



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL**



**“REVISION DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA TORRE DE
TELECOMUNICACIONES: PROYECTO LIBRE ENSENADA”**

INFORME DE CASO PRÁCTICO

PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERIA CIVIL

P R E S E N T A :

JOSE LUIS ROBLES ROBLES

ASESOR:

MTRO. MARIO SOSA RODRIGUEZ

ESTADO DE MEXICO MARZO 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.....	4
INTRODUCCION.....	5
CAPITULO I GENERALIDADES	6
1.1 Antecedentes	6
1.2 Misión.....	8
1.3 Visión.....	8
1.4 Valores.....	8
1.5 Organigrama de la empresa	9
1.6 Organigrama de Gerencia de Estructuras	9
CAPITULO II MARCO METODOLOGICO	10
2.1 Planteamiento del problema	10
2.2 Objetivo (s).....	10
2.3 Requerimiento para el diseño estructural de una torre de telecomunicaciones	10
2.3.1 Validación de Factores de diseño	10
2.3.2 Mecánica de suelos definitiva	10
2.3.3 Memoria de cálculo.....	12
2.4 Estado límite de Servicio	31
2.5 Firma de Perito, Director Responsable de Obra o Corresponsable en Seguridad Estructural	31
2.6 Justificación.....	31
CAPITULO III REVISION DE INGENIERIA DEL PROYECTO.....	32
3.1 Revisión de validación de factores de diseño.....	32
3.2 Revisión de mecánica de suelos	35
3.3 Revisión de memoria de calculo.....	37
3.3.1 Revisión de Análisis de cargas gravitacionales.....	37
3.3.2 Revisión de Análisis estructural por viento	38
3.3.3 Revisión de Análisis estructural por sismo	42
3.3.4 Revisión de Consideraciones de diseño por el modelo Staad. Pro V8ISS5	43
3.3.5 Diseño de conexiones.....	51
3.3.6 Diseño de Cimentación	61
3.4 Revisión de Estado límite de Servicio.....	73

3.5 Revisión de Firma de perito, Director Responsable de obra o Corresponsable en seguridad Estructural	75
Conclusiones	76
Bibliografía	77
Anexo I.....	78
Anexo II.....	82

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a todas y cada una de las personas que fueron parte de este gran logro en mi vida de manera directa e indirecta aun sin saberlo, me ayudaron, ya sea poniendo a mi disposición el valor incalculable y de sus conocimientos, compartiendo mis dudas y ansiedades, o apoyándome e impulsándome de manera personal para que siguiese adelante y cumplir esta gran meta que es obtener el título de ing. civil.

También agradezco a mis padres, a mis hermanos, a mis hijos y en especial a mi esposa por ser parte este gran paso que doy en mi vida personal y profesional

INTRODUCCION

En este trabajo se describen los requerimientos solicitados, así como la revisión realizada por parte de la empresa **telesites** para la elaboración del diseño de una torre de telecomunicaciones tipo Autosoportada de 45.00 mts para el proyecto Libre Ensenada, ubicado en el municipio de Ensenada, estado de baja california Norte.

Con base en los requerimientos solicitados se encuentran validación de parámetros de diseño, mecánica de suelos, memoria de cálculo, estados límite de servicio y firma de perito o director responsable de obra.

Los parámetros para el diseño estructural de la torre son: la velocidad regional **VR**, el factor topográfico **FT.**, la categoría de terreno **CT**, la altura sobre el nivel del mar **A.S.N.M.** Los cuales se determinan con base en las coordenadas geográficas del proyecto considerando los criterios del manual de viento CFE. Con ayuda de la aplicación de Google Earth la ubicación del proyecto y si se encuentra en una zona poblada, zona despoblada o en una franja costera que influya en la determinación de la velocidad de diseño.

La mecánica de suelos es parte fundamental para el diseño de la cimentacion por lo que se debe de realizar conforme al requerimiento solicitado por parte de **telesites** en los que se debe de incluir la siguiente información:

- Datos del sitio y Antecedentes
- Exploración del subsuelo, ensayos de laboratorio y geología
- Sismicidad conforme a manual de sismo CFE
- Condiciones estratigráficas
- Análisis de cimentaciones, capacidad de carga, asentamientos y apartado de muros de contención
- Conclusiones, recomendaciones y referencias bibliográficas
- Anexo I con Figuras de resultados y Anexo II con reporte fotográfico.

La memoria cálculo de diseño ingresada se revisará conforme a los requerimientos solicitados por la norma **telesites** ya que debe de incluir análisis de cargas gravitacionales, análisis estructural por viento, análisis estructural por sismo, consideraciones de diseño por el modelo Staad. Pro V8ISS5, diseño de conexiones y Diseño de Cimentación. Todos los requerimientos para la memoria de cálculo se describen el capítulo II subtítulo 2.3.3

Para la revisión del estado de límite y servicio se verificará la deflexión máxima horizontal y oscilación máxima permitida

Se revisará que la memoria de cálculo este avalada por un Director Responsable de Obra o Corresponsable en Seguridad Estructural cuyo registro sea vigente a la fecha de firma del proyecto.

CAPITULO I GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

Nuestra empresa empezó operaciones en enero de 2015, a través de la empresa Operadora de Sitios Mexicanos (OPSIMEX), como resultado de la escisión de 11,766 torres provenientes de Telcel (subsidiaria de América Móvil en México).

La escisión de **telesites** (holding de OPSIMEX) brinda la oportunidad de aprovechar las ventajas de la naturaleza de un negocio como compañía torrera, como son:

- Libertad de ofrecer espacios a todos los operadores de telecomunicaciones en igualdad de condiciones
- Enfocar nuestros esfuerzos en mejorar la gestión y operación de los activos
- Darle un valor adecuado a los activos de la empresa, dados los ingresos y generación de flujo estable, protegido por la inflación, con contratos a largo plazo y estructuras de costos fijos.

Dentro de los espacios que ofrece la empresa a los operadores de telecomunicaciones son denominados **Estaciones repetidoras de comunicación celular o Radiobases**, que es el mediador de comunicación entre la central celular (MTX ó MSC) y la terminal celular móvil. Esta radiobase se compone por diferentes equipos y antenas celulares, que para su correcto funcionamiento se deben instalar a diferentes alturas, por lo cual se construyen estructuras (Torres) que son capaces de soportar las cargas de los equipos y de las fuerzas externas (viento y sismo) a las que se somete durante su vida útil.

Dentro de las torres más comunes que maneja la empresa para su instalación se encuentran las autosoportadas, monopolos, arriostradas, mástiles y soportes, las cuales se describen a continuación indicando sus principales características.

Autosoportadas.- Son las más eficientes por su geometría. Con ellas podemos manejar alturas de hasta 84m en tramos múltiples de 6m y 3m (se puede instalar alturas mayores si el proyecto lo requiere). Se fabrican en planta y se instalan o montan en campo. Por lo general se usan para sitios en terreno natural y para sitios con difícil acceso en donde resulta complicado el uso de grúa. Su geometría en elevación es de forma piramidal y en planta triangular. Es posible el uso de torres autosoportadas esbeltas de sección constante para alturas de hasta 42m. En algunos casos podrán emplearse estructuras camuflajeadas como tipo reloj, cruz, tanque elevado, molino de viento, tontem, campanario, entre otros que autorice **telesites**.

Monopolos (Plano DTM-E1).- Su estructura consiste en tubos de sección circular o poligonal, y en elevación puede ser de sección constante o cónica. Se utilizan para sitios en terreno natural y cuando el espacio disponible para la torre no es muy grande, ya que la cimentación de estas estructuras es más pequeña que la requerida para torres autosoportadas. Se fabrican para alturas de hasta 42m (no

se limita para mayores alturas). Este tipo de estructura puede ser camuflajeada de manera que no cause un gran impacto visual; el camuflaje puede ser tipo árbol, palmera, pino, poste de alumbrado, asta bandera, monopolo tipo cruz, anuncio espectacular, entre otros que autorice **telesites**. Se incluye el uso de monopolo arriostrado si así lo requiere el proyecto.

Arriostradas.- Estas estructuras se instalan por lo general en las azoteas de los inmuebles, pudiéndose también considerar su instalación en terreno natural si el espacio disponible lo permite ya que requiere grandes claros por la posición de las retenidas. Estas estructuras son de sección triangular en planta y en elevación de sección constante, para su estabilidad estructural óptima deben contar con 3 ó 4 retenidas. Estas estructuras son esbeltas y una buena solución si el impacto visual no es relevante. Se pueden manejar alturas de hasta 60m para modelos T-90, para alturas mayores a 60m se deberán usar los modelos T-120 o T-150, dependiendo de los parámetros de diseño, el propio análisis y el equipo a instalar. Se limita el uso de una torre arriostrada más esbelta por razón capacidad de carga, como es la T-30, T-45 o T-60, las cuales para ser utilizadas deberán contar con una previa autorización por el Departamento de Normas Y Proyectos Estructurales **telesites**.

