15	3.70	3.70	3.70
960	4.15	4.15	4.15	4.20	4.20	4.20	3.75	3.75	3.75
975	4.20	4.20	4.20	4.25	4.25	4.25	3.80	3.80	3.80
990	4.25	4.25	4.25	4.30	4.30	4.30	3.85	3.85	3.85
1005	4.30	4.30	4.30	4.35	4.35	4.35	3.90	3.90	3.90
1020	4.35	4.35	4.35	4.40	4.40	4.40	3.95	3.95	3.95
1035	4.40	4.40	4.40	4.45	4.45	4.45	4.00	4.00	4.00
1050	4.45	4.45	4.45	4.50	4.50	4.50	4.05	4.05	4.05
1065	4.50	4.50	4.50	4.55	4.55	4.55	4.10	4.10	4.10
1080	4.55	4.55	4.55	4.60	4.60	4.60	4.15	4.15	4.15
1095	4.60	4.60	4.60	4.65	4.65	4.65	4.20	4.20	4.20
1110	4.65	4.65	4.65	4.70	4.70	4.70	4.25	4.25	4.25
1125	4.70	4.70	4.70	4.75	4.75	4.75	4.30	4.30	4.30
1140	4.75	4.75	4.75	4.80	4.80	4.80	4.35	4.35	4.35
1155	4.80	4.80	4.80	4.85	4.85	4.85	4.40	4.40	4.40
1170	4.85	4.85	4.85	4.90	4.90	4.90	4.45	4.45	4.45
1185	4.90	4.90	4.90	4.95	4.95	4.95	4.50	4.50	4.50
1200	4.95	4.95	4.95	5.00	5.00	5.00	4.55	4.55	4.55
1215	5.00	5.00	5.00	5.05	5.05	5.05	4.60	4.60	4.60
1230	5.05	5.05	5.05	5.10	5.10	5.10	4.65	4.65	4.65
1245	5.10	5.10	5.10	5.15	5.15	5.15	4.70	4.70	4.70
1260	5.15	5.15	5.15	5.20	5.20	5.20	4.75	4.75	4.75
1275	5.20	5.20	5.20	5.25	5.25	5.25	4.80	4.80	4.80
1290	5.25	5.25	5.25	5.30	5.30	5.30	4.85	4.85	4.85
1305	5.30	5.30	5.30	5.35	5.35	5.35	4.90	4.90	4.90
1320	5.35	5.35	5.35	5.40	5.40	5.40	4.95	4.95	4.95
1335	5.40	5.40	5.40	5.45	5.45	5.45	5.00	5.00	5.00
1350	5.45	5.45	5.45	5.50	5.50	5.50	5.05	5.05	5.05
1365	5.50	5.50	5.50	5.55	5.55	5.55	5.10	5.10	5.10
1380	5.55	5.55	5.55	5.60	5.60	5.60	5.15	5.15	5.15
1395	5.60	5.60	5.60	5.65	5.65	5.65	5.20	5.20	5.20
1410	5.65	5.65	5.65	5.70	5.70	5.70	5.25	5.25	5.25
1425	5.70	5.70	5.70	5.75	5.75	5.75	5.30	5.30	5.30
1440	5.75	5.75	5.75	5.80	5.80	5.80	5.35	5.35	5.35
1455	5.80	5.80	5.80	5.85	5.85	5.85	5.40	5.40	5.40
1470	5.85	5.85	5.85	5.90	5.90	5.90	5.45	5.45	5.45
1485	5.90	5.90	5.90	5.95	5.95	5.95	5.50	5.50	5.50
1500	5.95	5.95	5.95	6.00	6.00	6.00	5.55	5.55	5.55
1515	6.00	6.00	6.00	6.05	6.05	6.05	5.60	5.60	5.60
1530	6.05	6.05	6.05	6.10	6.10	6.10	5.65	5.65	5.65
1545	6.10	6.10	6.10	6.15	6.15	6.15	5.70	5.70	5.70
1560	6.15	6.15	6.15	6.20	6.20	6.20	5.75	5.75	5.75
1575	6.20	6.20	6.20	6.25	6.25	6.25	5.80	5.80	5.80
1590	6.25	6.25	6.25	6.30	6.30	6.30	5.85	5.85	5.85
1605	6.30	6.30	6.30	6.35	6.35	6.35	5.90	5.90	5.90
1620	6.35	6.35	6.35	6.40	6.40	6.40	5.95	5.95	5.95
1635	6.40	6.40	6.40						



3.3.1.2 Cálculo del Factor Cq

TABLE 16-H—PRESSURE COEFFICIENTS (C_p)

STRUCTURE OR PART THEREOF	DESCRIPTION	C _p FACTOR
1 Primary frames and systems	Method 1 (Windward force method)	
	Walls Windward wall Leeward wall Roofs ¹ Wind perpendicular to ridge Leeward roof or flat roof Windward roof Less than 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to less than 9:12 (75%) Slope 9:12 (75%) to 12:12 (100%) Slope = 12:12 (100%) Wind parallel to ridge and flat roofs	0.8 inward 0.8 outward 0.7 outward 0.7 inward 0.9 outward or 0.7 inward 0.4 inward 0.7 inward 0.7 outward
2 Elements and components not in areas of discontinuity ²	Method 2 (Projected area method) On vertical projected area Structures 40 feet (12.192 mm) or less in height Structures over 40 feet (12.192 mm) in height On horizontal projected area ³	1.5 horizontal any direction 1.4 horizontal any direction 0.7 upward
	Wall elements All structures Enclosed and unenclosed structures Partially enclosed structures Parapet walls	1.2 inward 1.2 outward 1.6 outward 1.3 inward or outward
	Roof elements Enclosed and unenclosed structures Slope = 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to 12:12 (100%) Partially enclosed structures Slope = 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to 12:12 (100%) Slope = 12:12 (100%)	1.5 outward 1.3 outward or inward 1.7 outward 1.6 outward or 0.8 inward 1.7 outward or inward
3 Elements and components in areas of discontinuity ^{2,4,5}	Wall corners ⁶ Roof eaves, ridges or ridges with an overhang ⁶ Slope = 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to 2:12 (58.3%) Slope = 2:12 (58.3%) to 12:12 (100%) For slopes less than 2:12 (16.7%) Overhang at roof eaves, ridges and gables ⁶ Chimneys	1.5 outward or 1.2 inward 2.3 upward 2.0 outward 1.6 outward 0.5 added to values above
4 Chimneys, tanks and solid towers	Square or rectangular Hexagonal or octagonal Round or elliptical	1.4 any direction 1.1 any direction 0.8 any direction
5 Open frame towers ^{7,8}	Square and rectangular Diagonal Normal Triangular	0.8 0.8 0.8
6 Tower accessories (such as ladders, conduits, lights and elevators)	Cylindrical members 2 inches (51 mm) or less in diameter Over 2 inches (51 mm) in diameter Flat or angular members	1.0 0.8 1.5
7 Signs, flagpoles, lightpoles, minor structures ⁹		1.4 any direction

For one-way or the top story of multistory partially enclosed structures, an additional value of 0.5 shall be added to the outward C_p. The most critical combination shall be used for design. For definition of partially enclosed structures, see Section 1616.

² Values listed are for 10 square feet (0.93 m²) tributary area. For tributary areas of 100 square feet (9.29 m²), the value of 0.3 may be subtracted from C_p, except for areas at discontinuities with slopes less than 2 units vertical in 12 units horizontal (58.3% slope) where the value of 0.8 may be subtracted from C_p. Interpolation may be used for tributary areas between 10 and 100 square feet (0.93 m² and 9.29 m²). For tributary areas greater than 1,000 square feet (92.9 m²), use primary frame values.

³ For slopes greater than 12 units vertical in 12 units horizontal (100% slope), use wall element values.

⁴ Local pressures shall apply over a distance from the discontinuity of 10 feet (3.048 mm) or 0.1 times the least width of the structure, whichever is smaller.

⁵ Discontinuities at wall corners or roof ridges are defined as discontinuities where the surface where the included member angle measures 170 degrees or less.

⁶ Wind is to be applied on either side of discontinuity but not simultaneously on both sides.

⁷ Wind pressures shall be applied to the total normal projected area of all elements on one face. The forces shall be assumed to act parallel to the wind direction.

⁸ Forces for cylindrical elements are two thirds of those for flat or angular elements.

Tabla 3.3.2. Tabla 16-H, UBC.

El coeficiente de presión es un factor que depende de la forma de la torre.

Forma = Cuadrada

Cq = 3.6



3.3.1.3 Cálculo de Presión de Viento Neta q_s

$$V = 180\text{Km/h} = 111.80\text{millas/h}$$

$$q_s = 0.00256 \cdot V^2$$

$$q_s = 0.00256 \cdot (111.80)^2$$

$$q_s = 31.99\text{psf} \times 4.88 = \underline{156.15\text{Kg} / \text{m}^2}$$

3.3.1.4 Cálculo del Factor I_w

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR I	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR I_s	WIND IMPORTANCE FACTOR I_w
1 Essential facilities ²	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2 Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group H, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3 Special occupancy structures ³	Group A, Divisions 1, 2 and 2+ Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group B Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4 Standby occupancy structures ⁴	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5 Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

¹The limitation of I_w for panel connections in Section 16.13.2.4 shall be 1.0 for the entire connector.

²Structural observation requirements are given in Section 1702.

³For anchorage of machinery and equipment required for life-safety systems, the value of I_w shall be taken as 1.5.

Tabla 3.3.3. Tabla 16-K, UBC.

Para torres de telecomunicaciones,

$$I_w = \underline{1}$$



3.3.1.5 Cálculo de Presión de Viento

$$P = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w$$

$$P = 1.57 \times 3.6 \times 156.15 \times 1$$

$$\underline{\underline{P = 882.55 \text{ Kg} / \text{m}^2}}$$

3.3.2 Cálculo de Componente sobre Plano Bidimensional

Debido a que el modelo estructural en SAP2000 es bidimensional, se obtendrá la componente más crítica actuando lateralmente sobre una de las caras.

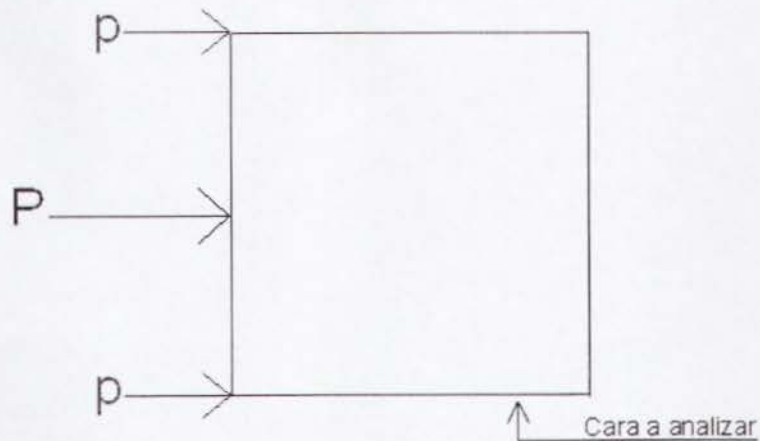


Figura 3.3.4. Planta de torre cuadrada.

Como se puede observar en la figura 3.3.4, la componente “p” actuará sobre el plano bidimensional crítico, el cual se modelará.

Por trigonometría:

$$p = \frac{P}{2} = \frac{882.55}{2} = \underline{\underline{441.28 \text{ Kg} / \text{m}^2}}$$

3.3.3 Cálculo de Carga Repartida sobre Torre (FVT)

Área por metro de altura = 1m²/m.

Carga repartida c/6m.

Área de influencia = 6m².

Fuerza Repartida = 441.28Kg/m² x 6m² = 2647.68Kg = 2.65 T



3.3.4 Cálculo de Carga sobre Antenas (FVT)

Según los datos recibidos, la torre debe ser diseñada para 6 antenas celulares de 50 Kg cada una y 4 antenas de 3m de diámetro de 450 Kg cada una.

$$A = 4 \times \left[\frac{\pi \times 3^2}{4} \right] = 28.27 m^2$$

$$\text{Carga sobre Antenas} = 441.28 \text{Kg/m}^2 \times 28.27 m^2 = 12474.98 \text{Kg} = \underline{12.50 \text{ T}}$$

3.3.5 Cálculo de Carga Muerta2 (WD2)

$$\text{Peso antenas1} = 6 \text{ antenas} \times 50 \text{ Kg} = 300 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso antenas2} = 4 \text{ antenas} \times 450 \text{ Kg} = 1800 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso escalera} = 130 \text{Kg/m} \times 84 \text{m} = 10920 \text{ Kg}$$

$$\text{Total DEAD2} = 13020 \text{ Kg} = 13.02 \text{ T} / 4 = \underline{3.25 \text{ T}}$$

3.3.6 Cálculo de Carga Viva (WL)

Se asumen 3 personas de 100 Kg cada una.

$$\text{Total LIVE} = 300 \text{ Kg} = 0.30 \text{ T} / 4 = \underline{0.08 \text{ T}}$$

3.3.7 Evaluación de los Planos de la Torre (Ver Anexo 3, pág. 135)

Según los planos de la torre analizada, las secciones encontradas son las siguientes:

3.3.7.1 Diagonales

L150x150x10mm

L100x100x6mm

L120x120x10mm

L75x75x6mm

L100x100x10mm

L60x60x6mm

3.3.7.2 Montantes

T Φ 420 e=16 mm

T Φ 420 e=12 mm

T Φ 420 e=10 mm

T Φ 350 e=8 mm

T Φ 300 e=8 mm

T Φ 250 e=8 mm



3.3.8 Modelo Estructural en SAP2000

Se efectuó un modelo bidimensional en el software de elementos finitos SAP2000.

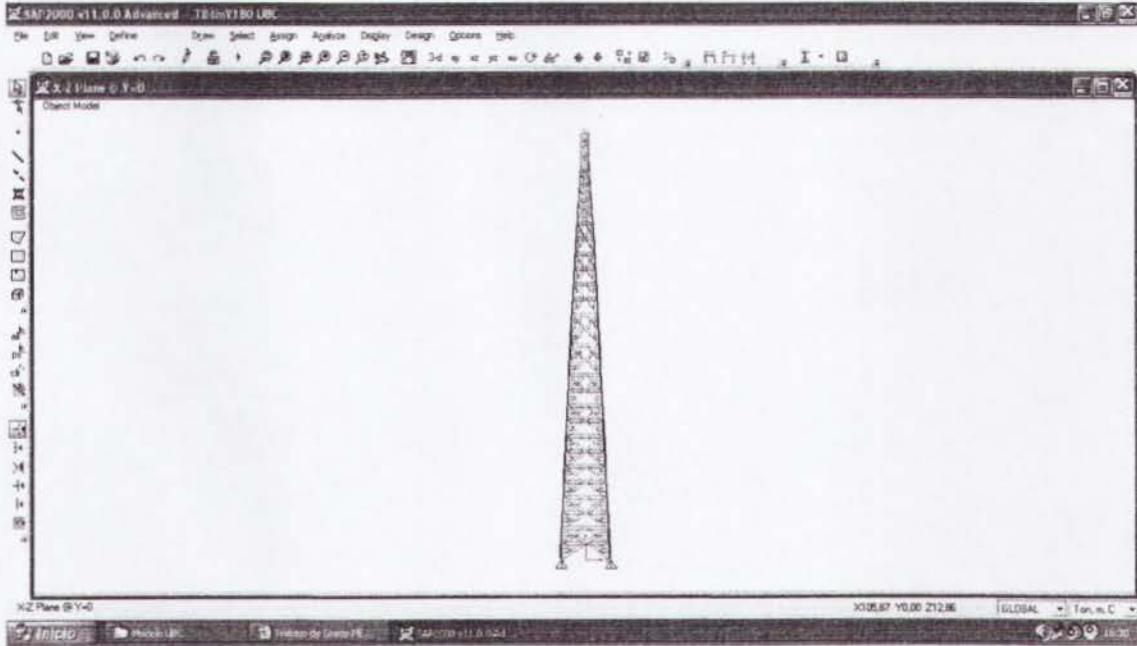


Figura 3.3.5. Vista del modelo estructural.

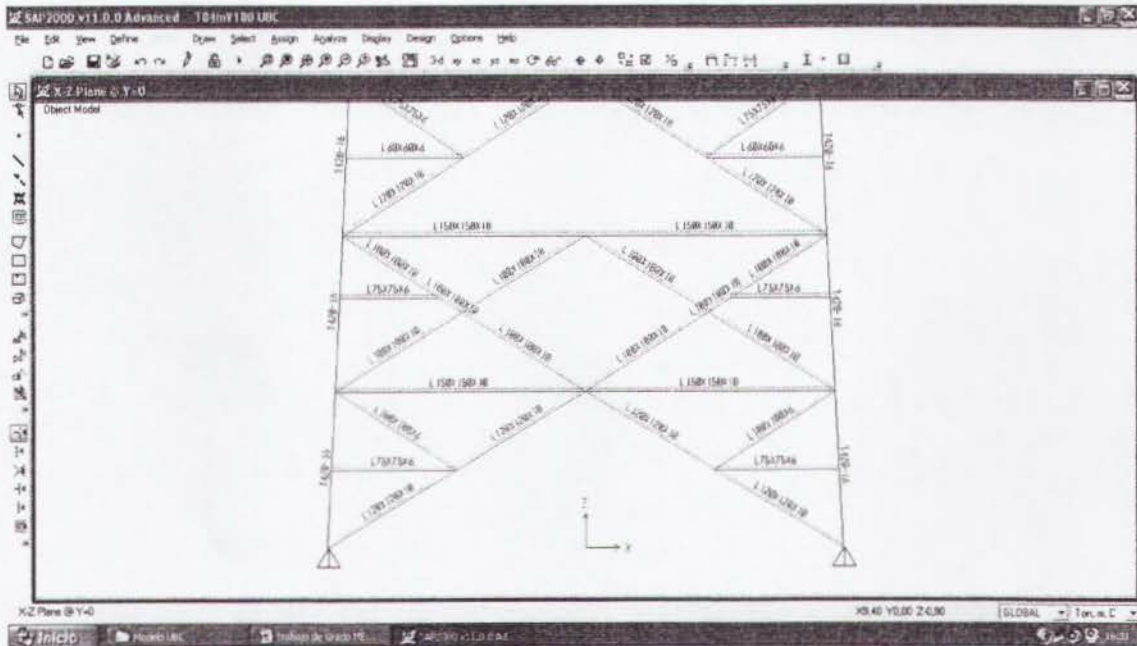


Figura 3.3.6. Asignación de secciones al modelo.