Mástiles. - Por sus características de ligereza, facilidad de instalación y bajo costo, son una excelente opción para instalaciones en las que por la altura de la azotea no se requiere una torre; su altura será de acuerdo a las necesidades del proyecto desde 3m hasta 21m de altura. Deben ser utilizados para cargas moderadas (ver sección 4 del cap. 2 *NCADTC*). Los mástiles según su topología se clasifican se la siguiente forma: Mástiles Autosoportados, Mástiles Contraventeados y/o Apuntalados, Mástiles Arriostrados y Mástiles Autosustentables, que dependen de acuerdo al proyecto de la Radiobase

Mástiles Autosoportados.- La estabilidad al volteo causado por acciones accidentales, lo proporcionara la estructura donde este desplantado el fuste, ya sea en un dado de concreto armado, viga metálica, etc., el cual dependerá de las características del inmueble. Su altura comprende desde 3m hasta los 6m.

Mástiles Contraventeados y/o Apuntalados.- Su estabilidad además de ser proporcionada por el elemento estructural donde se desplante el mástil, será a través de perfiles estructurales rígidos adosados a uno o más niveles del fuste desplantados en uno o dos dados de concreto, vigas metálicas, etc. Su altura comprende desde los 7m hasta los 12m.

Mástiles Arriostrados.- La estabilidad al volteo causado por acciones accidentales además de ser proporcionada por el elemento estructural donde este desplantado el mástil, será a través de cables, arriostrando uno o más niveles del fuste desplantado en tres o cuatro dados de concreto armado, vigas metálicas etc. Su altura comprende desde los 13m hasta los 21m.

Mástiles Autosustentables.- Su estabilidad se basa por medio de contrapesos colocados sobre la misma base del mástil (no se permite que la estabilidad o parte de ésta la aporte ningún tipo de anclaje mecánico, químico o de pegamentos). Los sobrepesos, así como la geometría y estructura autosustentable es parte del diseño propio de cada empresa que los desarrolle, el Departamento de Normas y Proyectos Estructurales **telesites** revisará que la estabilidad cumpla con los lineamientos marcados en ésta. Su altura comprende desde los 6m hasta los 12m. Para cualquier requerimiento adicional en el empleo de las estructuras antes mencionadas deberá ponerse a consideración del Departamento de Normas y Proyectos Estructurales **telesites**.

Soportes.- Usados cuando la altura del inmueble coincide con la solicitada por el área de Ingeniería. Sólo se emplea un tubo de 3.0m de altura Ced. 40 con diámetro de 2", que se instala directamente sobre pretil o fachada del inmueble, para ciertos casos podrá llevar un herraje que permita el plomeo frontal y lateral.

1.2 Misión

Nuestra misión es lograr que la población de cada uno de los países en donde prestamos nuestros servicios tengan acceso a productos y servicios de la más avanzada tecnología en telecomunicaciones, a precios asequibles, con la finalidad de acercar cada día más a las personas

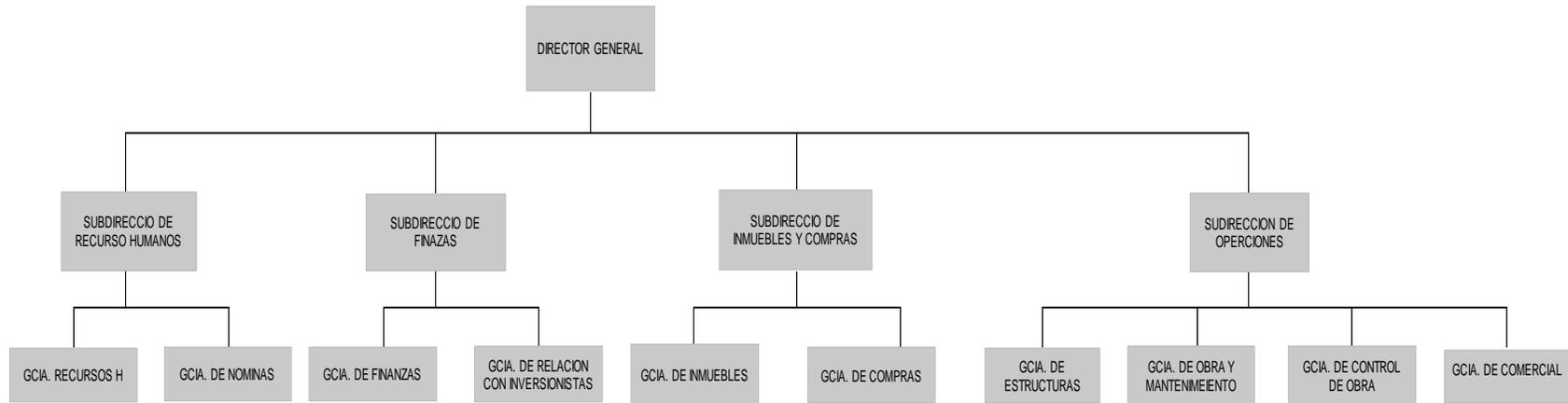
1.3 Visión

Ser la empresa de telecomunicaciones de más rápido crecimiento y preservar nuestro liderazgo en la industria de las telecomunicaciones

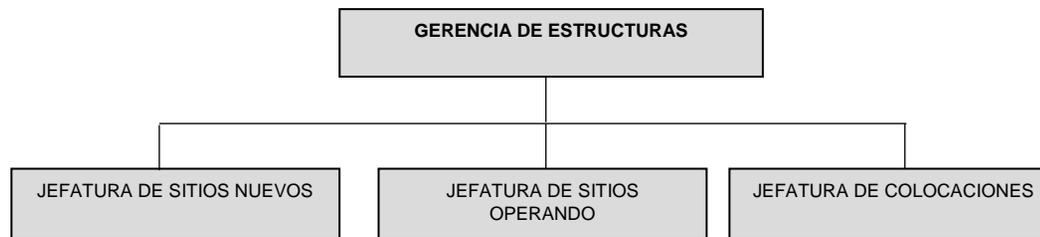
1.4 Valores

- Honestidad
- Desarrollo humano y creatividad empresarial
- Productividad
- Respeto y Optimismo
- Legalidad
- Austeridad
- Responsabilidad social

1.5 Organigrama de la empresa



1.6 Organigrama de Gerencia de Estructuras



CAPITULO II MARCO METODOLOGICO

2.1 Planteamiento del problema

El área de construcción requiere la validación de cimentación y torre para proceder a dar inicio de obra de la infraestructura que albergara al sitio celular denominado “**LIBRE ENSENADA**” ubicado en paseo bonito Km 84, el sauzal Lt.25, Mza. 8, Col. Ejido Francisco Zarco, C.P. 21290, Mpio. Ensenada, Baja California.

2.2 Objetivo (s)

- Que las memorias de cálculo cumplan con la normatividad vigente de **telesites** 2016
- Contar con la infraestructura eficiente, segura y que cubra las necesidades de nuestros clientes sin poner en riesgo su operación y servicio
- Ser el filtro que garantice que se cuenta con la infraestructura eficiente, segura y que cubra las necesidades de nuestros clientes sin poner en riesgo su operación y servicio
- Evitar o prevenir posibles errores de cálculo para garantizar la seguridad estructural del proyecto

2.3 Requerimiento para el diseño estructural de una torre de telecomunicaciones

2.3.1 Validación de Factores de diseño

Para la implantación del proyecto celular se deberá de ingresar a **telesites**, vía mail el formato “Validación de Factores de Diseño”, donde se indique los parámetros y factores de diseño a utilizar para este proyecto, el cual deberá de indicar la región a la que pertenece el proyecto, el nombre del proyecto, las coordenadas geográficas, la velocidad regional con base a CFE 2008, la categoría de Terreno, el Factor de topografía, la altura de torre y el tipo de estructura que se propone instalar

2.3.2 Mecánica de suelos definitiva

La mecánica de suelos deberá de satisfacer las especificaciones **telesites** para la elaboración de estudios de mecánica de suelos se anexa al final de este documento

Requerimiento para el Estudio de Mecánica de Suelos

- **Datos del sitio.**
- **Antecedentes.**
- **Exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio.**
Descripción de los métodos de exploración empleados