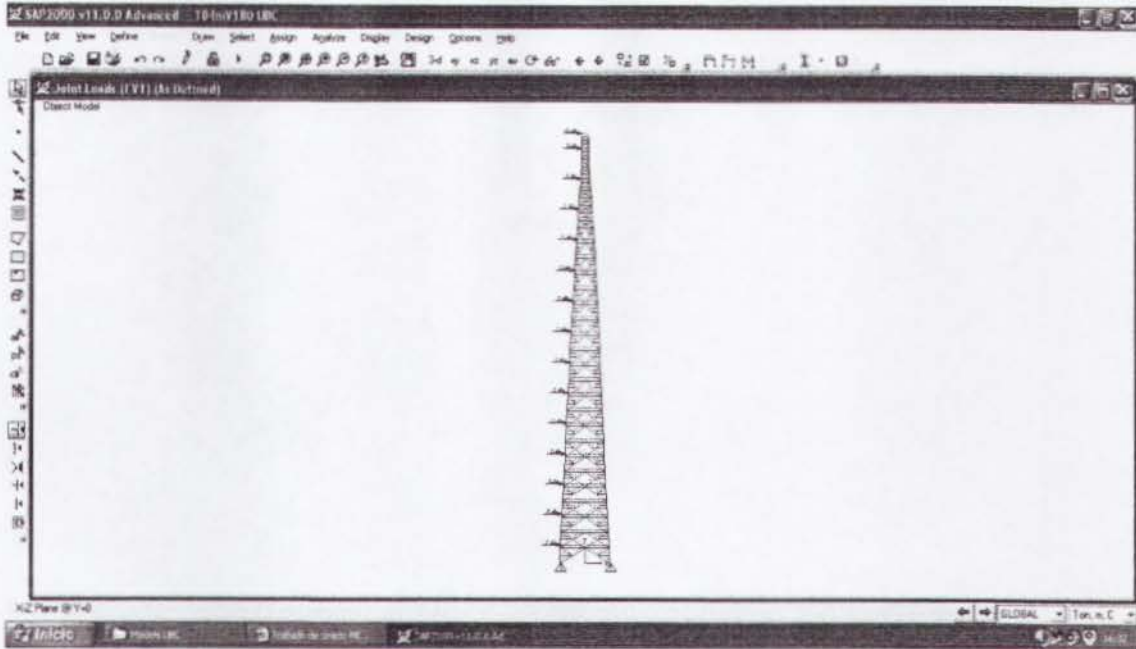


Figura 3.3.7. Colocación de cargas de viento.

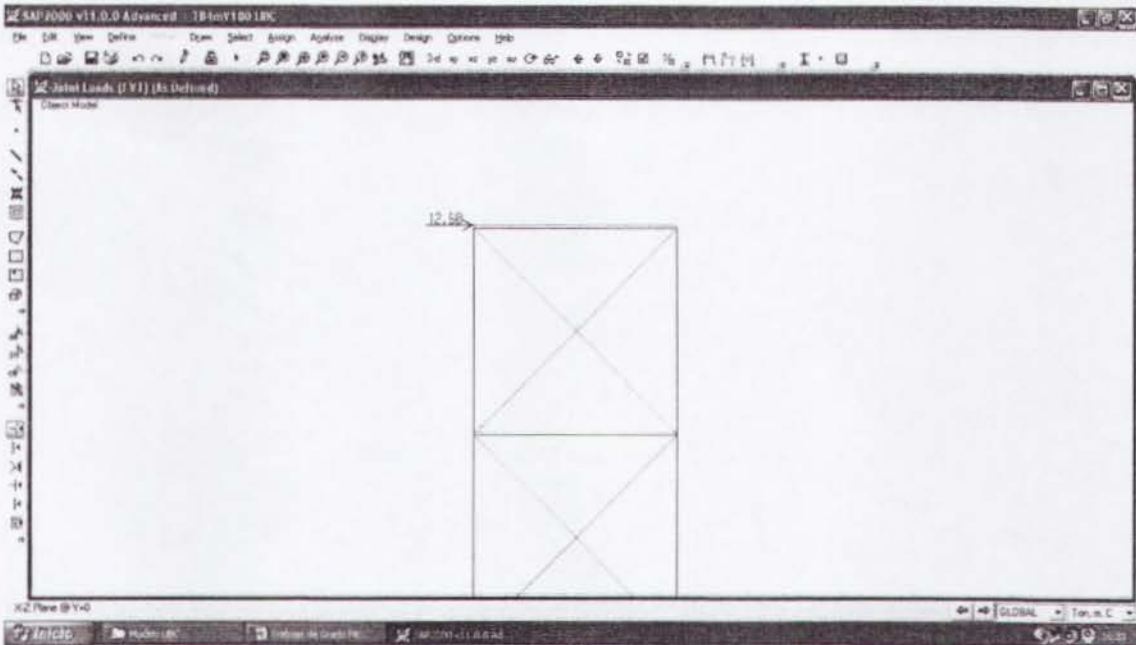


Figura 3.3.8. Carga de viento sobre antenas.

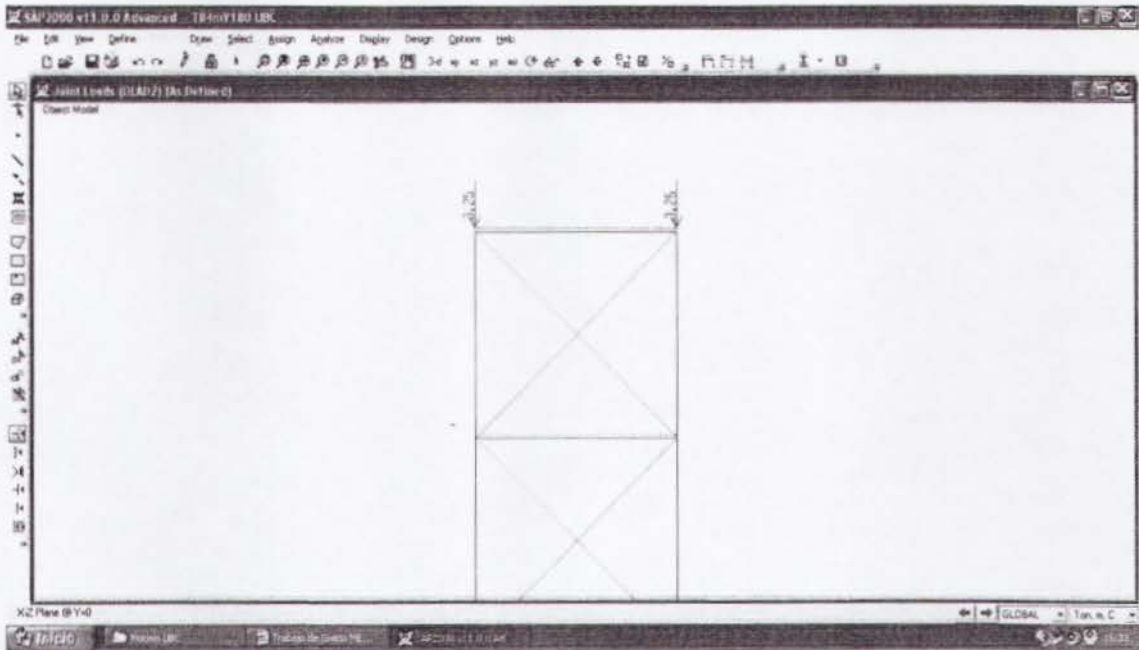


Figura 3.3.9. Colocación de carga muerta2 (WD2).

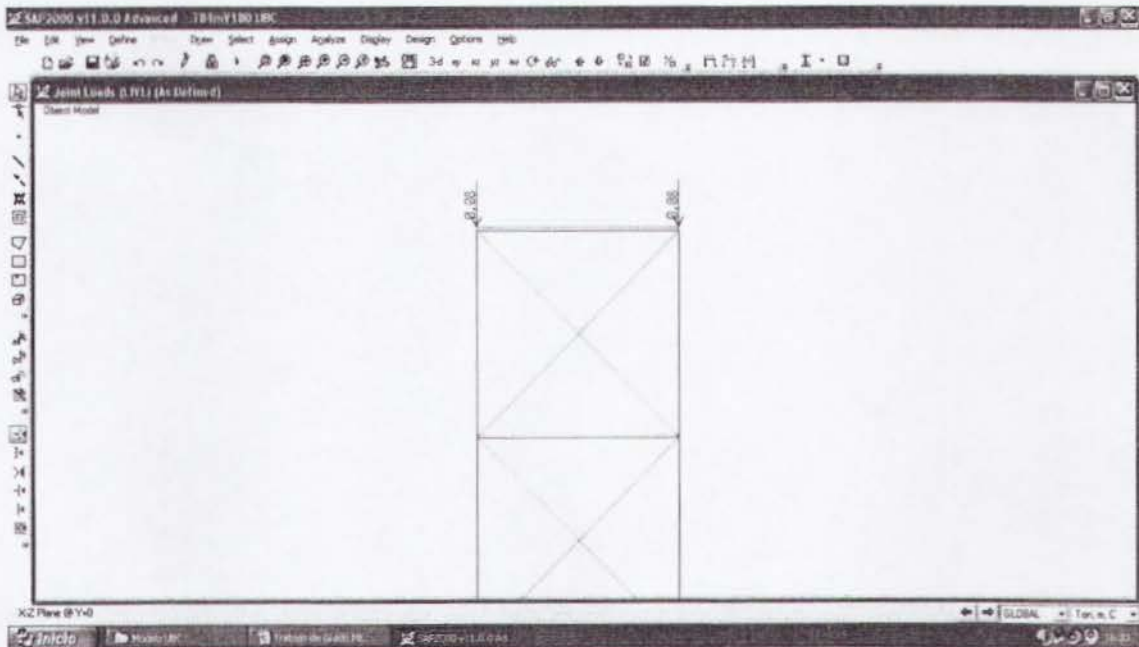


Figura 3.3.10. Colocación de carga viva (WL).



3.3.9 Revisión de Desplazamiento Máximo de Torre

Se revisará que el desplazamiento admisible sea mayor al desplazamiento actuante. Para el desplazamiento admisible se recomienda utilizar el 2% de la altura de la torre para la obtención de su valor.

Altura	Desplazamiento actuante	Estado de Carga
84 m	X = 0.6570 m	FVT

El desplazamiento actuante: 0.6570m en 84m de altura.

El desplazamiento admisible: $h \cdot 0.02 = 84 \cdot 0.02 = 1.68$ m.

El desplazamiento actuante es menor que el admisible (ok).

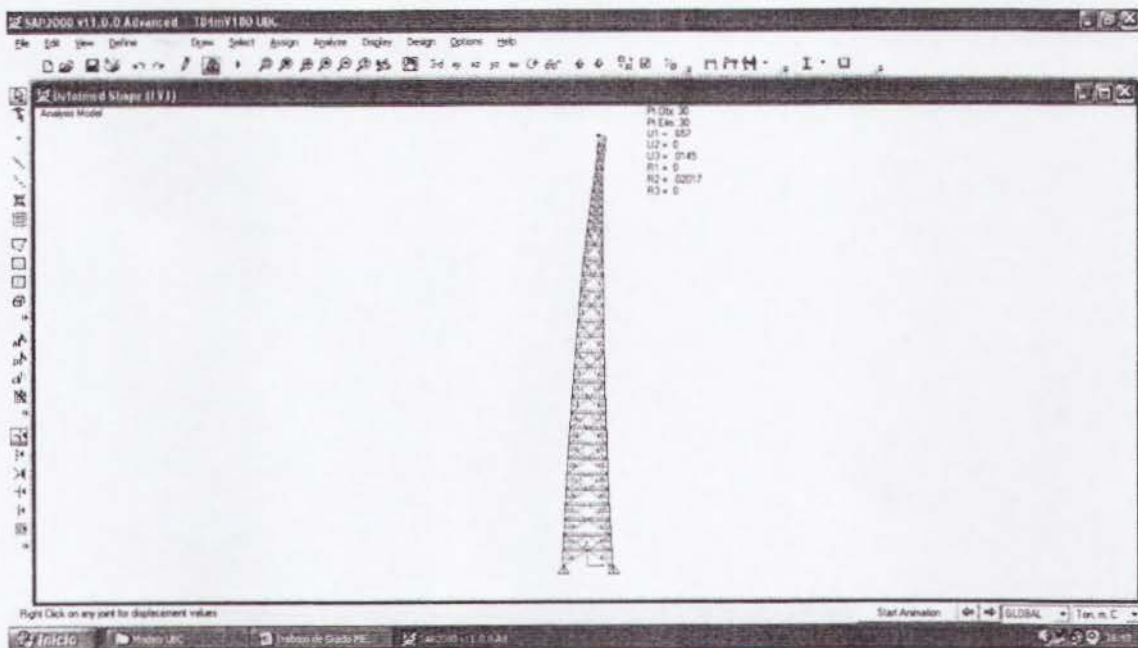


Figura 3.3.11. Desplazamiento lateral de la torre.

3.3.10 Revisión Estructural de Montantes Críticos de Torre

Se revisará el diseño de los montantes de sección tubular para los estados límite de flexión, pandeo flexionante y flexo-compresión como lo indica el AISC-05.



3.3.10.1 Montante T $\Phi 420$ e=16 mm

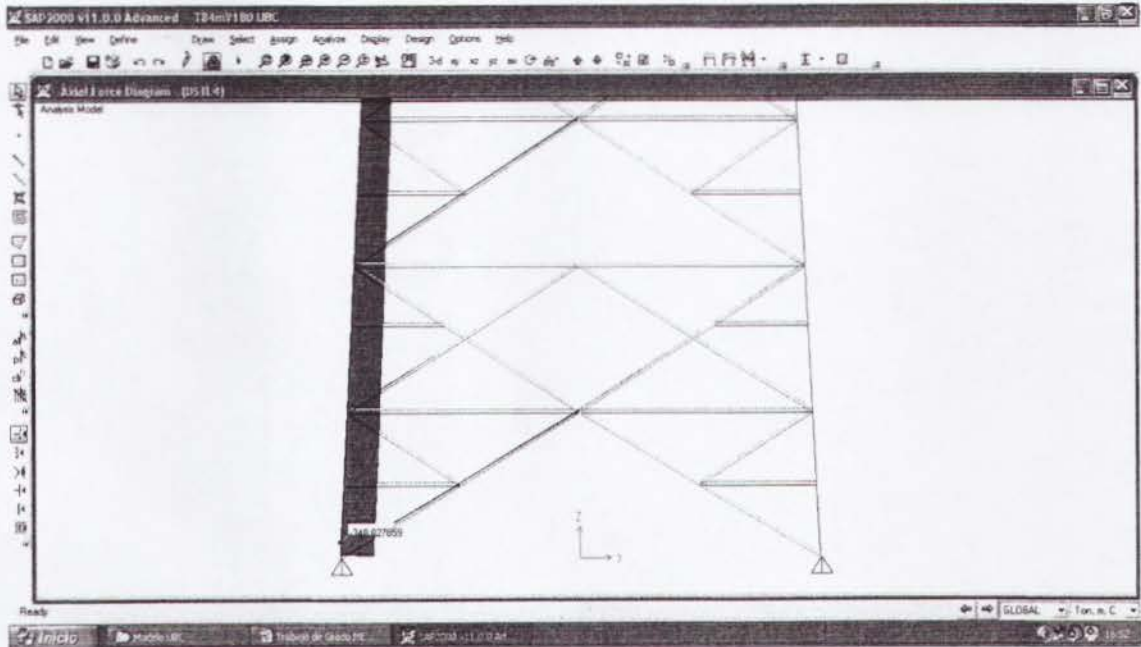


Figura 3.3.12. Diagrama de carga axial primer tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 350.18 \text{ T}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.71 \text{ T}\cdot\text{m}$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 2612.82 \cdot 2400 = 5643691.2 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{56.44 \text{ T} \cdot \text{m}}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 2612.82 \cdot 2400 = 5643691.2 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{56.44 \text{ T} \cdot \text{m}}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502 \text{ m}$$

$$r_y = 0.1429 \text{ m}$$

$$A_g = 203 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 172.60 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 172.60 = 146.71 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.1429} = 10.51$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(10.51)^2} = 178699.89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71\sqrt{E/F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71\sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 10.51$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e})F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400/178699.89})2400 = 2386.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2386.55 \cdot 146.71 = 315117.68 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 315.11 \text{ T}}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{350.18}{315.11} = 1.11 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{350.18}{315.11} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.71}{56.44} + \frac{0.71}{56.44} \right) = 1.13 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.3.10.2 Montante T $\Phi 420$ e=12 mm