Descripción de cada prueba de laboratorio realizada a las muestras obtenidas

- **Geología y sismicidad.**

Zona sísmica y tipo de terreno para el análisis sísmico de acuerdo a la norma CFE., Coeficiente sísmico a utilizar para el diseño de la estructura y Geología

- **Condiciones estratigráficas.**

Descripción de cada estrato del suelo, Clasificación del SUCS por cada estrato, incluyendo los porcentajes de finos, arenas y gravas que se tienen en cada estrato. (Se deberá incluir la información en el perfil y en el capítulo en donde se haga la descripción del tipo de suelo en el sitio), Informe de toma de muestra y perfil estratigráfico

- **Análisis de cimentaciones**

Formulas y parámetros para cálculo de capacidad de carga losa de cimentación considerando la Teoría de Terzaghi, teniendo en consideración los criterios del tipo suelo "Puramente friccionante o puramente Cohesivo" y criterios del tipo de falla "general, local o por punzonamiento", Realizar corrección del valor N (número de golpes penetración estándar), determinación del ángulo de fricción, determinación de la capacidad de cargas a distintas profundidades de desplante y dimensiones de la zapata

Calculo de los asentamientos. (Se deberá realizar la sumatoria de los asentamientos inmediatos, por consolidación primaria y por consolidación secundaria, mencionando el criterio que aplique dependiendo el tipo de suelo).

- **Muros de Contención**

Empujes de tierra sobre muros de contención, tabla de factores de diseño, Capacidad de carga.

- **Conclusiones y Recomendaciones**

En las conclusiones se deberá de indicar, ancho de zapata mínimo y una profundidad de desplante, procedimiento de excavación, mejoramiento de suelo (en caso de que aplique) indicando material a ocupar, espesor de capas y grados de compactación, clasificación del material para su excavación.

En las recomendaciones para estructuras menores como muros de contención y zapatas de colindancia, talud recomendado para la excavación

o protección a las excavaciones, método para el abatimiento del NAF (de ser necesario), método de excavación y profundidad máxima a excavar cuando se encuentre suelos duros.

- **Referencias bibliográficas**
- **Anexo I.- Figuras.**
- **Anexo II.- Reporte fotográfico.**

2.3.3 Memoria de cálculo

El ingreso de Ingeniería para su revisión se deberá de enviar a **telesites** en formato electrónico PDF con la siguiente información.

2.3.3. a Análisis de cargas gravitacionales.

2.3.3.b Análisis estructural por viento

2.3.3.c Análisis estructural por sismo

2.3.3.d Consideraciones de diseño por el modelo Staad. Pro V8ISS5

2.3.3.e Diseño de conexiones

2.3.3.f Diseño de Cimentación

2.3.3.a Análisis de cargas gravitacionales

Carga Muerta. - Peso propio, antenas celulares, parábolas, RRU'S, feeders, cama guía de onda, escalera, plataforma celular y/o descanso (si procede), tramo T-45, soportes, herrajes. La carga muerta correspondiente al peso de las antenas, herrajes y líneas.

Tabla 1 ANTENAS MW y RF	
DIAMETRO (m)	Pesos (kg)
0.30	10.4
0.60	18.5
1.20	77.0
1.80	127.0
2.40	203.0
3.00	245.0
3.70	386.0
4.50	807.0
RF	27.0

Tabla 2. HERRAJES	
TIPO	Pesos (kg)
Ø≤0.60m	35.00
Ø≤0.60m	80.00
RRU'S	25.00
SOPORTE H	150.00

Tabla 3 LINEAS	
DIAMETRO (m)	Pesos (kg)
7/8"	0.80
1/2"	0.37
3/4"	0.50

La cantidad de RRU'S debe ser una por cada antena de RF.

Carga Viva. - Personal para su instalación; se considerarán 300kg (3 personas de 100kg cada una).

Criterios de Cargas sobre Torre

La altura total de la torre se establecerá considerando el NCRA (Nivel Centro de Radiación de Antena) indicado por el Memo de RF (Radio Frecuencia) u OTA (Orden de Trabajo), adicionándole 1.50m al NCRA, con la altura obtenida se ajustará ascendentemente a múltiplo de tres metros. Se permite ajustar la torre con una sobredimensión de dado máxima de 50cm para alcanzar el NCRA establecido.

Para el diseño estructural de la torre deberá considerar la instalación de tres soportes tipo bandera por sector; el diseño será de acuerdo al fabricante homologado por el Departamento de Normas y Proyectos Estructurales de **telesites**. Los soportes tipo bandera serán doble, triple y cuádruples para la instalación de dos, tres y cuatro antenas de RF por sector según el proyecto lo requiera, los cuales deberá considerar un pasillo andador. Se considerará la instalación de tubos de 2.00" de diámetro CED 40 de 3m de longitud según sea el caso del soporte a emplear. Todos sus elementos deberán ser galvanizados por inmersión en caliente y pintados si se requiere.

La instalación del primer nivel de soportes de RF será a 1.50m por debajo de la cúspide de la torre; para el análisis y diseño los niveles se declaran líneas mas abajo

El paso de la escalera no deberá ser obstruido por los soportes tipo bandera.

Se deberán considerar en el análisis de la estructura las siguientes cargas:

Torre Autosoportada menor a 60m: Se capacitará para dos Carriers. Se cargará con:

Tabla 4. ANTENAS A INSTALAR EN TORRES MENORES 60 MTS			
TIPO DE ANTENA	ALTURA	No. DE ANTENAS	ANTENAS EXPUESTAS
RF	H	12	4 a 0°
	H-4.5 m	9	3 a 0°
MW	H-2.25 m	3	1Ø = 1.20 a 0°
			1Ø = 0.60 a 0°
			1Ø = 1.20 a 9°
	H-6.75 m	3	1Ø = 1.20 a 0°
			1Ø = 0.60 a 0°
			1Ø = 1.20 a 90°

La altura estará referencia a H=altura total de la torre en metros.

Todas las antenas celulares se consideran del tipo RF y las antenas de microondas se consideran con radomo cilíndrico plano.

Para el cálculo de fuerzas de viento en antenas celulares sólo se considerarán las correspondientes a un frente de la torre, es decir, sólo un sector, que están

indicadas en las tablas correspondientes para cada torre. Las áreas de exposición se calcularán con las fuerzas proporcionadas por **telesites**.

Se deberá emplear la tabla 5 para las líneas que serán área de exposición al viento (se debe incluir la escalera y cama guía de onda). Para su análisis estructural se considerarán los tipos de carga, carga muerta (Cm), carga viva (Cv) y carga accidental (Ca) como es el viento y/o sismo.

Tabla 5. PESO E LINEAS Y EXPOSICION AL VIENTO POR No. DeCARRIER

TIPO DE TORRE	Ø	1 CARRIER		2 CARRIER		3 CARRIER	
		TOTAL	EXPUESTAS	TOTAL	EXPUESTAS	TOTAL	EXPUESTAS
MONOPOLO	7/8"	6	N/A	12	N/A	18	N/A
	1/2"	2	N/A	4	N/A	6	N/A
AUTOSOPORTADA	7/8"	6	6	12	6	18	6
	1/2"	2	2	4	2	6	2
MASTILES	7/8"	9	6	12	6	15	6
	1/2"	1	1	2	1	4	1

Se deberá considerar la cama guía de ondas de 6 barrenos y 30cm libres a paño para cada Carrier y el mismo número de líneas. Para fines de cotización se considera la cama guía de onda como parte del cuerpo de la torre más 6m, en forma horizontal, incluyendo la curva vertical del cambio de dirección y una curva horizontal.

La cama guía de ondas podrá ser de aluminio y usarse en azoteas a nivel de piso como máximo de 0.40m de altura. En torre podrá usarse sólo como adecuación sobre estructura existente, la instalación de cama de aluminio se realizará a la derecha de la cama guía de onda de acero existente (sobre la misma cara de la torre), en caso de que no se tenga el espacio necesario para la nueva cama se podrá usar la cara de la torre que esté libre, los soportes para camas de aluminio horizontal se espaciarán como máximo 1.5m.

El proveedor de la torre o llave en mano deberá ingresar la ingeniería de torre, mecánica de suelos del sitio, de acuerdo a la información que se especifica a detalle en las Normas y Criterios **telesites** para Análisis y Diseño de Torres y Cimentaciones (NCADTC)

Dicha información debe ser entregada al Departamento de Normas y Proyectos Estructurales de **telesites**, el cual dará el visto bueno del diseño estructural y lo enviará al Departamento de Construcción de la región correspondiente y al proveedor de la torre o llave en mano. Sin este Vo. Bo. no se podrá empezar ningún trabajo relacionado con instalación y/o construcción de la torre y cimentación.