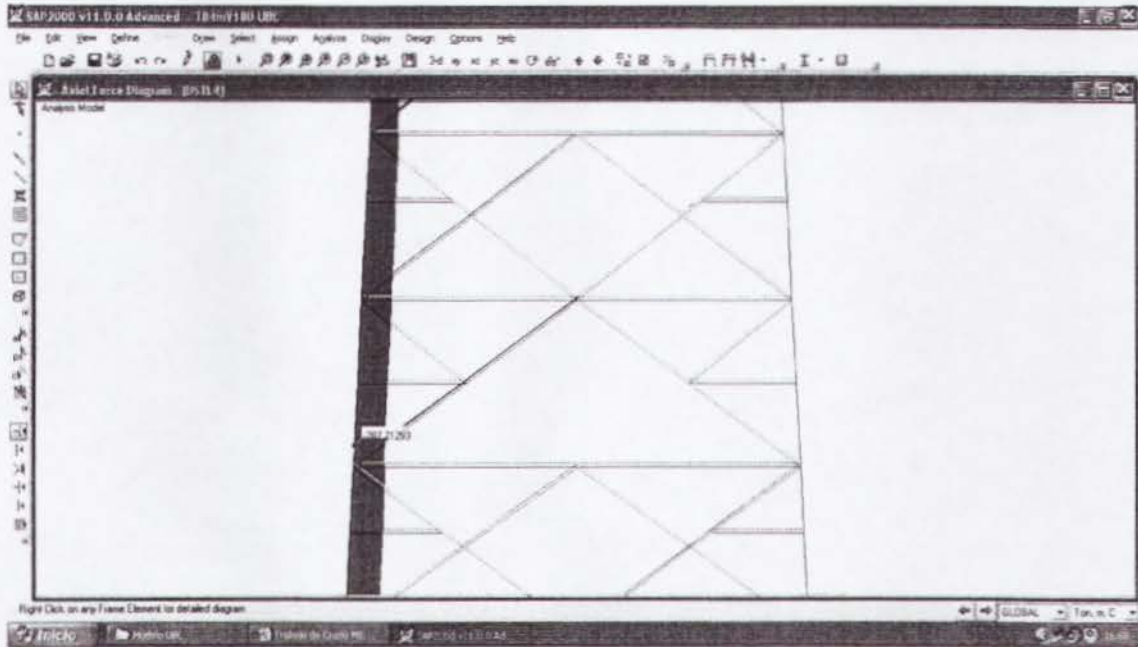


Figura 3.3.13. Diagrama de carga axial segundo tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 288.55 T$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 2.55 T \cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 1998.14 \cdot 2400 = 4315982.4 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{43.15 T \cdot m}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 1998.14 \cdot 2400 = 4315982.4 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{43.15 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502 m$$

$$r_y = 0.1443 m$$

$$A_g = 153.81 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 130.74 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 130.74 = 111.13 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.1443} = 10.40$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(10.40)^2} = 182500.08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 10.40$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400/182500.08}) 2400 = 2386.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2386.82 \cdot 111.13 = 238722.58 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 238.72 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{288.55}{238.72} = 1.21 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{288.55}{238.72} + \frac{8}{9} \left(\frac{2.55}{43.15} + \frac{2.55}{43.15} \right) = 1.32 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.3.10.3 Montante T $\Phi 420$ e=10 mm

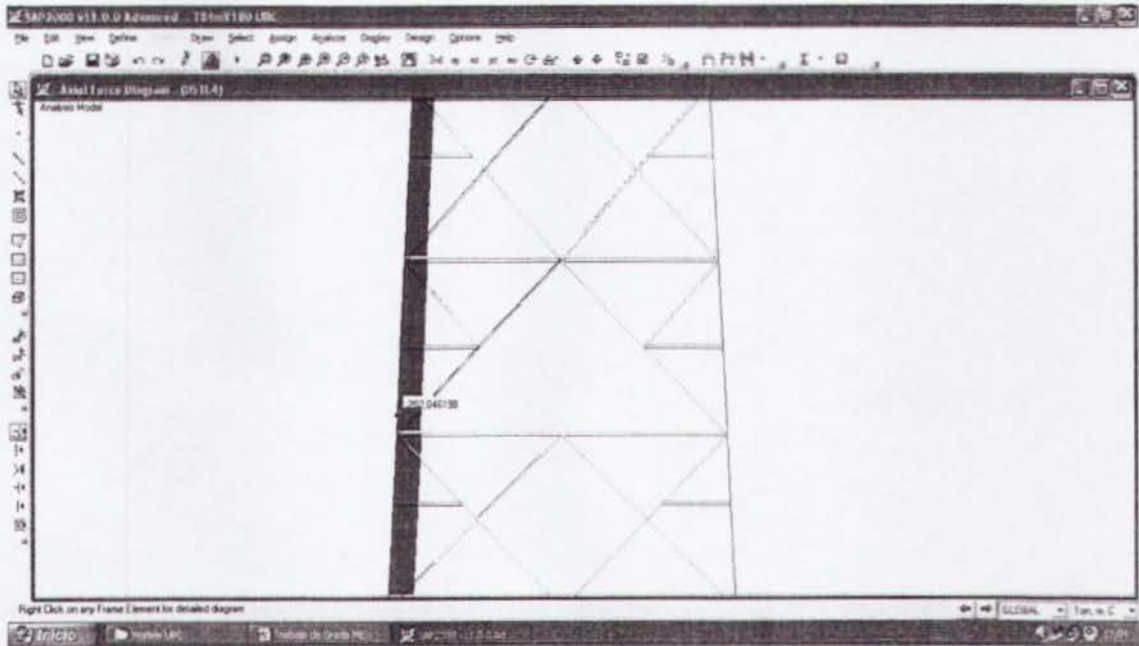


Figura 3.3.14. Diagrama de carga axial tercer tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 203.34 T$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 2.28 T \cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi b M_{nx} = \phi b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 1681.33 \cdot 2400 = 3631672.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{36.32 T \cdot m}$$

$$M_{ry} = \phi b M_{ny} = \phi b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 1681.33 \cdot 2400 = 3631672.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{36.32 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502 m$$

$$r_y = 0.145 m$$

$$A_g = 128.81 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 109.48 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 109.48 = 93.06 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.145} = 10.36$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(10.36)^2} = 183912.07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E / F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 10.36$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y / F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400 / 183912.07}) 2400 = 2386.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2386.92 \cdot 93.06 = 199914.1 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 199.91 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{203.34}{199.91} = 1.02 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{203.34}{199.91} + \frac{8}{9} \left(\frac{2.28}{36.32} + \frac{2.28}{36.32} \right) = 1.13 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.3.10.4 Montante T $\Phi 350$ e=8 mm

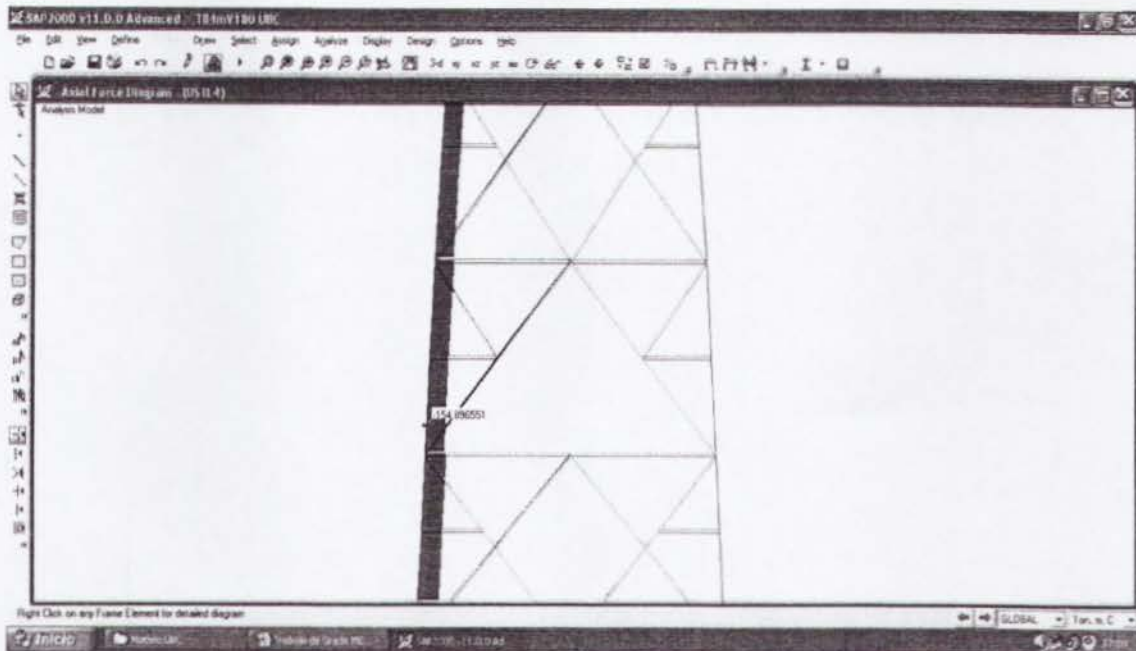


Figura 3.3.15. Diagrama de carga axial cuarto tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 156.14 T$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 2.13 T \cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi b M_{nx} = \phi b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 935.88 \cdot 2400 = 2021500.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{20.21 T \cdot m}$$

$$M_{ry} = \phi b M_{ny} = \phi b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 935.88 \cdot 2400 = 2021500.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{20.21 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502 m$$

$$r_y = 0.1209 m$$

$$A_g = 85.95 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 73.06 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 73.06 = 62.10 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.1209} = 12.42$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(12.42)^2} = 127963.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E / F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 12.42$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y / F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400 / 127963.62}) 2400 = 2381.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2381.23 \cdot 62.10 = 133086.94 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 133.08 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{156.14}{133.08} = 1.17 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{156.14}{133.08} + \frac{8}{9} \left(\frac{2.13}{20.21} + \frac{2.13}{20.21} \right) = 1.35 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.3.10.5 Montante T $\Phi 300$ e=8 mm

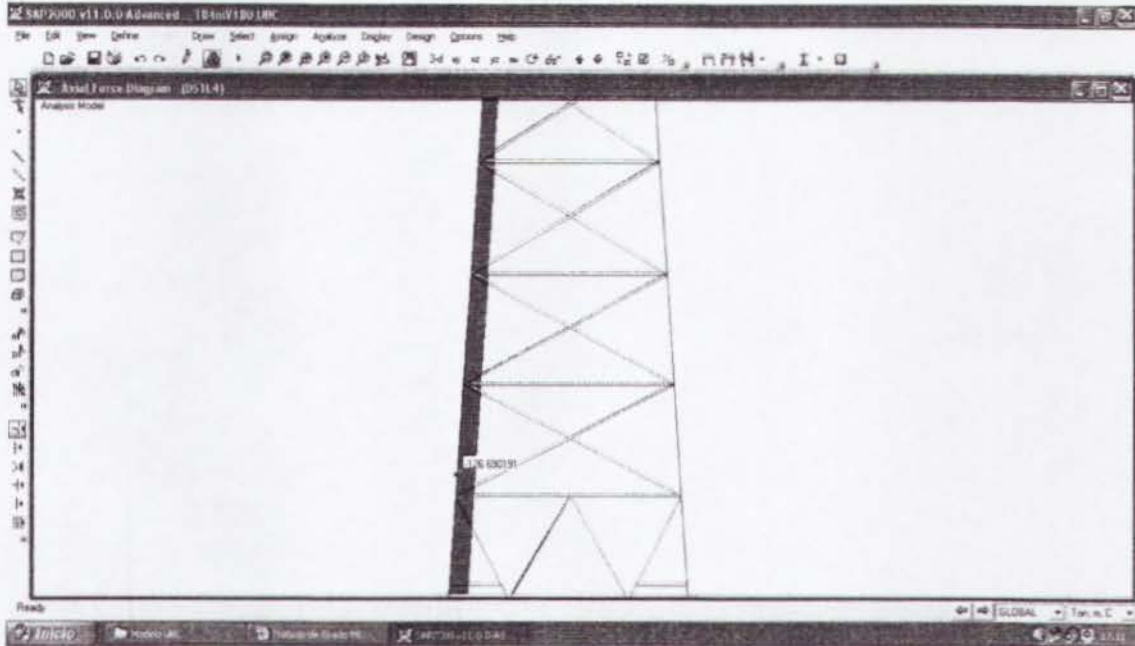


Figura 3.3.16. Diagrama de carga axial quinto tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 128.02 \text{ T}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 1.42 \text{ T}\cdot\text{m}$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 682.28 \cdot 2400 = 1473724.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{14.73 \text{ T} \cdot \text{m}}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 682.28 \cdot 2400 = 1473724.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{14.73 \text{ T} \cdot \text{m}}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502 \text{ m}$$

$$r_y = 0.1032 \text{ m}$$

$$A_g = 73.38 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 62.37 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 62.37 = 53.01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.1032} = 14.55$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(14.55)^2} = 93240.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E / F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 14.55$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y / F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400 / 93240.31}) 2400 = 2374.28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2374.28 \cdot 53.01 = 113274.52 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 113.27 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{128.02}{113.27} = 1.13 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{128.02}{113.27} + \frac{8}{9} \left(\frac{1.42}{14.73} + \frac{1.42}{14.73} \right) = 1.30 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.3.10.6 Montante T $\Phi 250$ e=8 mm

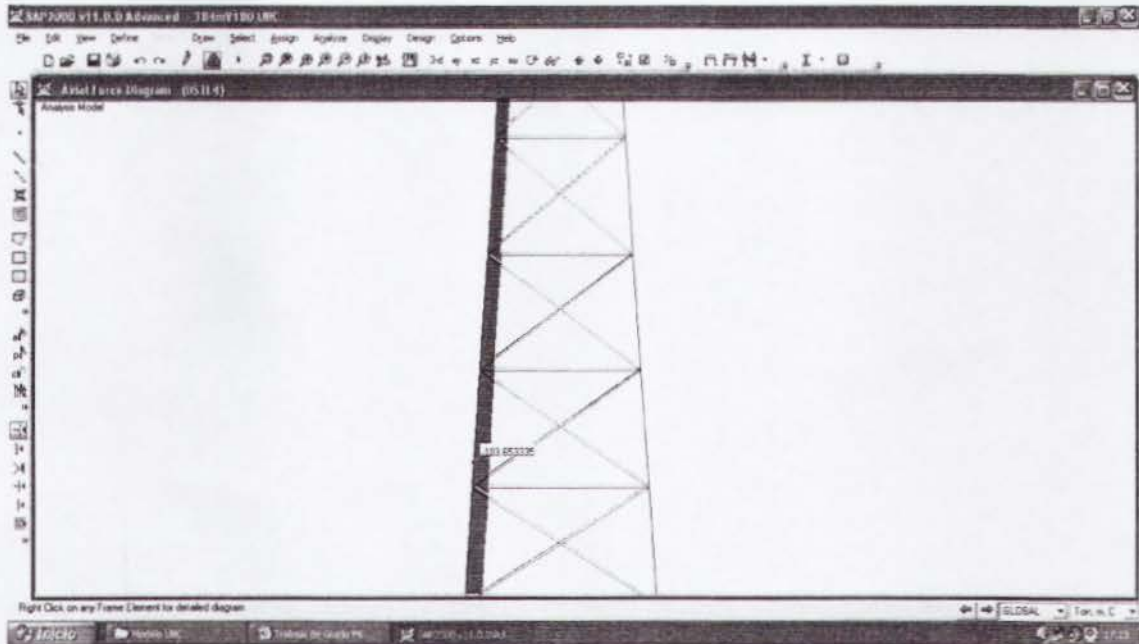


Figura 3.3.17. Diagrama de carga axial sexto tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 104.97 T$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.88 T \cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 468.68 \cdot 2400 = 1012348.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{10.12 T \cdot m}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 468.68 \cdot 2400 = 1012348.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{10.12 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 1.502 m$$

$$r_y = 0.0856 m$$

$$A_g = 60.82 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 51.70 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 51.70 = 43.94 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 1.502}{0.0856} = 17.54$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(17.54)^2} = 64160.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 17.54$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400/64160.92}) 2400 = 2362.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2362.71 \cdot 43.94 = 93435.73 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 93.43 \text{ T}}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{104.97}{93.43} = 1.12 > 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{104.97}{93.43} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.88}{10.12} + \frac{0.88}{10.12} \right) = 1.28 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.3.11 Revisión de la Estabilidad al Volteo de la Cimentación

Se revisará que la cimentación sea estable al volteo. Para esto, se considerará que el Momento Resistente sea por lo menos dos veces mayor al Momento Actuante, lo que se expresa mediante la siguiente relación:

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{M_{\text{res}}}{M_{\text{act}}} \geq 2$$

3.3.11.1 Cálculo de Momento Actuante

Presión de Viento: $P = 882.55 \text{ Kg/m}^2$

Área de Antenas: $A = 28.27 \text{ m}^2$

Carga sobre Antenas: $F_{\text{ant}} = 882.55 \text{ Kg/m}^2 \times 28.27 \text{ m}^2 = 24949.68 \text{ Kg} = 24.95 \text{ T}$

Momento de Antenas: $M_{\text{ant}} = 24.95 \times 84 = 2095.8 \text{ T-m}$

Área de Contacto: $1 \text{ m}^2/\text{m} \times 84 \text{ m} = 84 \text{ m}^2$

Carga sobre Torre: $F_{\text{torre}} = 882.55 \text{ Kg/m}^2 \times 84 \text{ m}^2 = 74134.2 \text{ Kg} = 74.13 \text{ T}$

Momento de Torre: $M_{\text{torre}} = 74.13 \times 42 = 3113.46 \text{ T-m}$

Momento Total de Volteo = $2095.8 + 3113.46 = \underline{5209.26 \text{ T-m}}$

3.3.11.2 Cálculo de Momento Resistente

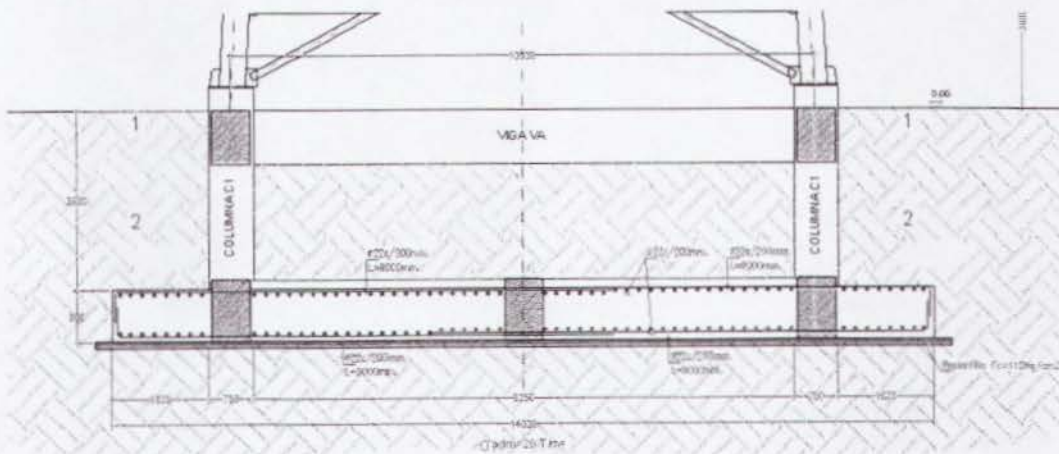


Figura 3.3.18. Perfil de cimentación de torre.

Peso de Torre = 58.84 T

Peso en la Cima = 13.02 T



Peso de Losa de Cimentación = 423.36 T

Peso de Columnas de Cimentación = 16.20 T

Peso de Suelo = 1046.25 T

Peso Total = 1557.67 T

Brazo = 14.00 / 2 = 7.00m

Momento Resistente = 1557.67 x 7.00 = 10903.69 T-m

3.3.11.3 Cálculo de Factor de Seguridad al Volteo

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{M_{\text{res}}}{M_{\text{act}}} \geq 2$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{10903.69}{5209.26} = 2.09 > 2 \text{ (Ok)}$$

3.3.12 Comparaciones con el EIA

H = 84m = 275.5pies

V = 180Km/h = 111.80 millas/h

La fórmula para calcular la presión de viento según el EIA es:

$$P = q \cdot Cd \cdot Kz \cdot Gh$$

q = Presión de viento neta = 156.15 Kg/m²

Cd = Factor de forma: Para cuadrada = 1.40

$$Kz = \text{Factor de exposición: } \left[\frac{h/2}{33} \right]^{2/7} = \left[\frac{275.5/2}{33} \right]^{2/7} = 1.50$$

$$Gh = \text{Factor de ráfaga: } 0.65 + \frac{0.60}{(h/33)^{1/7}} = 0.65 + \frac{0.60}{(275.5/33)^{1/7}} = 1.09$$

$$P = 156.15 \cdot 1.40 \cdot 1.50 \cdot 1.09$$

$$\underline{\underline{P = 357.43 \text{ Kg} / \text{m}^2}}$$



3.3.12.1 Cálculo de Componente sobre Plano Bidimensional

$$p = \frac{P}{2} = \frac{357.43}{2} = \underline{178.72 \text{ Kg} / \text{m}^2}$$

3.3.12.2 Cálculo de Carga Repartida sobre Torre (FVT)

$$\text{Fuerza Repartida} = 178.72 \text{ Kg} / \text{m}^2 \times 6 \text{ m}^2 = 1072.32 \text{ Kg} = \underline{1.07 \text{ T}}$$

3.3.12.3 Cálculo de Carga sobre Antenas (FVT)

$$\text{Carga sobre Antenas} = 178.72 \text{ Kg} / \text{m}^2 \times 28.27 \text{ m}^2 = 5052.41 \text{ Kg} = \underline{5.05 \text{ T}}$$

3.3.12.4 Cálculo de Carga Muerta² (WD²)

$$\text{Total DEAD}^2 = 13020 \text{ Kg} = 13.02 \text{ T} / 4 = \underline{3.25 \text{ T}}$$

3.3.12.5 Cálculo de Carga Viva (WL)

$$\text{Total LIVE} = 300 \text{ Kg} = 0.30 \text{ T} / 4 = \underline{0.08 \text{ T}}$$

3.3.12.6 Revisión de Desplazamiento Máximo de Torre

El desplazamiento actuante: 0.2654m en 84 m de altura.

El desplazamiento admisible: $h \cdot 0.02 = 84 \cdot 0.02 = 1.68 \text{ m}$.

El desplazamiento actuante es menor que el admisible (ok).

3.3.12.7 Montante T $\Phi 420$ e=16 mm

$$P_u = 152.14 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.28 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 315.11 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 56.44 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{152.14}{315.11} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.28}{56.44} + \frac{0.28}{56.44} \right) = 0.49 < 1 \quad (\text{Ok})$$



3.3.12.8 Montante T $\Phi 420$ e=12 mm

$$P_u = 124.15 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.97 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 238.72 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 43.15 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{124.15}{238.72} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.97}{43.15} + \frac{0.97}{43.15} \right) = 0.56 < 1 \text{ (Ok)}$$

3.3.12.9 Montante T $\Phi 420$ e=10 mm

$$P_u = 86.61 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.92 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 199.91 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 36.32 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{86.61}{199.91} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.92}{36.32} + \frac{0.92}{36.32} \right) = 0.48 < 1 \text{ (Ok)}$$

3.3.12.10 Montante T $\Phi 350$ e=8 mm

$$P_u = 66.29 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.90 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 133.08 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 20.21 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{66.29}{133.08} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.90}{20.21} + \frac{0.90}{20.21} \right) = 0.58 < 1 \text{ (Ok)}$$



3.3.12.11 Montante T $\Phi 300$ e=8 mm

$$P_u = 54.39 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.57 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 113.27 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 14.73 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{54.39}{113.27} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.57}{14.73} + \frac{0.57}{14.73} \right) = 0.55 < 1 \text{ (Ok)}$$

3.3.12.12 Montante T $\Phi 250$ e=8 mm

$$P_u = 44.74 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = M_{uy} = 0.36 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 93.43 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 10.12 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{44.74}{93.43} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.36}{10.12} + \frac{0.36}{10.12} \right) = 0.54 < 1 \text{ (Ok)}$$

3.3.12.13 Revisión de la Estabilidad al Volteo de la Cimentación

$$\text{Carga sobre Antenas: } F_{ant} = 357.43 \text{ Kg/m}^2 \times 28.27 \text{ m}^2 = 10104.54 \text{ Kg} = 10.10 \text{ T}$$

$$\text{Momento de Antenas: } M_{ant} = 10.10 \times 84 = 848.40 \text{ T-m}$$

$$\text{Carga sobre Torre: } F_{torre} = 357.43 \text{ Kg/m}^2 \times 84 \text{ m}^2 = 30024.12 \text{ Kg} = 30.02 \text{ T}$$

$$\text{Momento de Torre: } M_{torre} = 30.02 \times 42 = 1260.84 \text{ T-m}$$

$$\text{Momento Total de Volteo} = 848.40 + 1260.84 = \underline{2109.24 \text{ T-m}}$$

$$\text{Momento Resistente} = \underline{10903.69 \text{ T-m}}$$

$$FS_{volteo} = \frac{M_{res}}{M_{act}} = \frac{10903.69}{2109.24} = 5.16 > 2 \text{ (Ok)}$$



3.3.12.14 Resumen Comparativo entre el UBC y el EIA H = 84m V = 180Km/h

PARÁMETROS ANALIZADOS		UBC	EIA
Revisión de Cargas de Viento	Presión de Viento	882.55Kg/m ²	357.43Kg/m ²
Revisión de Deformaciones	Desplazamiento Máximo	0.6570m	0.2654m
Revisión de Elementos Estructurales (Ecuación de Interacción <1)	Montante T420 e=16mm	1.13	0.49
	Montante T420 e=12mm	1.32	0.56
	Montante T420 e=10mm	1.13	0.48
	Montante T350 e=8mm	1.35	0.58
	Montante T300 e=8mm	1.30	0.55
	Montante T250 e=8mm	1.28	0.54
Revisión de la Cimentación	FS al Volteo >2	2.09	5.16



3.4 Torre Monopolo H = 36m, V = 140Km/h

3.4.1 Cálculo de Presión de Viento sobre Torre por UBC

La fórmula para calcular la presión de viento según el UBC es:

$$P = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w$$

C_e = Coeficiente de exposición y factor de ráfaga (tabla 16-G).

C_q = Factor de forma (tabla 16-H).

q_s = Presión de viento neta.

I_w = Factor de importancia (tabla 16-K).

3.4.1.1 Cálculo del Factor C_e

TABLE 16-G—COMBINED HEIGHT, EXPOSURE AND GUST FACTOR COEFFICIENT (C_e)¹

HEIGHT ABOVE AVERAGE LEVEL OF ADJACENT TERRAIN (feet)	EXPOSURE D	EXPOSURE C	EXPOSURE B
15	1.19	1.06	0.92
30	1.15	1.03	0.87
75	1.50	1.19	0.72
100	1.54	1.21	0.76
150	1.67	1.31	0.84
200	1.73	1.34	0.88
300	1.84	1.41	0.94
400	1.88	1.43	0.96
500	1.92	1.46	0.98
750	1.93	1.47	1.01
1000	1.97	1.49	1.04
1500	2.10	1.57	1.12
2000	2.23	1.65	1.19
3000	2.34	1.70	1.26

¹Values for intermediate heights above 15 feet (4572 mm) may be interpolated

Tabla 3.4.1. Tabla 16-G, UBC.

Para Ecuador se utiliza la Exposición B, debido a que no se registran altos vientos como en otros países, donde si se utilizan las Exposiciones C y D.

$$H = 36m = 118.08pies$$

$$\text{Interpolando, } C_e = 1.187 = \underline{1.19}$$



3.4.1.2 Cálculo del Factor Cq

TABLE 16-H—PRESSURE COEFFICIENTS (Cp)

STRUCTURE OR PART THEREOF	DESCRIPTION	Cp FACTOR
1. Primary frames and systems	Method 1 (Normal force method)	
	Walls Windward wall Leeward wall Roofs ¹ Wind perpendicular to ridge Leeward roof or flat roof Windward roof less than 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to less than 9:12 (75%) Slope 9:12 (75%) to 12:12 (100%) Slope = 12:12 (100%) Wind parallel to ridge and flat roofs	0.8 inward 0.8 outward 0.7 outward 0.7 outward 0.9 outward or 0.3 inward 0.4 inward 0.7 inward 0.7 outward
2. Elements and components not in areas of discontinuity ²	Method 2 (Projected area method)	
	On vertical projected area Structures 40 feet (12,192 mm) or less in height Structures over 40 feet (12,192 mm) in height On horizontal projected area ³	1.3 horizontal any direction 1.4 horizontal any direction 0.7 upward
3. Elements and components in areas of discontinuities ^{1,4,5}	Wall elements All structures Enclosed and unenclosed structures Partially enclosed structures Parapets walls	1.2 inward 1.2 outward 1.6 outward 1.3 inward or outward
	Roof elements ¹ Enclosed and unenclosed structures Slope = 7:12 (58.3%) Slope = 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%)	1.3 outward 1.3 outward or inward
	Partially enclosed structures Slope = 2:12 (16.7%) Slope = 2:12 (16.7%) to 7:12 (58.3%) Slope = 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%)	1.7 outward 1.6 outward or 0.8 inward 1.7 outward or inward
4. Chimneys, tanks and solid towers	Wall corners ²	1.5 outward or 1.2 inward
	Roof eaves, rakes or ridges without overhangs ¹ Slope = 2:12 (16.7%) Slope = 2:12 (16.7%) to 7:12 (58.3%) Slope = 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%) For slopes less than 2:12 (16.7%) Overhangs at roof eaves, rakes or ridges, and canopies	2.3 upward 2.6 outward 1.6 outward 0.5 added to values above
5. Open-frame towers ⁶	Square or rectangular Hexagonal or octagonal Round or elliptical	1.4 any direction 1.4 any direction 0.8 any direction
	Diagonal Normal Triangular	4.0 3.6 3.2
6. Tower accessories (such as ladders, ladders, lights and elevators)	Cylindrical members 7 inches (51 mm) or less in diameter Over 7 inches (51 mm) in diameter Flat or angular members	1.4 0.8 1.4 any direction

¹Signs, flagpoles, lightpoles, minor structures⁷

²For one story or the top story of multistory partially enclosed structures, an additional value of 0.5 shall be added to the outward Cp. The most critical combination shall be used for design. For definition of partially enclosed structures, see Section 1618.

³Values listed are for 10 square feet (0.91 m²) tributary area. For tributary areas of 100 square feet (9.29 m²), the value of 0.5 may be subtracted from Cp, except for areas at discontinuities with slopes less than 7 units vertical to 12 units horizontal (58.3% slope) where the value of 0.5 may be subtracted from Cp. Interpolation may be used for tributary areas between 10 and 100 square feet (0.91 m² and 9.29 m²). For tributary areas greater than 1,000 square feet (92.9 m²), use primary frame values.

⁴For slopes greater than 12 units vertical to 12 units horizontal (100% slope), use wall element values.

⁵Local pressures shall apply over a distance from the discontinuity of 10 feet (3048 mm) or 0.1 times the least width of the structure, whichever is smaller.

⁶Discontinuities at wall corners or roof ridges are defined as discontinuities breaks in the surface where the included exterior angle measures 170 degrees or less.

⁷Wind is to be applied on either side of discontinuity but not simultaneously on both sides.

⁸Wind pressures shall be applied to the total normal projected area of all elements on one face. The forces shall be assumed to act parallel to the wind direction.

⁹Factors for cylindrical elements are two-thirds of those for flat or angular elements.

Tabla 3.4.2. Tabla 16-H, UBC.

El coeficiente de presión es un factor que depende de la forma de la torre.

Forma = Monopolo

Cq = 0.8



3.4.1.3 Cálculo de Presión de Viento Neta q_s

$$V = 140 \text{ Km/h} = 86.95 \text{ millas/h}$$

$$q_s = 0.00256 \cdot V^2$$

$$q_s = 0.00256 \cdot (86.95)^2$$

$$q_s = 19.35 \text{ psf} \times 4.88 = \underline{94.45 \text{ Kg} / \text{m}^2}$$

3.4.1.4 Cálculo del Factor I_w

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR I_e	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR I_s	WIND IMPORTANCE FACTOR I_w
1 Essential facilities ²	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2 Hazardous facilities	Group II, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group II, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3 Special occupancy structures ³	Group A, Divisions 1, 2 and 2.4 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group B Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4 Standard occupancy structures ³	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5 Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

¹The limitation of I_e for panel connections in Section 1603.2.4 shall be 1.0 for the entire connector.

²Structural observation requirements are given in Section 1702.

³For anchorage of machinery and equipment required for life-safety systems, the value of I_w shall be taken as 1.5.

Tabla 3.4.3. Tabla 16-K, UBC.

Para torres de telecomunicaciones,

$$I_w = 1$$



3.4.1.5 Cálculo de Presión de Viento

$$P = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w$$

$$P = 1.19 \times 0.8 \times 94.45 \times 1$$

$$\underline{P = 89.92 \text{ Kg} / \text{m}^2}$$

3.4.2 Cálculo de Componente sobre Plano Bidimensional

Debido a que el modelo estructural en SAP2000 es bidimensional, se obtendrá la componente más crítica actuando lateralmente sobre una de las caras.

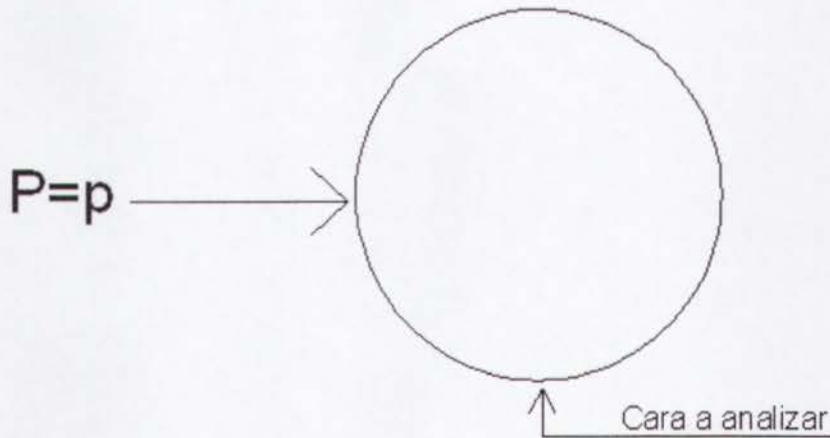


Figura 3.4.4. Planta de torre monopolo.

Como se puede observar en la figura 3.4.4, la componente "p" actuará sobre el plano bidimensional crítico, el cual se modelará.

Por trigonometría:

$$p = P = \underline{89.92 \text{ Kg} / \text{m}^2}$$

3.4.3 Cálculo de Carga Repartida sobre Torre (FVT)

Área por metro de altura = 0.6m²/m.

Carga repartida c/6m.

Área de influencia = 3.6m².

Fuerza Repartida = 89.92Kg/m² x 3.6m² = 323.71Kg = 0.32 T



3.4.4 Cálculo de Carga sobre Antenas (FVT)

Según los datos recibidos, la torre debe ser diseñada para 6 antenas celulares de 50 Kg cada una, 2 antenas de 0.6m de diámetro de 100 Kg cada una, y 2 antenas de 1.8m de diámetro de 300 Kg cada una.

$$A_{total} = 5.65m^2$$

$$\text{Carga sobre Antenas} = 89.92\text{Kg/m}^2 \times 5.65m^2 = 508.05\text{Kg} = \underline{0.51 \text{ T}}$$

3.4.5 Cálculo de Carga Muerta2 (WD2)

$$\text{Peso antenas1} = 6 \text{ antenas} \times 50 \text{ Kg} = 300 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso antenas2} = 2 \text{ antenas} \times 100 \text{ Kg} = 200 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso antenas3} = 2 \text{ antenas} \times 300 \text{ Kg} = 600 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso escalera} = 130\text{Kg/m} \times 36\text{m} = 4680 \text{ Kg}$$

$$\text{Total DEAD2} = 5780 \text{ Kg} = \underline{5.78 \text{ T}}$$

3.4.6 Cálculo de Carga Viva (WL)

Se asumen 3 personas de 100 Kg cada una.

$$\text{Total LIVE} = 300 \text{ Kg} = \underline{0.30 \text{ T}}$$

3.4.7 Evaluación de los Planos de la Torre (Ver Anexo 4, pág. 136)

Según los planos de la torre analizada, las secciones encontradas son las siguientes:

3.4.7.1 Octógonos

OCT $\Phi 550$ e=18 mm

OCT $\Phi 500$ e=15 mm

OCT $\Phi 450$ e=12 mm

OCT $\Phi 450$ e=10 mm

3.4.7.2 Tubos

T $\Phi 300$ e=8 mm

T $\Phi 300$ e=6 mm



3.4.8 Modelo Estructural en SAP2000

Se efectuó un modelo bidimensional en el software de elementos finitos SAP2000.