Para la recepción de materiales en sitio, **telesites** deberá contar con toda la información anteriormente descrita.

2.3.3.b Análisis Estructural de viento

El procedimiento y criterio a seguir para el análisis por viento será el estipulado en el Manual de Diseño por Viento emitido por la Comisión Federal de Electricidad edición 1993. La velocidad regional a utilizar será la obtenida por el software “Sistema Viento” del manual CFE 2008 a excepción de aquellas ubicaciones delimitadas en la Tabla Especial de Velocidades **telesites**.

Las fuerzas de viento se calcularán por medio de un análisis dinámico. Se deberán incluir en la memoria de cálculo todos los parámetros considerados, así como la totalidad del procedimiento.

Tabla 6. TABLA ESPECIAL DE VELOCIDADES **telesites**

ESTADO	VELOCIDAD REGIONAL(KM/h)	
	ZONA POBLADA	ZONA DESPOBLADA
YUCATÁN Y QUINTANA ROO	260	12
TABASCO Y CHIAPAS ^I	170	SEGÚN MANUAL C.F.E 2008
OAXACA ^{II}	240 ³ /260 ^b	200
TAMAULIPAS ^{III}	240	240
JALISCO, COLIMA, NAYARIT Y SINALOA ^{IV}	260	SEGÚN MANUAL C.F.E 2008
MICHOACAN Y GUERRERO ^V	240	SEGÚN MANUAL C.F.E 2008
BAJA CALIFORNIA SUR ^{VI}	260	SEGÚN MANUAL C.F.E 2008
VERACRUZ ^{VII}	200	SEGÚN MANUAL C.F.E 2008
LOS DEMAS ESTADOS	SEGÚN MANUAL C.F.E 2008	SEGÚN MANUAL C.F.E 2008

- (I) Franja de 10Km costa adentro.
- (II^a) Franja en toda la zona de la Ventosa en un ancho de 40Km incluyendo Veracruz.
- (II^b) Franja de 15Km costa adentro.
- (III) Franja de 50Km (zona Tampico, Matamoros y noreste de Veracruz) y de 20Km (el resto de Tamaulipas).
- (IV) Franja de 20Km (Jalisco y Sinaloa) y de 10Km (Colima y Nayarit).
- (V) Franja de 1.5Km. costa adentro.
- (VI) Para la zona sur del Estado.
- (VII) Franja de 10Km costa a dentro en la zona sureste de Veracruz.

En la siguiente tabla se especifican las coordenadas de los poblados que delimitan las franjas de “Velocidades especiales **telesites**.”

Tabla 7. COORDENADAS “PUNTOS PARA DELIMITACION DE FRANJAS”

POBLACION	COORDENADA “N”	COORDENADA “W”
LAGUNAS	17°0.8'24.22”	95°03'42.10”
LA LAJA	21°40'44.11”	97°42'03.45”
SAN CARLOS	24°47'17.19”	112°06'17.84”
VILLA CONSTITUCION	25°02'14.33”	111°39'14.45”
LOS ROBLES	18°58'17.67”	96°07'00.13”

VER MAPA DE ESPECIAL DE VELOCIDADES **telesites**.

2.3.3.b.1 Clasificación de la estructura

a) Clasificación de la estructura según su importancia

Se refiere al grado de importancia necesario para asegurar que una estructura cumpla adecuadamente con las funciones para las que ha sido destinada. Las estructuras tipo torre de telecomunicaciones son consideradas dentro del grupo A debido al alto grado de seguridad que requieren para su diseño (Manual de Diseño por Viento C.F.E. 93, inciso 4.3).

b) Clasificación de la estructura según su respuesta ante la acción del viento.

De acuerdo con la sensibilidad de la estructura ante los efectos de ráfagas de viento de corta duración y a su correspondiente respuesta dinámica debida a su geometría, las torres se clasifican en estructuras tipo 2 (Manual de Diseño por Viento C.F.E. 93, inciso 4.4).

2.3.3.b.2 Determinación de la velocidad de diseño VD

La velocidad de diseño VD es la velocidad a partir de la cual se calcularán los efectos del viento sobre la estructura o sobre cualquier componente de la misma. Se obtendrá en km/h a partir de la siguiente ecuación:

$$VD = FT F_{\mu} VR$$

Dónde:

FT Es un factor que depende de la topografía del sitio, de acuerdo a la Tabla I.5 (Manual de Diseño por Viento C.F.E.93, inciso 4.6.4).

F_μ Factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales, del tamaño de la construcción y de la variación de la velocidad del viento con la altura (Manual de Diseño por Viento C.F.E.93, inciso 4.6.3).

VR Velocidad regional que le corresponde al sitio donde se construirá la torre en km/h, correspondiente a un período de recurrencia de 200 años (Manual de Diseño por Viento C.F.E.93, inciso 4.6.2 y Tabla 4 “Velocidades Especiales **telesites**”).

2.3.3.b.3 Factor de exposición F_α

El factor de exposición se calcula con la siguiente expresión:

$$F_{\alpha} = F_c Fr_z$$

Dónde:

F_c Es el factor de tamaño que toma en cuenta el tiempo en el que la ráfaga del viento actúa de manera efectiva sobre la construcción de dimensiones dadas (Manual de Diseño por Viento C.F.E.93, inciso 4.6.3.1).

Debido a las características de las estructuras (torres y monopolos) se deberá considerar un $F_c = 1.00$ (Análisis dinámico inciso 4.9.2).

Fr_z Es el factor de rugosidad y altura que establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z, en función de la categoría del terreno y del tamaño de la construcción, a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\begin{array}{ll} Fr_z = 1.56 (10/\delta)^\alpha & \text{si } Z \leq 10 \\ Fr_z = 1.56 (Z/\delta)^\alpha & \text{si } 10 < Z < \delta \\ Fr_z = 1.56 & \text{si } Z \geq \delta \end{array}$$

Los coeficientes δ y α definidos en la tabla I.4 del Manual de Diseño por Viento C.F.E. 93 están en función de la categoría del terreno (Manual de Diseño por Viento C.F.E. 93 tabla 1.1) y de la clase de la estructura según su tamaño.

2.3.3.b.4 Obtención de la presión dinámica de base q_z

La presión que ejerce el viento se determinará con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.0048 G V_D^2$$

Dónde:

G Es el factor adimensional de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, determinado por la expresión:

$$G = 0.392 \Omega / 273 + \tau$$

Con:

Ω Es la presión barométrica en función del ASNM obtenida del Google Earth.

τ Es la temperatura ambiental definidos en la tabla I.7 del Manual de Diseño por Viento CFE 93.

VD Es la velocidad de diseño en km/h, la cual sufrirá variaciones en función de la altura Z considerada.

Para la determinación de las presiones en la dirección de viento p_z (Manual de Diseño por Viento C.F.E.93, inciso 4.9.3.1)

La presión total en la dirección del viento se calculará con la siguiente expresión:

$$P_z = F_g C_a q_z$$

Dónde:

Fg Es el factor de respuesta dinámica debida a ráfagas calculada según lo descrito en el inciso 4.9.3.3.

Ca Es el coeficiente de arrastre adimensional que depende de la forma de la estructura, en el inciso 4.9.3.6.

qz La presión dinámica de base en la dirección del viento en Kg./m² en el inciso 4.7.

a) Determinación de Fg (Factor de respuesta dinámica debida a ráfagas).

Para el cálculo del Factor de respuesta dinámica debida a ráfagas deberán de tomarse las siguientes consideraciones:

El coeficiente de amortiguamiento crítico “ ζ ” deberá considerarse con valor de 0.01 para torres autosoportadas

La frecuencia natural de vibración de la torre n_o deberá considerarse directamente del resultado calculado por el programa Staad utilizado para el modelaje de la estructura.

Los pesos para el cálculo de la frecuencia natural de vibrado será el peso propio de la estructura y el total de los accesorios correspondientes según la altura de la torre; en dirección “Y”, “Z” y “X”; con la siguiente combinación de carga.

PP+CM (LA TOTALIDAD DE LOS ACCESORIOS QUE APLIQUE SEGÚN SU CASO)

b) Determinación del coeficiente de arrastre, Ca, para Autosoportadas (Manual de Diseño por Viento C.F.E.93, incisos 4.8.2.2 a 4.8.2.12 Tabla 1.25, 1.26, 1.27).