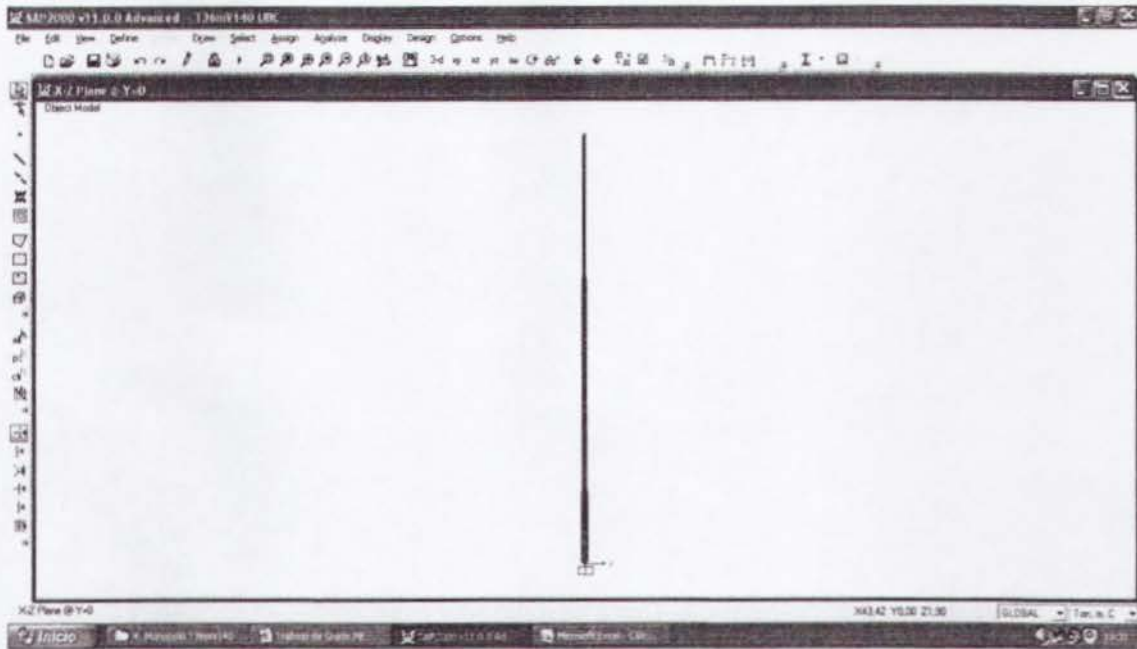


Figura 3.4.5. Vista del modelo estructural.



Figura 3.4.6. Asignación de secciones al modelo.

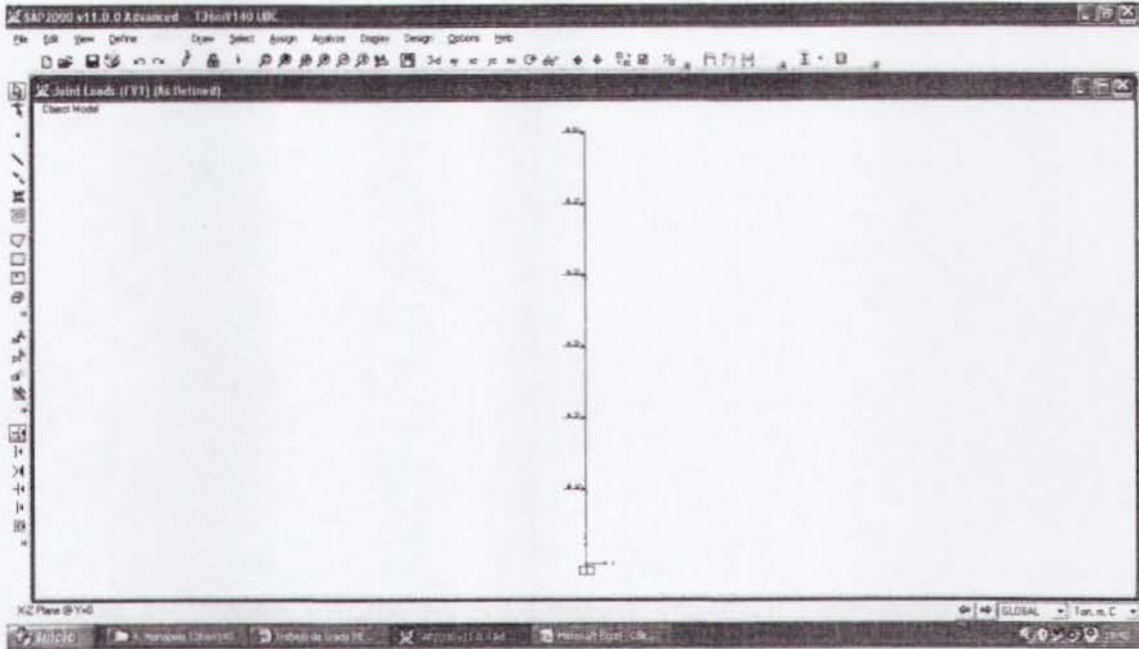


Figura 3.4.7. Colocación de cargas de viento.

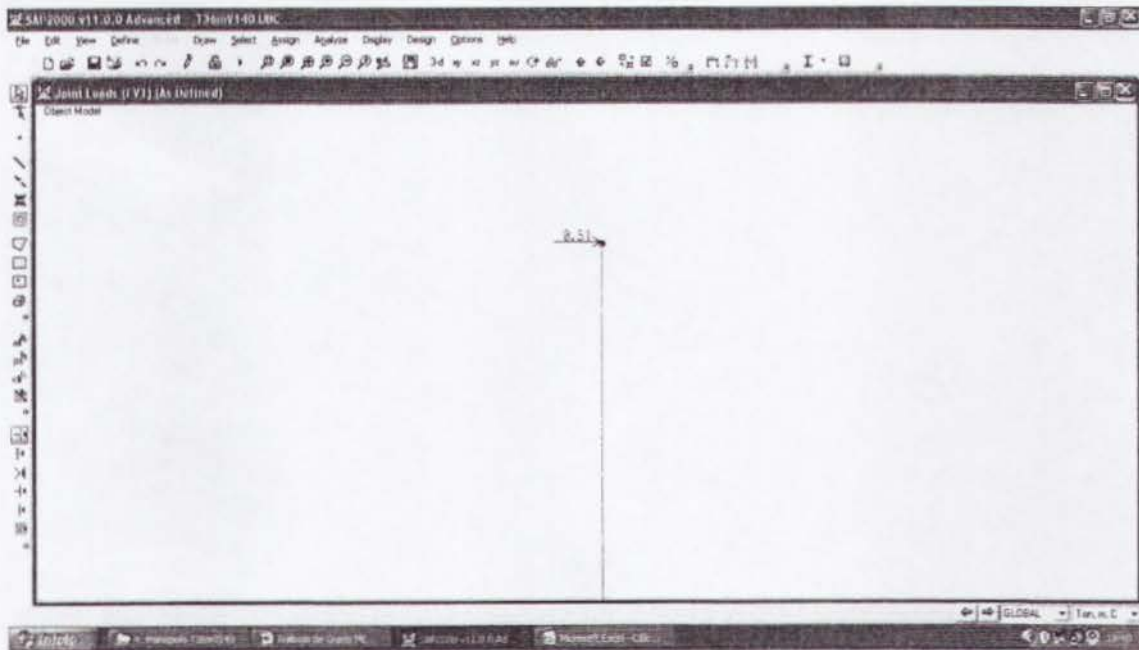


Figura 3.4.8. Carga de viento sobre antenas.

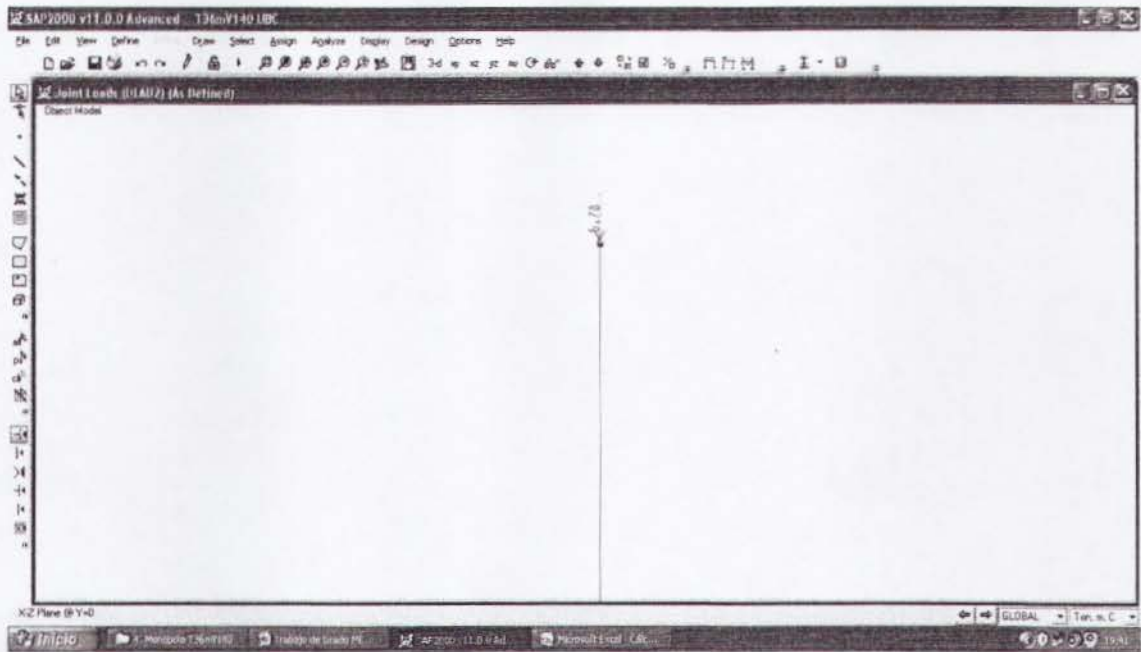


Figura 3.4.9. Colocación de carga muerta2 (WD2).

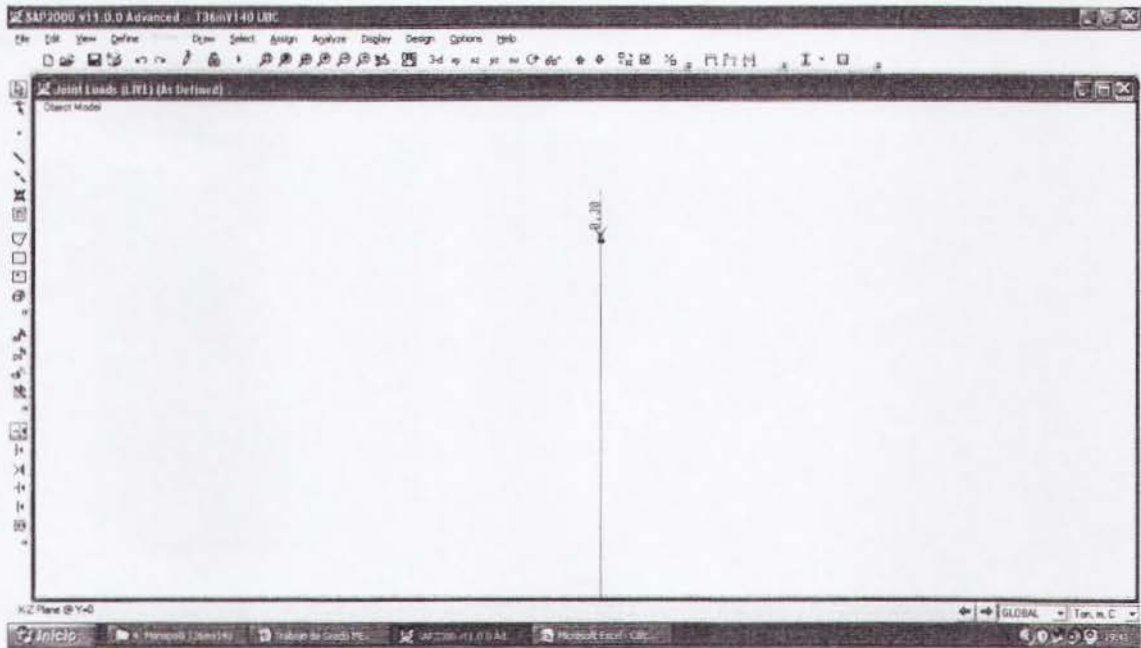


Figura 3.4.10. Colocación de carga viva (WL).



3.4.9 Revisión de Desplazamiento Máximo de Torre

Se revisará que el desplazamiento admisible sea mayor al desplazamiento actuante. Para el desplazamiento admisible se recomienda utilizar el 2% de la altura de la torre para la obtención de su valor.

Altura	Desplazamiento actuante	Estado de Carga
36 m	$X = 2.2197 \text{ m}$	FVT

El desplazamiento actuante: 2.2197m en 36m de altura.

El desplazamiento admisible: $h \cdot 0.02 = 36 \cdot 0.02 = 0.72 \text{ m}$.

El desplazamiento actuante es mayor que el admisible (No pasa por deformaciones).

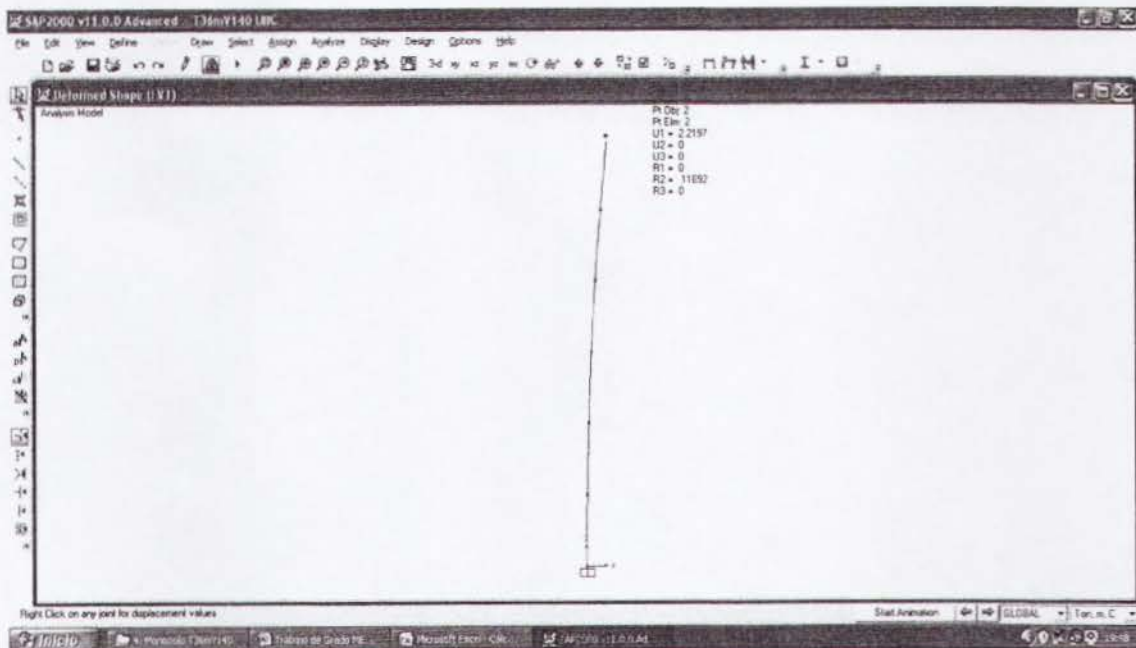


Figura 3.4.11. Desplazamiento lateral de la torre.

3.4.10 Revisión Estructural de Octógonos y Tubos de Torre

Se revisará el diseño de los octógonos y tubos pipe para los estados límite de flexión, pandeo flexionante y flexo-compresión como lo indica el AISC-05.



3.4.10.1 Octógono OCT $\Phi 550$ $e=18$ mm

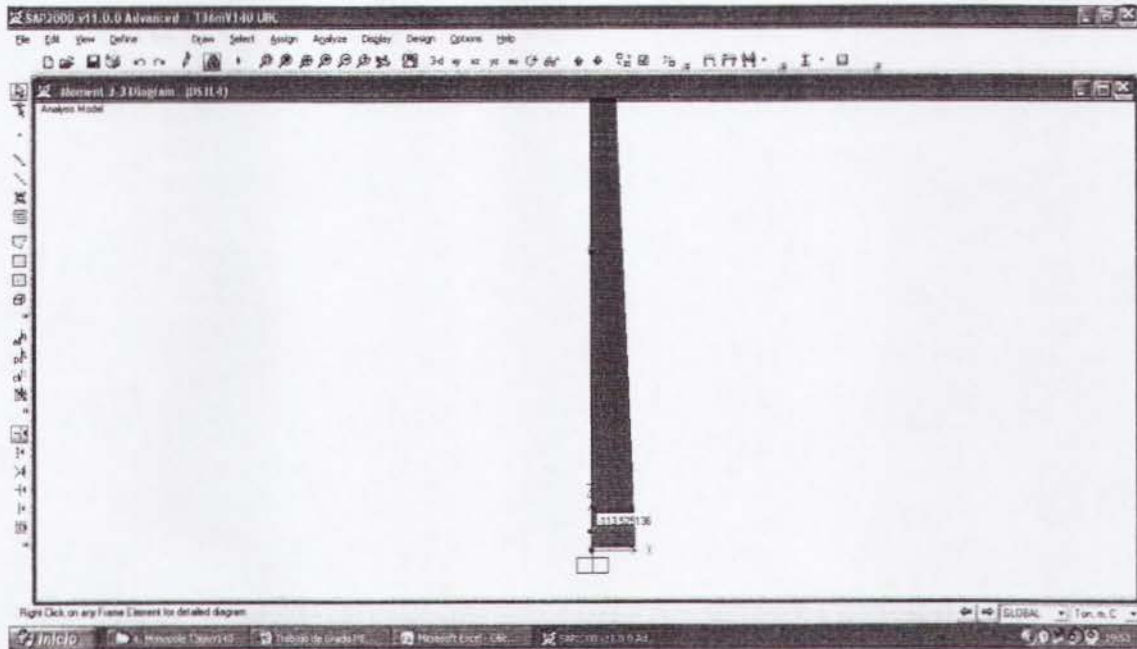


Figura 3.4.12. Diagrama de momento primer tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 12.77 T$$

$$M_{ux} = 115.22 T\cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 5534.03 \cdot 2400 = 11953504.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{119.54 T \cdot m}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 5534.03 \cdot 2400 = 11953504.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{119.54 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 6m$$

$$r_y = 0.1935m$$

$$A_g = 317.34 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 269.74 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 269.74 = 229.28 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 6}{0.1935} = 31$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(31)^2} = 20540.28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E / F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 31$$

$$Usar \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y / F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400 / 20540.28}) 2400 = 2285.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2285.45 \cdot 229.28 = 471607.18 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 471.61 \text{ T}}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{12.77}{471.61} = 0.03 < 0.2$$

$$Usar \rightarrow \frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{12.77}{2 \times 471.61} + \left(\frac{115.22}{119.54} + \frac{0}{119.54} \right) = 0.98 < 1 \text{ (Ok)}$$



3.4.10.2 Octógono OCT $\Phi 500$ $e=15$ mm

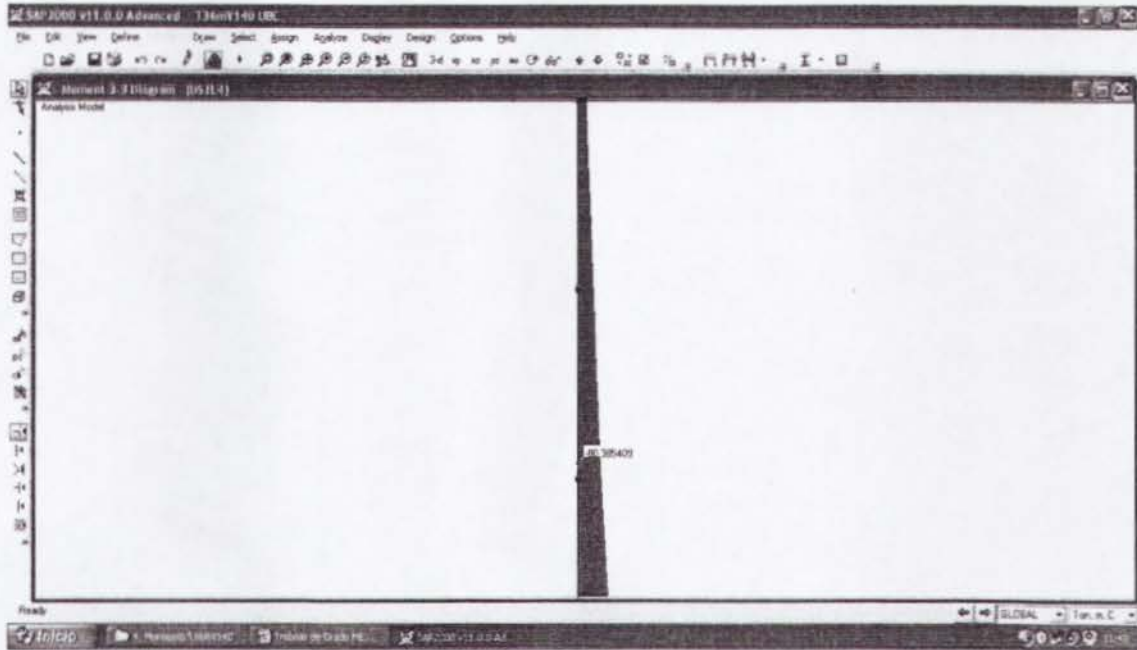


Figura 3.4.13. Diagrama de momento segundo tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 10.98 T$$

$$M_{ux} = 82.29 T \cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 3831.07 \cdot 2400 = 8275111.2 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{82.75 T \cdot m}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 3831.07 \cdot 2400 = 8275111.2 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{82.75 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 6m$$

$$r_y = 0.1764m$$

$$A_g = 240.99 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 204.84 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 204.84 = 174.12 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 6}{0.1764} = 34.01$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(34.01)^2} = 17065.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71\sqrt{E/F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71\sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 34.01$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e})F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400/17065.40})2400 = 2262.81 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2262.81 \cdot 174.12 = 354600.43 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 354.60 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{10.98}{354.60} = 0.03 < 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \leq 1$$

$$\frac{10.98}{2 \times 354.60} + \left(\frac{82.29}{82.75} + \frac{0}{82.75}\right) = 1.01 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.4.10.3 Octógono OCT $\Phi 450$ e=12 mm

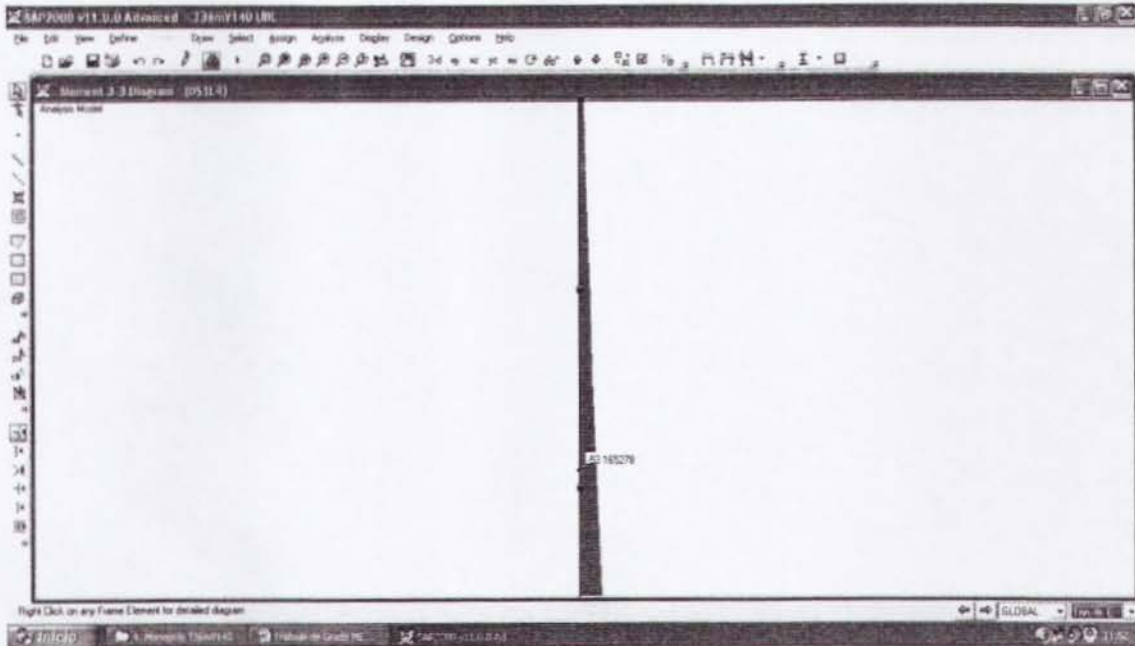


Figura 3.4.14. Diagrama de momento tercer tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 9.62 T$$

$$M_{ux} = 54.85 T\cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 2500.95 \cdot 2400 = 5402052 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{54.02 T \cdot m}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 2500.95 \cdot 2400 = 5402052 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{54.02 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 6m$$

$$r_y = 0.1592m$$

$$A_g = 174.21 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 148.07 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 148.07 = 125.86 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 6}{0.1529} = 39.24$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(39.24)^2} = 12819.52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E / F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 39.24$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y / F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400 / 12819.52}) 2400 = 2219.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2219.12 \cdot 125.86 = 251368.60 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 251.36 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{9.62}{251.36} = 0.04 < 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{9.62}{2 \times 251.36} + \left(\frac{54.85}{54.02} + \frac{0}{54.02} \right) = 1.03 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.4.10.4 Octógono OCT $\Phi 450$ e=10 mm

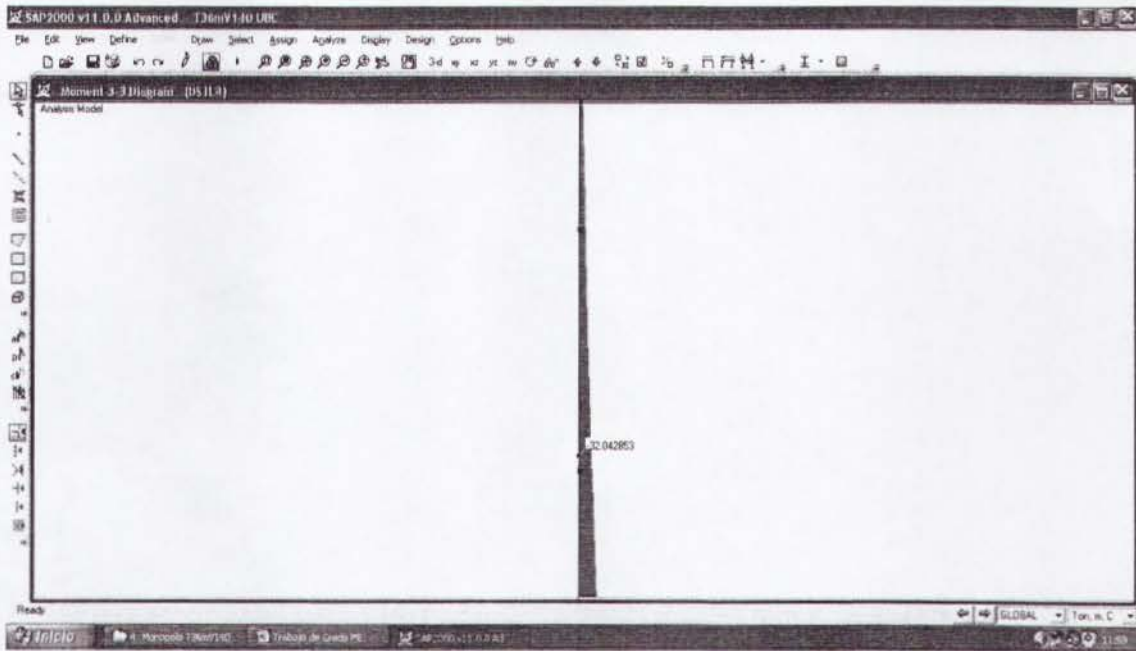


Figura 3.4.15. Diagrama de momento cuarto tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 8.64 \text{ T}$$

$$M_{ux} = 32.90 \text{ T}\cdot\text{m}$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi b M_{nx} = \phi b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 2102.28 \cdot 2400 = 4540924.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{45.41 \text{ T} \cdot \text{m}}$$

$$M_{ry} = \phi b M_{ny} = \phi b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 2102.28 \cdot 2400 = 4540924.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{45.41 \text{ T} \cdot \text{m}}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$r_y = 0.1599 \text{ m}$$

$$A_g = 145.79 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 123.92 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 123.92 = 105.33 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 6}{0.1599} = 37.52$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(37.52)^2} = 14021.81 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E / F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 37.52$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y / F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400 / 14021.81}) 2400 = 2234.07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2234.07 \cdot 105.33 = 211783.13 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 211.13 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{8.64}{211.13} = 0.04 < 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{8.64}{2 \times 211.13} + \left(\frac{32.90}{45.41} + \frac{0}{45.41} \right) = 0.74 < 1 \text{ (Ok)}$$



3.4.10.5 Tubo T $\Phi 300$ $e=8$ mm

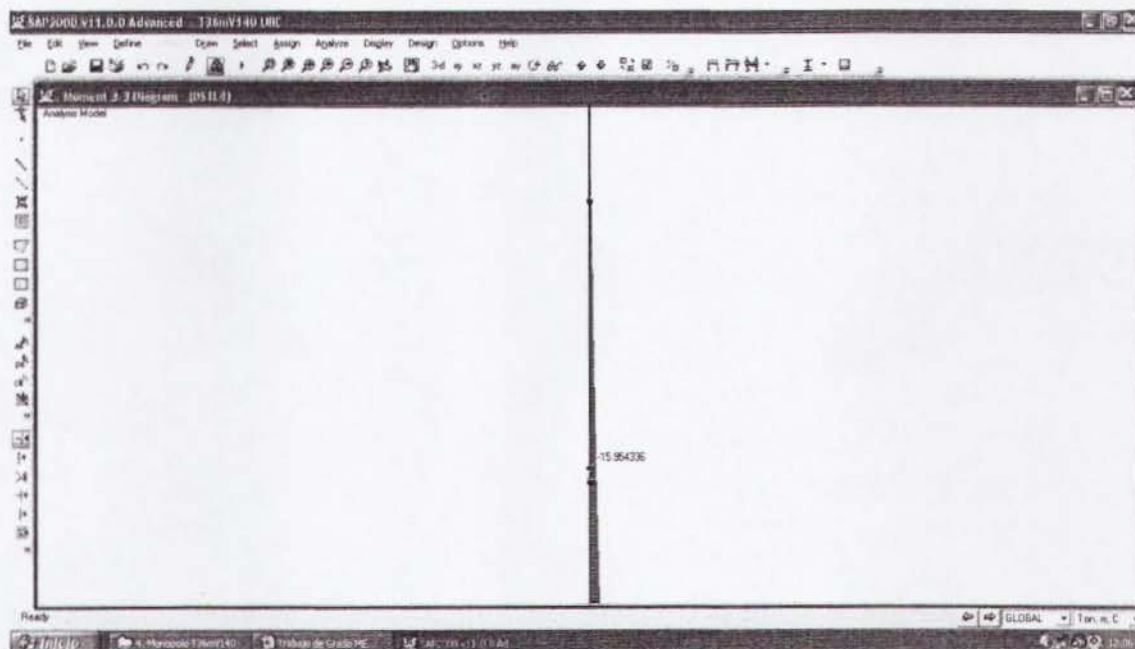


Figura 3.4.16. Diagrama de momento quinto tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 7.81 T$$

$$M_{ux} = 16.44 T \cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 682.28 \cdot 2400 = 1473724.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{14.73 T \cdot m}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 682.28 \cdot 2400 = 1473724.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{14.73 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 6m$$

$$r_y = 0.1032m$$

$$A_g = 73.38 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 62.37 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 62.37 = 53.02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 6}{0.1032} = 58.14$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(58.14)^2} = 5839.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 58.14$$

$$\text{Usar} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400/5839.55}) 2400 = 2020.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2020.71 \cdot 53.02 = 96424.24 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 96.42 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{7.81}{96.42} = 0.08 < 0.2$$

$$\text{Usar} \rightarrow \frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{7.81}{2 \times 96.42} + \left(\frac{16.44}{14.73} + \frac{0}{14.73} \right) = 1.16 > 1 \quad (\text{No pasa el diseño})$$



3.4.10.6 Tubo T $\Phi 300$ e=6 mm

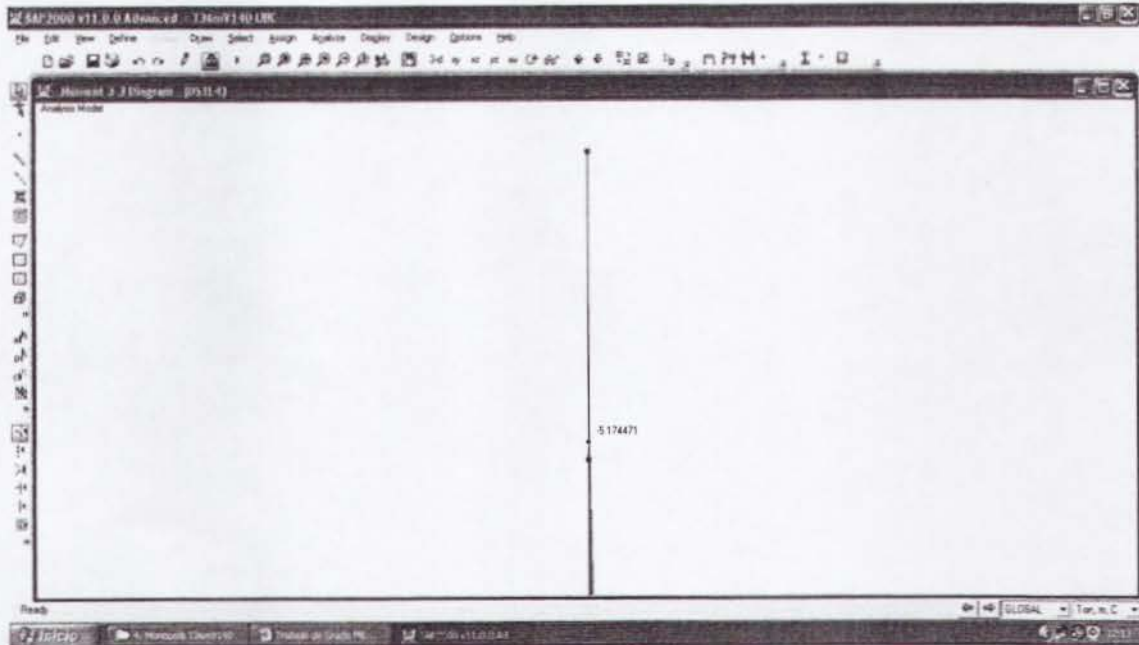


Figura 3.4.17. Diagrama de momento sexto tramo (Combo 4 – crítico).

$$P_u = 7.39 T$$

$$M_{ux} = 5.48 T \cdot m$$

Los momentos resistentes se los obtendrá con las fórmulas de flexión del AISC-05.

$$M_{rx} = \phi_b M_{nx} = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \cdot 518.68 \cdot 2400 = 1120348.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{11.20 T \cdot m}$$

$$M_{ry} = \phi_b M_{ny} = \phi_b \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 468.68 \cdot 2400 = 1120348.8 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = \underline{11.20 T \cdot m}$$

La carga axial resistente se la obtendrá con las fórmulas de pandeo flexionante del AISC-05.