Para la determinación del coeficiente de arrastre, Ca, en Monopolos se utilizará las siguientes tablas.

En caso de utilizarse otros coeficientes de arrastre definidos en alguna norma diferente a la mencionada en este documento, deberá de justificarse su aplicación al Departamento de Normas y Proyectos Estructurales de **telesites**.

- c) Determinación de la categoría de terreno: La categoría de terreno en esta función de la rugosidad donde se instalará el sitio celular determinada por una longitud mínima de desarrollo. (manual de diseño por viento C.F.E 93, incisos 4.6.1 Tabla I.1).
- d) Para los sitios que se ubiquen dentro de la franja mencionada líneas abajo, la categoría a emplear será 1.

- Para la península de Yucatán, (Estados de Quintana Roo y Campeche) se considera un ancho de franja de 40 km paralela a la costa.
- Para el resto de la República Mexicana el ancho de la franja a considerar será de 15 km paralela a la costa.

En el caso de que dentro de la franja mencionada exista una cordillera paralela a la costa que se interponga entre el sitio celular y la costa, se tomará la categoría de terreno que corresponda conforme a lo establecido en el Manual de Diseño por Viento de C.F.E.93.

Cuando el sitio celular se encuentre en cualquier cima de una cordillera referida en el párrafo anterior, seguirá aplicando la categoría de terreno 1.

Cuando dentro de la franja costera a considerar, el sitio celular se localice en una zona poblada, seguirá rigiendo la categoría de terreno 1.

Para las constantes siguientes se restringe su obtención numérica por medio de las expresiones descritas a continuación tomadas del apartado C.II Comentarios de C.F.E.93.

Calculo del factor de excitación de fondo "B".

$$B = \frac{3}{4} \int_0^{-914/H} \left[\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{xb}{122}} \right] \left[\frac{x}{(1+x^2)^{4/3}} \right] dx$$

Calculo del factor de reducción por tamaño "S".

$$S = \frac{\pi}{3} \left[\frac{1}{1 + \frac{28.8n_0}{3V'_H}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{36n_0b}{V'_H}} \right]$$

Calculo de factor de relación de energía de ráfaga con frecuencia natural de la estructura "E".

$$E = \frac{X^2_0}{(1 + X^2_0)^{4/3}}$$

En donde:

$$X_0 = \frac{4392n_0}{V'_H}$$

Calculo de factor pico "gp" $.g_p = \sqrt{2\ln(3600v)} + \frac{0.577}{\sqrt{2\ln(3600v)}}$

En donde:
$$v = n_0 \sqrt{\frac{SE}{SE + \zeta B}}$$

Para la torre de celosía se determinará sólo una relación de solidez f para cada tramo de la torre en estudio, considerando como área expuesta la sumatoria de las áreas correspondientes a piernas, diagonales, montantes, celosía, cables, escalera y en general, todo lo que represente un área de exposición sobre la cara de barlovento.

A partir de la relación de solidez f obtenida, se asignará un coeficiente de arrastre Ca para cada tipo de sección que conforma a la estructura. Se deberán utilizar las tablas I.25 y I.27 (Manual de Diseño por Viento C.F.E.93), atendiendo las notas correspondientes a las mismas.

Se calculará un coeficiente de arrastre Ca total que se utilizará en toda la sección considerada. Este coeficiente de arrastre se calculará con la siguiente ecuación:

$$C_{atramo} = (A_{piernas} \times C_{apiernas} + A_{planos} \times C_{aplanos} + A_{cables} \times C_{acables} + A_{escalera} \times C_{aescalera}) / A_{totalexpuesta}$$

Donde A_{planos} incluye la suma de todas las áreas de elementos planos consideradas en la torre: diagonales, montantes, etc.

Parábolas MW y antenas RF debido a que no existe una normalización en nuestro país para asignar coeficientes de arrastre para "Parábolas con radomo cilíndrico plano (Paraboloid with cylindrical shroud), las fuerzas y momentos (un brazo de palanca de 50cm para parábolas orientadas a 90°) debidos al viento se calcularán directamente a partir de las medidas experimentales tomadas por los fabricantes del equipo. En la tabla No.8 se incluye la información técnica correspondiente (Catálogos SCALA, DECIBEL y EMS para antenas celulares y Catálogo vigente de Andrew Corporation en caso de parábolas).

**FUERZAS, PESOS Y MOMENTOS PARA PARÁBOLAS CON RADOMO
CILÍNDRICO PLANO (Vc=200 Km/h Velocidad de Catalogo)**

Tabla 8. FUERZAS DE VIENTO DE CATALOGO ANTENAS MW *telesites*

DIAMETRO		Fc catalogo		Fc catalogo		Fc catalogo		MT catalogo		PESOS		AREA
		0°		90°		90°		90°				
ft.	m.	lb.	Kgf.	lb.	Kgf.	lb.	Kgf.	lb-ft	Kgf-m	lb.	Kgf.	cm2
1	0.3	68	30.9	34	15.3	-6	-2.65	62	8.57	22.9	10.4	8.7
2	0.6	209	94.73	103	46.91	-18	-8.26	207	28.55	41	18.5	26.71
4	1.2	634	287.66	314	142.56	-55	-24.98	712	98.5	170	77	81.1
6	1.8	1427	647.32	707	320.6	-124	-56.06	1825	252.28	281	127	182.39
8	2.4	2537	1150.7	1257	570.02	-220	-99.73	3638	502.92	447	203	324.32
10	3	3964	1798	1964	890.62	-344	-155.81	6300	871.04	541	245	506.71
12	3.7	5708	2589.1	2827	1282.5	-495	-224.44	9960	1376.9	850	386	729.67
15	4.5	8919	4045.4	4418	2004	-773	-350.68	17641	2439	1780	807	1140.1

Antenas de RF.

Para las antenas de RF se empleará el modelo RFS APXV86-906516-C, las fuerzas de viento se calculará a partir de la tabla No 9, donde se incluye la información técnica correspondiente proporcionada por el fabricante.

FUERZA Y PESO PARA ANTENAS CELULARES
(Vc=160Km/h, Velocidad de Catalogo)

Tabla 9. FUERZAS DE CATALO PARA ANTENAS RF				
MODELO	Fc (0°)		PESOS	
	Fc catalogo			
RFS APXV86-906516-C	lb.	Kg.	lb.	Kg.
	258	117.3	59	27

En caso que el modelo empleado cambie se emitirá un memorándum de notificación con el modelo a emplear y sus especificaciones técnicas.

Para el cálculo de la fuerza de viento con las características de las antenas de la tabla 8 y 9 se ocupará la siguiente expresión:

Fuerza en equipo = $(V_{\text{diseño}}/V_{\text{catálogo}})^2 \times \text{Fuerza de catálogo}$

La V diseño a utilizar será la correspondiente a la altura estipulada en la sección 4.

El *Cálculo de fuerzas en la dirección del viento* (Manual de Diseño por Viento C.F.E., inciso 4.9.3.2)

La fuerza total F sobre la estructura debida al flujo del viento, se expresa como la sumatoria de cada fuerza que actúa sobre el área expuesta de la estructura (o parte de ella) a una altura Z dada según la expresión:

$$F = \sum F_z = \sum P_z A_z$$

Cálculo de áreas de exposición

- Las áreas serán calculadas para cada tramo definido por los montantes, separando el área total en área de miembros de sección transversal circular, y área de miembros de lados planos.
- Para el cálculo de áreas únicamente se considerará la cara frontal de la estructura donde actúa directamente el viento, es decir, la cara de barlovento (ver sección de comentarios, C. II inciso 4.8.2.11.3 Manual C.F.E.93).

- c) El área total expuesta por tramo será la que se multiplicará por el Catramo determinado en el inciso anterior de este documento.

2.3.3.c Análisis Estructural por Sismo.

El análisis sísmico se realizará conforme a lo estipulado en el Manual de Diseño por Sismo emitido por CFE edición 1993.

Para el análisis sísmico en torres autoportadas y mástiles apuntalados se realizará un análisis dinámico en el programa Staad. Pro V8iSS5 con el método CQC declarando las ordinales espectrales, y las masas de todos los accesorios que intervengan en su estudio.

El cortante estático basal (V_e) se deberá estimar con la siguiente ecuación:

$$V_e = \frac{W_{total}(C.S)(F.I)}{Q}$$

En ninguna situación se permitirá que la fuerza cortante basal calculada dinámicamente (V_d) sea menor que el 75 por ciento de la calculada estáticamente (V_e). Cuando $V_d/V_e < 0.75$, las respuestas de diseño se incrementarán en $0.75 V_e/V_d$.