$$K = 1$$

$$L = 6m$$

$$r_y = 0.1039m$$

$$A_g = 55.41 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 47.09 \text{ cm}^2; U = 0.85$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.85 \cdot 47.09 = 40.03 \text{ cm}^2$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 6}{0.1039} = 57.74$$



$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{(57.74)^2} = 5920.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} > \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$4.71 \sqrt{2 \times 10^6 / 2400} = 135.96 > 57.74$$

$$Usar \rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{2400/5920.74}) 2400 = 2025.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_e = 0.9 \cdot 2025.48 \cdot 40.03 = 72971.97 \text{ Kg}$$

$$\underline{\phi_c P_n = 72.97 T}$$

Se revisará el elemento con la ecuación de interacción del AISC-05 de flexo-compresión.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{7.39}{72.97} = 0.1 < 0.2$$

$$Usar \rightarrow \frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{7.39}{2 \times 72.97} + \left(\frac{5.48}{11.20} + \frac{0}{11.20} \right) = 0.54 < 1 \text{ (Ok)}$$



3.4.11 Revisión de la Estabilidad al Volteo de la Cimentación

Se revisará que la cimentación sea estable al volteo. Para esto, se considerará que el Momento Resistente sea por lo menos dos veces mayor al Momento Actuante, lo que se expresa mediante la siguiente relación:

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{M_{\text{res}}}{M_{\text{act}}} \geq 2$$

3.4.11.1 Cálculo de Momento Actuante

Presión de Viento: $P = 89.92 \text{ Kg/m}^2$

Área de Antenas: $A = 5.65 \text{ m}^2$

Carga sobre Antenas: $F_{\text{ant}} = 89.92 \text{ Kg/m}^2 \times 5.65 \text{ m}^2 = 508.05 \text{ Kg} = 0.51 \text{ T}$

Momento de Antenas: $M_{\text{ant}} = 0.51 \times 36 = 18.36 \text{ T-m}$

Área de Contacto: $0.6 \text{ m}^2/\text{m} \times 36 \text{ m} = 21.6 \text{ m}^2$

Carga sobre Torre: $F_{\text{torre}} = 89.92 \text{ Kg/m}^2 \times 21.6 \text{ m}^2 = 1942.27 \text{ Kg} = 1.94 \text{ T}$

Momento de Torre: $M_{\text{torre}} = 1.94 \times 18 = 34.92 \text{ T-m}$

Momento Total de Volteo = $18.36 + 34.92 = \underline{53.28 \text{ T-m}}$

3.4.11.2 Cálculo de Momento Resistente

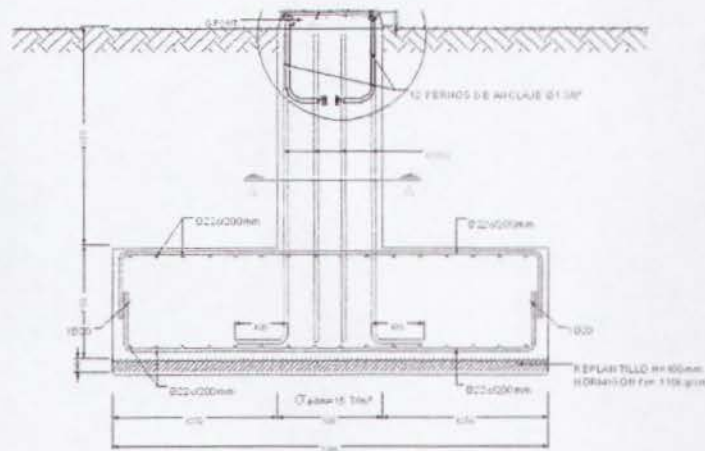


Figura 3.4.18. Perfil de cimentación de torre.

Peso de Torre = 4.74 T

Peso en la Cima = 5.78 T



Peso de Losa de Cimentación = 22.22 T

Peso de Dado de Cimentación = 2.53 T

Peso de Suelo = 30.44 T

Peso Total = 65.71 T

Brazo = $3.30 / 2 = 1.65\text{m}$

Momento Resistente = $65.71 \times 1.65 = \underline{108.42 \text{ T-m}}$

3.4.11.3 Cálculo de Factor de Seguridad al Volteo

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{M_{\text{res}}}{M_{\text{act}}} \geq 2$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{108.42}{53.28} = 2.03 > 2 \text{ (Ok)}$$

3.4.12 Comparaciones con el EIA

H = 36m = 118.08pies

V = 140Km/h = 86.95 millas/h

La fórmula para calcular la presión de viento según el EIA es:

$$P = q \cdot Cd \cdot Kz \cdot Gh$$

q = Presión de viento neta = 94.45 Kg/m²

Cd = Factor de forma: Para monopolo = 1.00

$$Kz = \text{Factor de exposición: } \left[\frac{h/2}{33} \right]^{2/7} = \left[\frac{118.08/2}{33} \right]^{2/7} = 1.18$$

$$Gh = \text{Factor de ráfaga: } 0.65 + \frac{0.60}{(h/33)^{1/7}} = 0.65 + \frac{0.60}{(118.08/33)^{1/7}} = 1.15$$

$$P = 94.45 \cdot 1.00 \cdot 1.18 \cdot 1.15$$

$$\underline{\underline{P = 128.17 \text{ Kg} / \text{m}^2}}$$



3.4.12.1 Cálculo de Componente sobre Plano Bidimensional

$$p = P = \underline{128.17 \text{ Kg} / \text{m}^2}$$

3.4.12.2 Cálculo de Carga Repartida sobre Torre (FVT)

$$\text{Fuerza Repartida} = 128.17 \text{ Kg/m}^2 \times 3.6 \text{ m}^2 = 461.41 \text{ Kg} = \underline{0.46 \text{ T}}$$

3.4.12.3 Cálculo de Carga sobre Antenas (FVT)

$$\text{Carga sobre Antenas} = 128.17 \text{ Kg/m}^2 \times 5.65 \text{ m}^2 = 727.21 \text{ Kg} = \underline{0.73 \text{ T}}$$

3.4.12.4 Cálculo de Carga Muerta2 (WD2)

$$\text{Total DEAD2} = 5780 \text{ Kg} = \underline{5.78 \text{ T}}$$

3.4.12.5 Cálculo de Carga Viva (WL)

$$\text{Total LIVE} = 300 \text{ Kg} = \underline{0.30 \text{ T}}$$

3.4.12.6 Revisión de Desplazamiento Máximo de Torre

El desplazamiento actuante: 2.7779m en 36 m de altura.

El desplazamiento admisible: $h \cdot 0.02 = 36 \cdot 0.02 = 0.72 \text{ m}$.

El desplazamiento actuante es mayor que el admisible (No pasa por deformaciones).

3.4.12.7 Octógono OCT $\Phi 550$ e=18 mm

$$P_u = 12.77 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = 141.89 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 471.61 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 119.54 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{2 \times P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{12.77}{2 \times 471.61} + \left(\frac{141.89}{119.54} + \frac{0}{119.54} \right) = 1.20 > 1 \text{ (No pasa)}$$



3.4.12.8 Octógono OCT $\Phi 500$ e=15 mm

$$P_u = 10.98 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = 101.79 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 354.60 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 82.75 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{2 \times P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{10.98}{2 \times 354.60} + \left(\frac{101.79}{82.75} + \frac{0}{82.75} \right) = 1.25 > 1 \text{ (No pasa)}$$

3.4.12.9 Octógono OCT $\Phi 450$ e=12 mm

$$P_u = 9.62 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = 68.26 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 251.36 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 54.02 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{2 \times P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{9.62}{2 \times 251.36} + \left(\frac{68.26}{54.02} + \frac{0}{54.02} \right) = 1.28 > 1 \text{ (No pasa)}$$

3.4.12.10 Octógono OCT $\Phi 450$ e=10 mm

$$P_u = 8.64 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = 41.32 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 211.13 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 45.41 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{2 \times P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{8.64}{2 \times 211.13} + \left(\frac{41.32}{45.41} + \frac{0}{45.41} \right) = 0.93 < 1 \text{ (OK)}$$



3.4.12.11 Tubo T $\Phi 300$ e=8 mm

$$P_u = 7.81 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = 20.96 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 96.42 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 14.73 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{2 \times P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{7.81}{2 \times 96.42} + \left(\frac{20.96}{14.73} + \frac{0}{14.73} \right) = 1.46 > 1 \text{ (No pasa)}$$

3.4.12.12 Tubo T $\Phi 300$ e=6 mm

$$P_u = 7.39 \text{ T (Combo 4)}$$

$$M_{ux} = 7.19 \text{ T-m (Combo 4)}$$

$$\phi_c P_n = 72.97 \text{ T}$$

$$M_{rx} = M_{ry} = 11.20 \text{ T-m}$$

$$\frac{P_u}{2 \times P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{7.39}{2 \times 72.97} + \left(\frac{7.19}{11.20} + \frac{0}{11.20} \right) = 0.69 < 1 \text{ (Ok)}$$

3.4.12.13 Revisión de la Estabilidad al Volteo de la Cimentación

$$\text{Carga sobre Antenas: } F_{ant} = 128.17 \text{ Kg/m}^2 \times 5.65 \text{ m}^2 = 724.16 \text{ Kg} = 0.72 \text{ T}$$

$$\text{Momento de Antenas: } M_{ant} = 0.72 \times 36 = 25.92 \text{ T-m}$$

$$\text{Carga sobre Torre: } F_{torre} = 128.17 \text{ Kg/m}^2 \times 21.6 \text{ m}^2 = 2768.50 \text{ Kg} = 2.77 \text{ T}$$

$$\text{Momento de Torre: } M_{torre} = 2.77 \times 18 = 49.86 \text{ T-m}$$

$$\text{Momento Total de Volteo} = 25.92 + 49.86 = \underline{75.78 \text{ T-m}}$$

$$\text{Momento Resistente} = \underline{108.42 \text{ T-m}}$$

$$FS_{volteo} = \frac{M_{res}}{M_{act}} = \frac{108.42}{75.78} = 1.43 < 2 \text{ (No pasa por volteo)}$$



3.4.12.14 Resumen Comparativo entre el UBC y el EIA H = 36m V = 140Km/h

PARÁMETROS ANALIZADOS		UBC	EIA
Revisión de Cargas de Viento	Presión de Viento	89.92Kg/m ²	128.17Kg/m ²
Revisión de Deformaciones	Desplazamiento Máximo	2.2197m	2.7779m
Revisión de Elementos Estructurales (Ecuación de Interacción <1)	Octógono OCT550 e=18mm	0.98	1.20
	Octógono OCT500 e=15mm	1.01	1.25
	Octógono OCT450 e=12mm	1.03	1.28
	Octógono OCT450 e=10mm	0.74	0.93
	Tubo T300 e=8mm	1.16	1.46
	Tubo T300 e=6mm	0.54	0.69
Revisión de la Cimentación	FS al Volteo >2	2.03	1.43



Capítulo IV

CONCLUSIONES SOBRE TORRES

EVALUADAS Y RECOMENDACIONES



CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES SOBRE TORRES EVALUADAS Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones sobre Torres Evaluadas

El objeto de analizar estructuralmente una muestra de torres de telecomunicaciones existentes es para conocer si cumplen con los códigos recomendados por las operadoras de telefonía móvil, principalmente por el hecho de que muchas torres han sido reforzadas o peor aún, han fallado.

Actualmente, el código recomendado por las operadoras para el diseño de torres es el EIA, pero a nivel internacional el código recomendado es el UBC, también utilizado por ciertas consultoras nacionales. Debido a esta situación, se efectuó un análisis comparativo entre estos dos códigos para analizar las cuatro torres.

4.1.1 Presiones de Viento

De manera general, por simple inspección se puede concluir que el UBC es un código más estricto que el EIA para el diseño de torres de telecomunicaciones, ya que de promedio, en las torres autoportadas analizadas, la presión de viento por el UBC es 2.5 veces mayor a la del EIA.

Si analizamos las dos fórmulas de presión de viento:

$$P = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w \text{ (UBC)}$$

$$P = q \cdot C_d \cdot K_z \cdot Gh \text{ (EIA)}$$

Los valores de "qs" y "q" son iguales entonces se descartan, lo mismo "Iw" que es igual a 1. "Ce" es el coeficiente de exposición y factor de ráfaga por el UBC, "Kz" es el factor



de exposición y “Gh” es el factor de ráfaga por el EIA. Podemos suponer entonces que “Ce” es análogo a “Kz x Gh”. Según las torres analizadas, de promedio “Kz x Gh” es 1.06 veces mayor que “Ce”.

Hasta ahora, como podemos observar, hay una ligera diferencia del 6% entre las dos presiones de viento sin tomar en cuenta los factores de forma “Cq” por el UBC y “Cd” por el EIA. Estos factores de forma son los que marcan la diferencia entre los dos códigos.

Si tomamos en cuenta el análisis de las torres autoportadas, de promedio el factor “Cq” es 2.65 veces mayor que “Cd”, algo que influye notablemente en la gran diferencia de los dos valores de presión de viento. Al dividir 2.65 para 1.06, nos queda un valor de 2.5 que quiere decir: $P(\text{UBC}) \approx 2.5 P(\text{EIA})$ para torres autoportadas.

Para torres monopolos, sucede lo contrario. El valor de presión de viento por el EIA resultó ser 1.42 veces mayor que el valor del UBC. Esto es debido a que el factor de forma en monopolos es mayor por el EIA, “Cq” es 0.80 y “Cd” es 1.00.

Como conclusión acerca de las presiones de viento, se puede afirmar que el UBC es un código severamente estricto para el diseño de torres de telecomunicaciones autoportadas por sus altos factores de forma. Para otras estructuras, incluyendo torres monopolos y edificaciones, los factores de forma del UBC varían entre 0.40 y 1.70, los cuales son más razonables para el diseño y pueden asemejarse más a los factores de forma del EIA. Éste último es un código menos estricto para el diseño de torres de telecomunicaciones, y en sí, es un código desarrollado exclusivamente para este tipo de estructuras analizadas.

4.1.2 Diseños Estructurales

Se evaluó la capacidad estructural de las cuatro torres, y con los análisis en el programa de elementos finitos SAP2000, se pudieron obtener los esfuerzos actuantes,



es decir, cargas axiales y momentos flectores. Con esto, se procedió a comparar esfuerzos actuantes vs. resistentes para obtener conclusiones sobre los diseños. También se revisaron las deformaciones actuantes vs. admisibles para verificar criterios de serviceabilidad y/o vibraciones en las torres.

4.1.2.1 Torre Triangular H = 60m, V = 140Km/h

Análisis UBC	Análisis EIA
-Relación $\delta_{act}/\delta_{adm}$ (<1) = 0.31 (Ok)	-Relación $\delta_{act}/\delta_{adm}$ (<1) = 0.12 (Ok)
-Promedio de	-Promedio de
Ecuación de Interacción (<1) = 1.10 (X)	Ecuación de Interacción (<1) = 0.48 (Ok)
-FS al Volteo (>2) = 2.01 (Ok)	-FS al Volteo (>2) = 4.99 (Ok)

4.1.2.2 Torre Triangular H = 100m, V = 180Km/h

Análisis UBC	Análisis EIA
-Relación $\delta_{act}/\delta_{adm}$ (<1) = 0.37 (Ok)	-Relación $\delta_{act}/\delta_{adm}$ (<1) = 0.14 (Ok)
-Promedio de	-Promedio de
Ecuación de Interacción (<1) = 1.09 (X)	Ecuación de Interacción (<1) = 0.45 (Ok)
-FS al Volteo (>2) = 1.53 (X)	-FS al Volteo (>2) = 3.96 (Ok)

4.1.2.3 Torre Cuadrada H = 84m, V = 180Km/h

Análisis UBC	Análisis EIA
-Relación $\delta_{act}/\delta_{adm}$ (<1) = 0.39 (Ok)	-Relación $\delta_{act}/\delta_{adm}$ (<1) = 0.15 (Ok)
-Promedio de	-Promedio de
Ecuación de Interacción (<1) = 1.25 (X)	Ecuación de Interacción (<1) = 0.53 (Ok)
-FS al Volteo (>2) = 2.09 (Ok)	-FS al Volteo (>2) = 5.16 (Ok)



4.1.2.4 Torre Monopolo H = 36m, V = 140Km/h

Análisis UBC	Análisis EIA
-Relación $\delta_{act}/\delta_{adm}$ (<1) = 3.08 (X)	-Relación $\delta_{act}/\delta_{adm}$ (<1) = 3.85 (X)
-Promedio de Ecuación de Interacción (<1) = 0.91 (Ok)	-Promedio de Ecuación de Interacción (<1) = 1.14 (X)
-FS al Volteo (>2) = 2.03 (Ok)	-FS al Volteo (>2) = 1.43 (X)

4.2 Recomendaciones

Este Trabajo de Grado se efectuó con la finalidad de conocer la situación estructural de diversas torres de telecomunicaciones, para de esta manera obtener conclusiones sobre su respuesta ante los códigos recomendados, y entender las diferencias entre estos códigos, para así poder elaborar recomendaciones al respecto.

Para el diseño de torres de telecomunicaciones autosoportadas, las presiones de viento por el UBC son mucho mayores que las del EIA, lo que conlleva a que las torres diseñadas por el UBC sean más caras que las del EIA. Por esta razón, se recomienda que se cree una comisión que estudie bien los dos códigos, principalmente los factores de forma que son los que más difieren, para así normar que código debe utilizarse de manera obligatoria en el Ecuador para el diseño de torres.

Éste análisis debe efectuarse técnicamente, pues actualmente las operadoras de telefonía móvil recomiendan el EIA, y su argumento es que las torres diseñadas bajo este código son más económicas, siendo algo que debe ser estudiado mejor debido a que muchas torres siguen fallando.

Se recomienda colocar anemómetros (medidores de velocidad de viento) en diversas zonas del país. Estos anemómetros nos van a permitir obtener velocidades de viento para el diseño dependiendo de la zona donde se construirá la torre, ya que



actualmente se diseña para velocidades estándar de 140, 160 o 200Km/h, pudiéndose optimizar los diseños para las velocidades reales.