Para el análisis sísmico en torres arriostradas y mástiles arriostrados se podrá ocupar la ecuación anteriormente citada (V_e) repartiendo las fuerzas en el modelo de Staad en el número total de nodos de la torre; la magnitud de su fuerza deberá ser proporcional a la masa concentrada en cada nivel de la torre.

2.3.3.d Consideraciones de Diseño para el Modelo en Staad. Pro V8iSS5

Deberá realizarse con el software **STAAD. Pro V8iSS5**. Para la realización del análisis se deberán incluir las siguientes consideraciones:

Condiciones de Apoyo para Torre Autoportada serán Articulados en sus tres apoyos.

La estructura se deberá analizar como “estructura en el espacio”. En caso de torres autoportadas y arriostradas podrán liberarse los miembros de la celosía para que trabajen como armaduras, empleando los comandos Truss y Release hay que aclarar si se opta por la utilización de estos comandos estos deben ser aplicados en todas las celosías de acuerdo con su forma de conexión, **por ningún motivo se podrá utilizar solo para algunas secciones.**

Para torres autoportadas, las fuerzas de viento se aplicarán puntual y perpendicularmente sobre los nodos de las piernas y/o montantes de la estructura correspondientes a la cara frontal, en cada nivel considerado.

Los miembros de la estructura se diseñarán conforme al Código del AISC Edición vigente.

Los miembros de la estructura se diseñarán conforme al Código del AISC Edición vigente. Para miembros de la celosía, se revisará que la relación de esbeltez (KL/r) sea menor a 200 (para miembros principales y secundarios) en ambas direcciones de diseño ("Y" y "Z") como el Staad. Pro revisa las secciones angulares con el menor radio de giro (eje local "Z" de acuerdo al manual IMCA) las longitudes "Ly" y "Lz" a ingresar en el programa será como sigue a continuación:

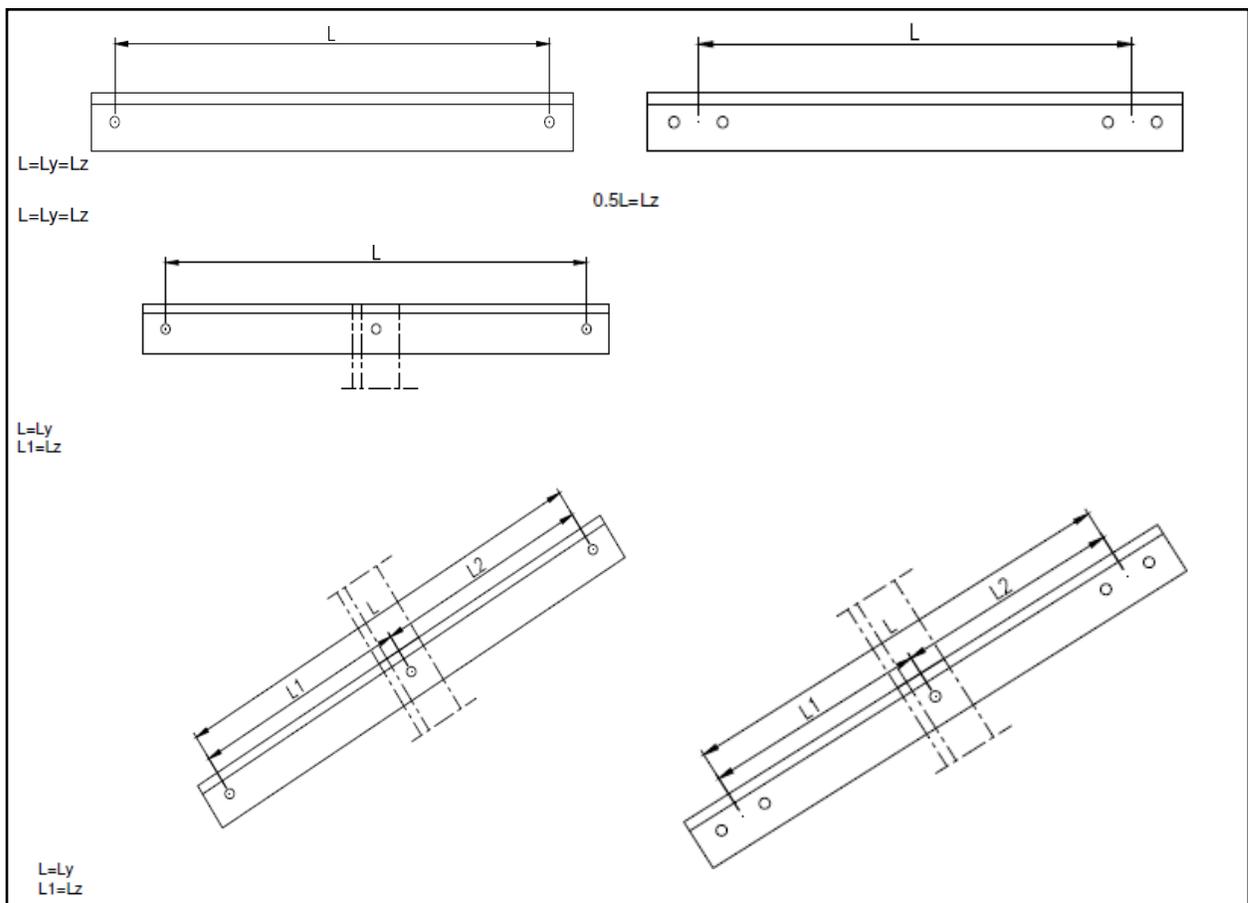


Imagen No.1

Para efectos de rapidez se puede tomar las distancias entre nodos

Resultados

Los resultados que deberán incluirse en la memoria serán los siguientes:

- Archivo de entrada.
- Topología de la estructura (con el sistema coordenado visible e identificación)

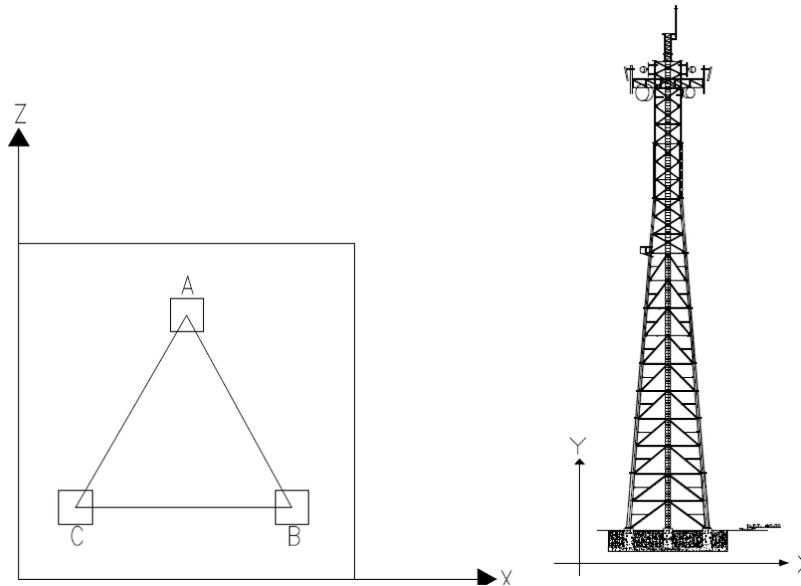


Imagen No. 3 ORIENTACIÓN DEL MODELO DE LA ESTRUCTURA EN EL SOFTWARE STAAD PRO

- Resultado total de fuerza aplicada por cada condición y combinación de carga.
- Frecuencia natural de vibración de la estructura, considerando únicamente su peso propio y el peso correspondiente a la totalidad de los accesorios.
- Comparación de los desplazamientos máximos contra los desplazamientos permisibles.
- Revisión del diseño de los miembros incluyendo RI ($RI < 1.00$).
- Respaldo en archivo electrónico.