La Superintendencia de Telecomunicaciones (Suptel) debería establecer los códigos a utilizar para el diseño de torres de telecomunicaciones en lo que se refiere al cálculo de presiones de viento, cálculo de cargas sísmicas, diseño de los elementos de acero y de las conexiones, factores de seguridad por volteo y por capacidad portante, y controlar que estos sean cumplidos. Todo esto con el fin de obtener torres seguras estructuralmente, y a la vez económicas, es decir, con un diseño óptimo.



BIBLIOGRAFÍA



Textos

- UBC (Uniform Building Code), Volume 2, Structural Engineering Design Provisions, California, 1997
- EIA-222-F (Electronic Industries Association), Structural Standards for Steel Antenna Towers and Supporting Structures, Virginia, 2006
- ASCE (American Society of Civil Engineers), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Virginia, 2005
- AISC (American Institute of Steel Construction), Specifications for Structural Steel Buildings, Illinois, 2005
- Juan J. Camarena H., *“Manual de Diseño de Estructuras para Líneas de Transmisión”*, C.F.E. Torres Mexicanas, México, 2001
- M. Wilhoite, *“Guide for Design of Steel Transmission Towers”*, ASCE Manuals, New York, 1988



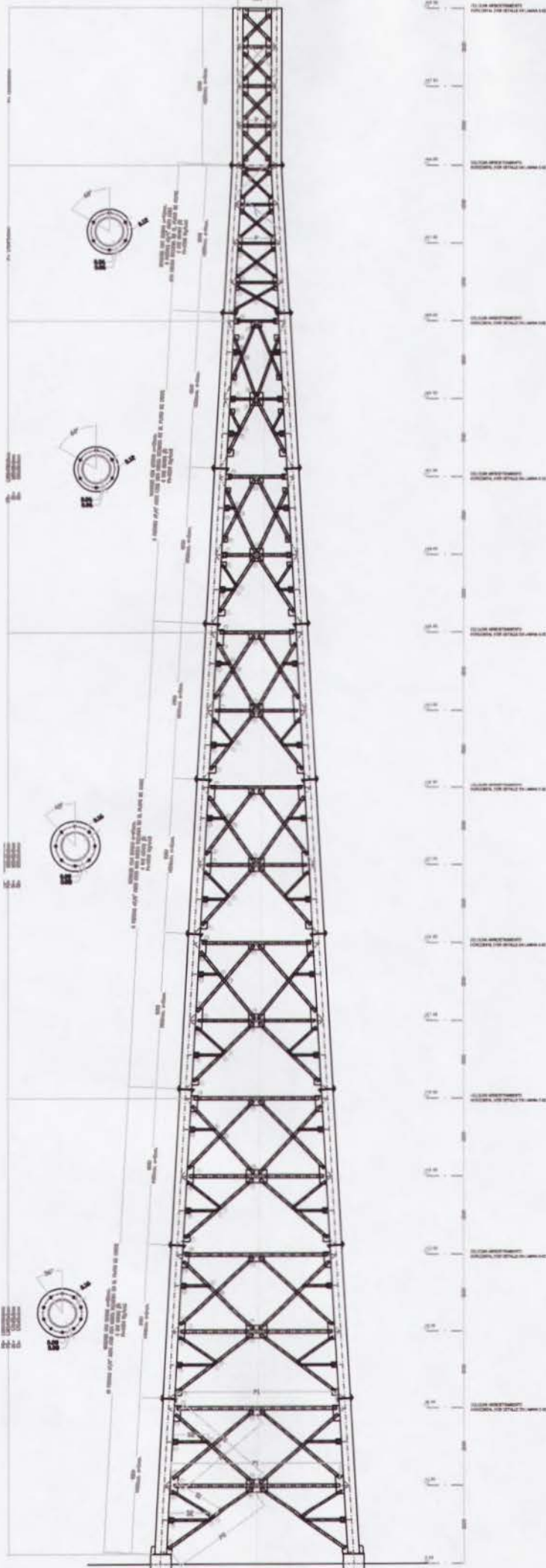
ANEXO 1

PLANOS ESTRUCTURALES

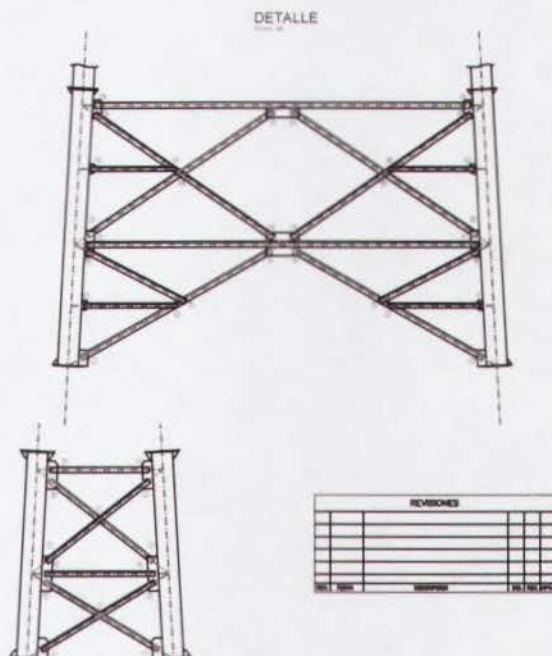
TORRE TRIANGULAR

H=60M V=140KM/H

ELEVACION DE TORRE H=60.00M. V=140KMT/H



ITEM	Pisos (Floors)	# Pisos (Floors)	La (m)
1	10	1.00	1.0
2	10	1.00	1.0
3	10	1.00	1.0
4	10	1.00	1.0
5	10	1.00	1.0
6	10	1.00	1.0
7	10	1.00	1.0
8	10	1.00	1.0
9	10	1.00	1.0
10	10	1.00	1.0
11	10	1.00	1.0
12	10	1.00	1.0
13	10	1.00	1.0
14	10	1.00	1.0
15	10	1.00	1.0
16	10	1.00	1.0
17	10	1.00	1.0
18	10	1.00	1.0
19	10	1.00	1.0
20	10	1.00	1.0
21	10	1.00	1.0
22	10	1.00	1.0
23	10	1.00	1.0
24	10	1.00	1.0
25	10	1.00	1.0
26	10	1.00	1.0
27	10	1.00	1.0
28	10	1.00	1.0
29	10	1.00	1.0
30	10	1.00	1.0
31	10	1.00	1.0
32	10	1.00	1.0
33	10	1.00	1.0
34	10	1.00	1.0
35	10	1.00	1.0
36	10	1.00	1.0
37	10	1.00	1.0
38	10	1.00	1.0
39	10	1.00	1.0
40	10	1.00	1.0
41	10	1.00	1.0
42	10	1.00	1.0
43	10	1.00	1.0
44	10	1.00	1.0
45	10	1.00	1.0
46	10	1.00	1.0
47	10	1.00	1.0
48	10	1.00	1.0
49	10	1.00	1.0
50	10	1.00	1.0
51	10	1.00	1.0
52	10	1.00	1.0
53	10	1.00	1.0
54	10	1.00	1.0
55	10	1.00	1.0
56	10	1.00	1.0
57	10	1.00	1.0
58	10	1.00	1.0
59	10	1.00	1.0
60	10	1.00	1.0



Hormigon $f_c=280$ Kg./cm²
 Acero $f_y=4200$ Kg./cm²
 Resistencia 30 mm.
 Acero de Perfilado $f_y=2400$ Kg./cm²
 Perfiles ASTM A325 o SAE GRADE 5
 $F_w=90$ Kgf (8330 Kg/cm²) Resist. Tension
 $F_w=48$ Kgf (3380 Kg/cm²) Resist. Corte

*Las medidas prevalecen sobre el Dibujo.
 *Las medidas estan en milimetros.
 *Hacer medidas con el Proyecto Mecanico previo a la construccion para la perfecta ubicacion de las placas.



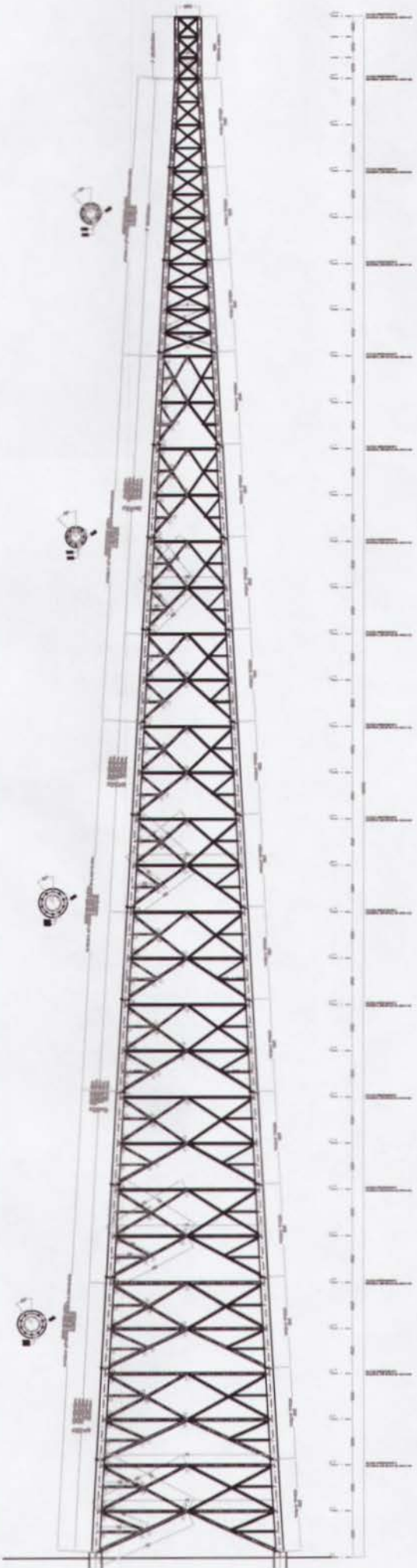
ANEXO 2

PLANOS ESTRUCTURALES

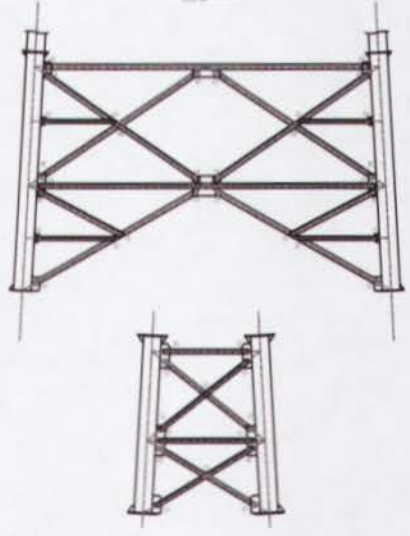
TORRE TRIANGULAR

H=100M V=180KM/H

ELEVACION DE TORRE H=100m V=180km/h



DETALLE



Hierrolego $f=200 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero $f=2000 \text{ Kg/cm}^2$
 Resistencia 80 mm.
 Acero de Partidas $f=2000 \text{ Kg/cm}^2$
 Pernos ASTM A325 o SAE 04000 3
 P/ta 80 Rd (3330 Kg/cm^2) Resist. Tenido
 P/ta 40 Rd (3380 Kg/cm^2) Resist. Corte

*Las medidas precision
 sobre el dibujo.
 *Las medidas sobre un
 *Elaborar medidas con el
 *Proyecto terminado
 *para la perfecta ejecucion
 de los planos.



ANEXO 3

PLANOS ESTRUCTURALES

TORRE CUADRADA

H=84M V=180KM/H



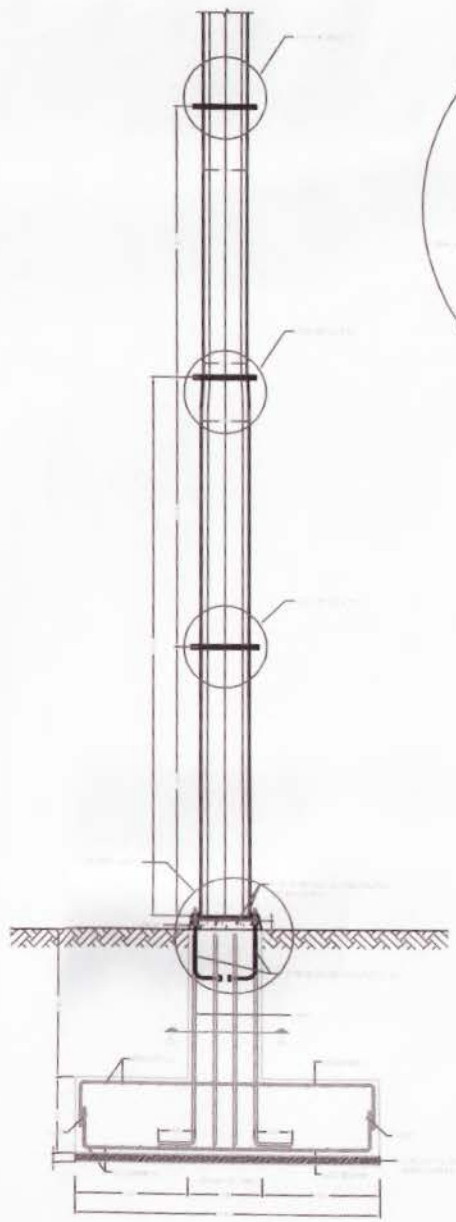
ANEXO 4

PLANOS ESTRUCTURALES

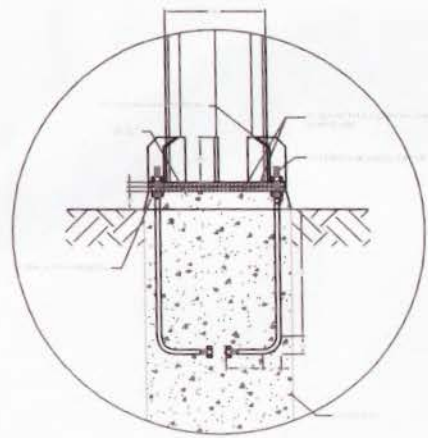
TORRE MONOPOLO

H=36M V=140KM/H

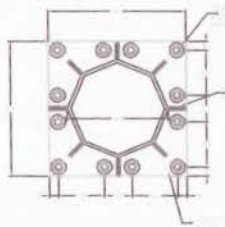
CIMENTACION DE MONOPOLO



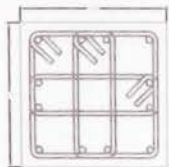
DETALLE A ANCLAJE



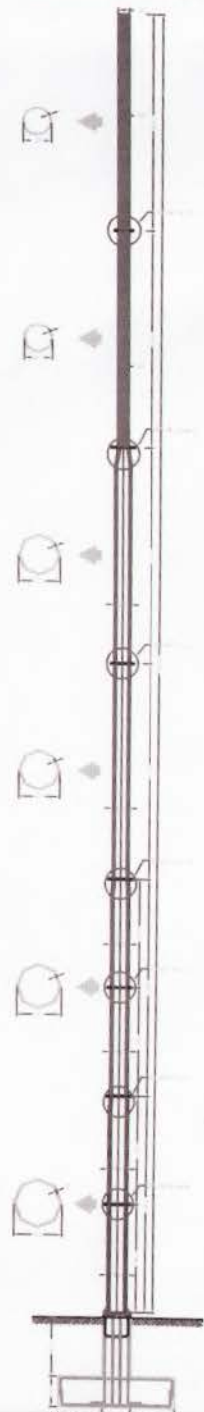
PLANTA DE PLACA DE ANCLAJE



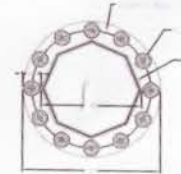
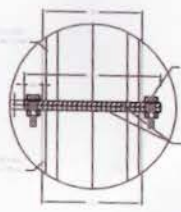
CORTE A-A



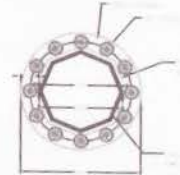
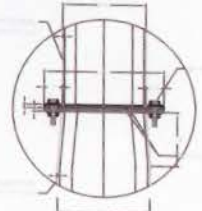
ALZADO DE MONOPOLO



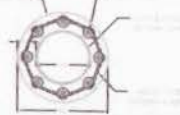
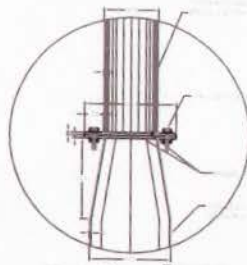
DETALLE B ANCLAJE



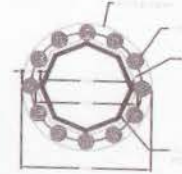
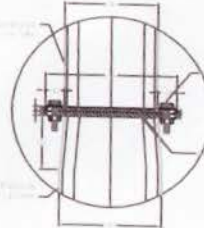
DETALLE E ANCLAJE



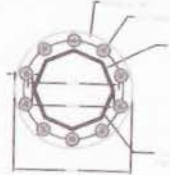
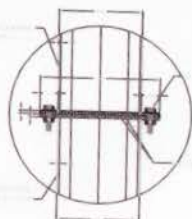
DETALLE G ANCLAJE



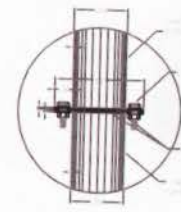
DETALLE C ANCLAJE



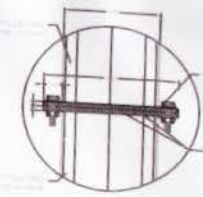
DETALLE F ANCLAJE



DETALLE H ANCLAJE



DETALLE D ANCLAJE



MATERIALES
 CONCRETO $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 RECUBRIMIENTO $e = 50 \text{ mm}$
 ACERO DE PERFILES $f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$
 PERNOS ASTM A325 O SAE GRADO 5
 $F_t = 90 \text{ Kai (6330 Kg/cm}^2)$ RESIST. TENSION
 $F_v = 48 \text{ Kai (3380 Kg/cm}^2)$ RESIST. CORTE

NOTA:
 VERIFICAR COTAS Y MEDIDAS
 CON PLANOS ARQUITECTONICOS
 PREVIO A LA CONSTRUCCION