Las cargas primarias para se deberán designarse como se indica a continuación:

	#	Primarias
Peso propio	1	PP
Carga muerta	2	CM
Carga viva	3	CV
Frecuencia natural	4	FN
Viento Z (Regional)	5	Vz Regional
Viento Z (Operación)	6	Vz Operación
Sismo 100Z,30X	7	Sz,0.3 Sx
Sismo 100X,30Z	8	Sx,0.3 Sz
Sismo 100Z,30X (Deflexiones)	9	Szd,0.3 Sxd

Sismo 100X,30Z (Deflexiones)	10	Sxd,0.3 Szd
Sismo 150Z,0.50X (ASCE)	11	1.5Sz,0.5Sx

- Combinaciones de carga para diseño de torre, ASD

	#	DISEÑO
Gravitacional	12	1.0 (PP + CM + CV)
Viento en Z (+)	13	0.75 (PP + CM + CV + VzRegional)
Viento en Z (-)	14	0.75 (PP + CM + CV - VzRegional)
Sismo (+ +)	15	0.75 (PP + CM + CV + Sz,0.30 Sx)
Sismo (+ -)	16	0.75 (PP + CM + CV + Sx,0.30 Sz)
Sismo (- -)	17	0.75 (PP + CM + CV - Sz,0.30 Sx)
Sismo (- -)	18	0.75 (PP + CM + CV - Sx,0.30 Sz)

- Combinaciones de carga para desplazamientos ASD y ASCE

	#	DESPLAZAMIENTOS
Gravitacional	19	1.0 (PP + CM + CV)
Viento en Z (+)	20	1.0 (PP + CM + CV + VzOperación)
Viento en Z (-)	21	1.0 (PP + CM + CV - VzOperación)
Sismo (+ +)	22	1.0 (PP + CM + CV + Szd,0.30Sxd)
Sismo (+ +)	23	1.0 (PP + CM + CV + Sxd,0.30Szd)
Sismo (- -)	24	1.0 (PP + CM + CV - Szd,0.30Sxd)
Sismo (- -)	25	1.0 (PP + CM + CV - Sxd,0.30Szd)

- Combinaciones de carga para diseño de Cimentación

	#	Cimentación
Gravitacional	26	1.0 (PP + CM + CV)
Viento en Z (+)	27	1.0 (0.9PP +0.9CM +0.9CV + VzRegional)
Viento en Z (-)	28	1.0 (0.9PP +0.9CM +0.9CV - VzRegional)
Sismo (+ +)	29	1.0 (0.9PP +0.9CM +0.9CV + Sz,0.30 Sx)
Sismo (+ +)	30	1.0 (0.9PP +0.9CM +0.9CV + Sx,0.30 Sz)
Sismo (- -)	31	1.0 (0.9PP +0.9CM +0.9CV - Sz,0.30 Sx)
Sismo (- -)	32	1.0 (0.9PP +0.9CM +0.9CV - Sx,0.30 Sz)

Nota: Deberán considerarse los resultados más desfavorables, ya sea para el caso por acción del viento o por fuerzas sísmicas para el diseño de la estructura.

2.3.3.e Diseño de Conexiones

Deberá presentar el diseño de conexiones entre los diferentes elementos de la estructura de acuerdo al código AISC vigente y al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias vigentes.

2.3.3.f Diseño de Cimentación

Para el diseño de la cimentación se tomará como válido el criterio utilizado por el Reglamento de Construcciones del D.F y sus Normas Técnicas Complementarias 2004.

Se deberán incluir todos los datos y parámetros necesarios para el diseño

Cálculo del momento actuante. - Se calculará empleando las reacciones obtenidas del análisis de la torre, combinaciones de carga mencionadas del punto de acuerdo con el tipo de estructura.

Cálculo del momento resistente. - Se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocarían la aparición de un estado límite de falla de la estructura o de cualquiera de sus componentes. En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que correspondan a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entiende por fuerzas internas, las fuerzas axiales, cortantes, los momentos de flexión y torsión que actúen sobre la estructura. Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos. Para estos últimos se utilizarán los valores mínimos probables, cuando sea más desfavorable para la estabilidad y diseño de la estructura considerar una carga muerta menor, como en caso del volteo, flotación, lastre y succión producida por el viento y/o sismo.

En la Tabla No. 10 se proporcionan los pesos volumétricos para consideraciones de estabilidad y diseño.

<i>Tabla 10. PESO VOLUMETRICOS</i>	
MATERIAL	(T/m3)
Concreto clase I	2.2
Concreto clase II	2.0
Concreto reforzado clase I	2.4
Concreto reforzado clase II	2.1
Bloque de concreto pesado	2.0
Bloque de concreto intermedio	1.5
Bloque de concreto ligero	1.1
Mampostería Piedra Braza	2.3
Concreto ciclópeo	2.1
Tepetate seco	1.6

Ref. Reglamento de construcciones del D.F

La relación del **momento resistente** con el momento de volteo no deberá ser menor que 2 (Manual de Diseño por viento CFE inciso 4.1).

El volumen de relleno a considerar para el cálculo del momento resistente será el proyectado verticalmente sobre el área de la zapata.

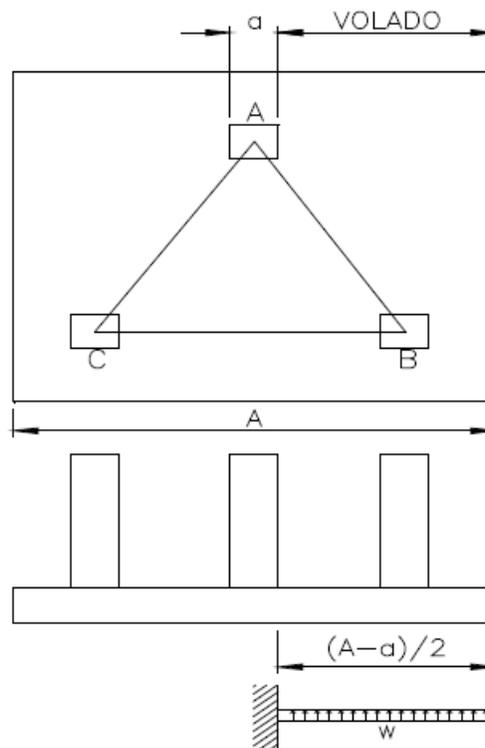
La revisión de la **presión de contacto** sobre el terreno se realizará por el método de Plastificación Total o Áreas Reducidas según las NTC 2004 del RCDF.

Dónde:
$$q_{act} = \frac{\sum P}{A} < q_{adm}$$

q_{act} Presión de contacto actuante.

- A Es el área de la losa de la zapata calculada reduciendo la longitud de cada lado dos veces el valor de la excentricidad, definida como el cociente del Momento de volteo y el peso total. Los elementos mecánicos a aplicar serán el 100% del valor arrojado por la corrida de STAAD.
- $\sum P$ Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante.
- q_{ad} Capacidad de carga admisible determinada por la mecánica de suelos con un factor de seguridad mínimo de 3.00. En caso que se esté proporcionando la capacidad de carga ultima, $\sum P$ deberá afectarse por su respectivo factor de carga.

Diseño por flexión. - Para el cálculo de las presiones de contacto se considerará la longitud total de la losa en voladizo. El volado a considerar será $(A - a) / 2$ y $(B - b) / 2$.



El valor de las presiones de contacto $q_{diseño}$ que se utilizarán para el cálculo del momento de diseño será el resultante del q_{act} por su factor de carga correspondiente (sin considerar el peso de relleno).

Revisión por cortante. -Se deberán verificar las condiciones para emplear la ecuación adecuada para la revisión de cortante:

$$4d \leq B_{ass} \quad h < 60cm \quad \frac{M_u}{V_u d} < 2$$

Si se cumple las tres condiciones el esfuerzo cortante se calculará con la siguiente expresión como viga ancha:

$$V_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f^*c}$$

De lo contrario se revisará como fuerza cortante que toma el concreto, VCR, con las expresiones:

$$\begin{aligned} V_{CR} &= F_R b d (0.2+20p)\sqrt{f^*c} && \text{si } p < 0.015 \\ V_{CR} &= 0.5 F_R b d \sqrt{f^*c} && \text{si } p \geq 0.015 \end{aligned}$$

Cuando la dimensión transversal h, paralela a la fuerza cortante, sea mayor que 700mm, el valor obtenido de VCR se deberá reducir por el factor:

$$1 - 0.0004 (h - 700)$$

con h en milímetros, pero tal valor no deberá ser inferior a 0.8.

Se deberán suministrar varillas en las cuatro caras perimetrales de la zapata para evitar agrietamientos, en forma equidistante; el diámetro de la varilla será igual al obtenido por el acero de cambios volumétricos.

Tabla 11.

NUMERO DE VARILLAS	PERALTE (CM)
1	70
2	71-100
3	101-130
4	131-160
5	161-190

Se revisará por penetración considerando como fuerza cortante que toma el concreto VCR permisible:

$$V_{CR} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f^*c} \leq F_R \sqrt{f^*c}$$

El cual deberá ser mayor que el máximo esfuerzo actuante calculado a partir del área de la sección crítica.

Refuerzo por cambios volumétricos. - En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5m, el área de refuerzo que se suministrará no será menor que:

dónde:
$$a_{s1} = \frac{660x_1}{f_v(x_1 + 100)}$$

a_{s1} = área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera por unidad de ancho de la pieza (cm²/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1 .

x_1 = peralte promedio de la zapata (cm).

Si x_1 no excede de 150mm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor a 150mm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de 1.5 a_{s1} .

Recubrimientos. - Cuando el concreto es colado sobre o contra el terreno compactado al 95% de la prueba Proctor Estándar, el mínimo recubrimiento para la superficie en contacto con el terreno será 7.5cm, o 5.0cm si se emplea plantilla de concreto simple con un $f'c$ no menor a 100Kg/cm².

Concreto. - Se utilizará un concreto clase 1 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ como mínimo se podrá emplear concretos superiores a 250 kg/cm² cuando esto beneficie el diseño, para cualquier caso se deberá de corroborar dicha resistencia con el certificado de la resistencia del concreto y las pruebas de laboratorio respectivas.

Para el tipo de cemento a utilizar se seguirá la siguiente clasificación:

- En cimentaciones donde el nivel de agua freática (NAF) se encuentre a una profundidad no mayor a 1.00m por debajo del nivel de desplante se deberá ocupar un cemento RS e impermeabilizante integral.
- En cimentaciones que se encuentren en zonas costeras, deberá ocuparse un cemento RS más puzolana e impermeabilizante integral.
- En cimentaciones donde el peralte sea mayor a 1.00m, se deberá ocupar un cemento CPP.
- En los demás casos se podrá emplear un cemento CPO.

Si la mecánica de suelos presenta un estudio de agresividad del suelo donde se ubique el desplante de la cimentación los puntos citados anteriormente se adaptarán a la tabla 4.2 de las NTC 2004 de Concreto.

- El acero de refuerzo será $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- El peralte mínimo total h para la losa deberá de ser de 30 cm.
- El área de acero mínimo en el dado será el requerido por el análisis (flexo-tensión, flexo-compresión) pero no menor que $20/f_y$.

2.4 Estado límite de Servicio

El análisis y diseño de la estructura se regirá bajo los códigos: Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE edición 1993, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal RCDF y sus Normas Técnicas Complementarias vigentes, AISC (edición vigente), código ASTM y reglamentos vigentes de la localidad en que se instalará la estructura.

- La deflexión máxima horizontal se calculará para una velocidad de operación $V_{op} = V_r(0.65) \text{ km/h}$ pero no menor a 90 km/h . Deberá incluirse la totalidad del análisis para la obtención de las fuerzas por viento y sismo así como el análisis para la obtención de desplazamientos.

- Oscilación máxima permitida será T_{ang} de 1.50 grados en el tope de torres autosoportadas, para cargas por viento y sismo. Cualquier criterio que no se indique en las presentes normas, deberá aclararse con el Departamento de Normas y Proyectos Estructurales de **telesites**.

2.5 Firma de Perito, Director Responsable de Obra o Corresponsable en Seguridad Estructural

la memoria de cálculo con los requisitos antes mencionados deberá ser avalada por un Perito Responsable de Obra Privada, Director Responsable de Obra o un Corresponsable en Seguridad Estructural según la reglamentación vigente de cada estado. Se deberá anexar la documentación que acredite su capacidad para ejercer dichos cargos, cuyo registro sea vigente a la fecha de firma del proyecto.

2.6 Justificación

Debido a que el proyecto fue realizado por una empresa externa se requiere verificar que la información ingresada correspondiente a la memoria de cálculo del proyecto que cumpla con las especificaciones indicadas en las normas **telesites** 2016 y poder dar Vo. Bo. a la ejecución del proyecto.

Verificación de Velocidad Regional (VR) de diseño:

Se obtiene por medio del Manual de CFE por viento para un periodo de retorno de 200 años. VR. -122.98,

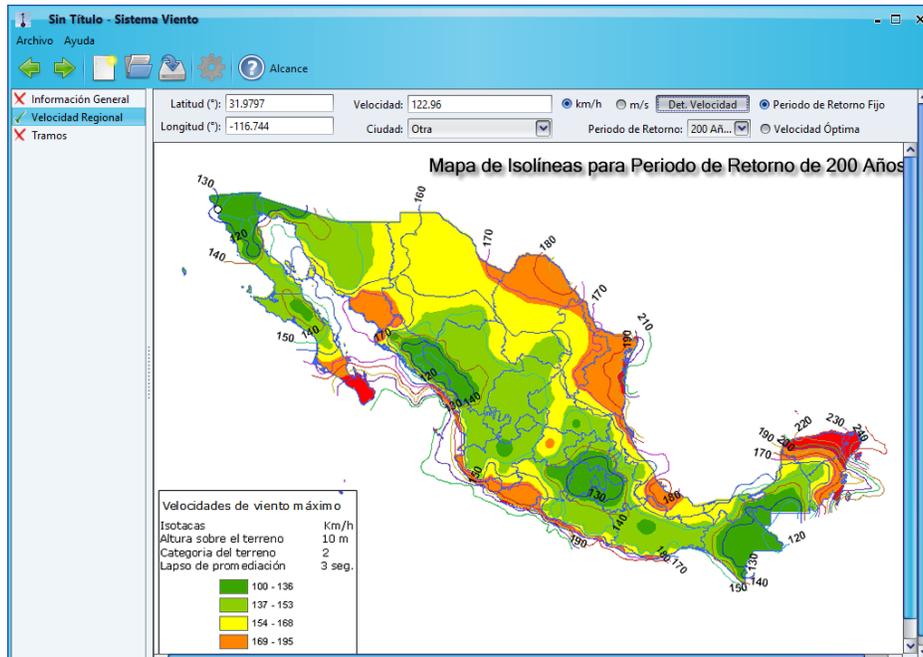


Imagen 5a

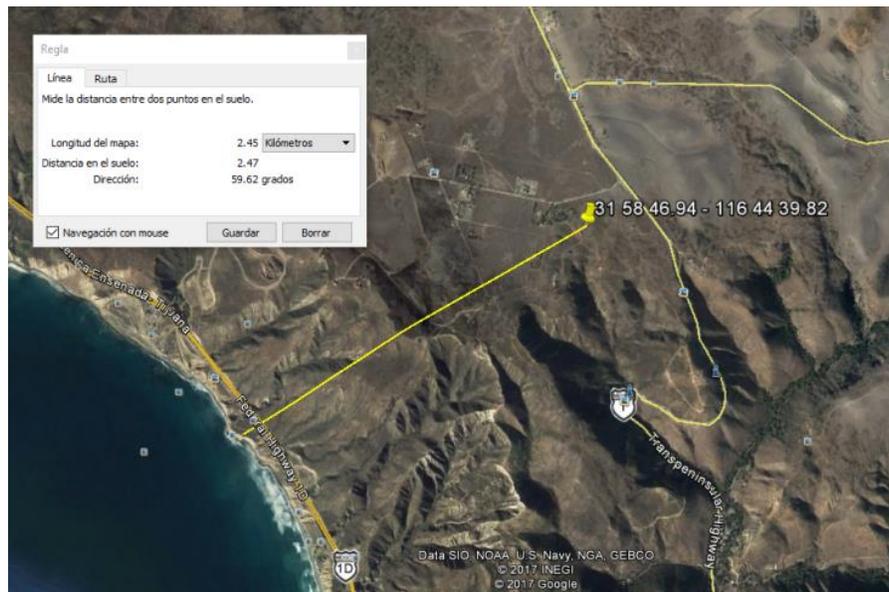


Imagen 5b

Verificación de Factor Topográfico (FT):

El factor de topografía para el diseño de la torre se obtiene mediante los criterios del manual de viento CFE 1993. Para nuestra estructura se tomará un FT. - 1.0

FACTOR TOPOGRAFÍA LOCAL, F_T

Sitios	Topografía	F_T
Protegidos	Base de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento.	0.8
	Valles cerrados.	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes con pendientes menores que 5%.	1.0
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10%, valles abiertos y litorales planos.	1.1
	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores que 10%, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón, islas.	1.2

Imagen 5c

Verificación de Categoría de Terreno (CT):

La categoría de terreno para el diseño de la torre se obtiene conforme a los criterios del manual de viento de CFE (1993). Para nuestra estructura se tomará una CT. -1

Tabla 4.2.1 CATEGORÍA DEL TERRENO SEGÚN SU RUGOSIDAD

Cat.	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
1	Terreno abierto, prácticamente plano, sin obstrucciones y superficies de agua	Franjas costeras planas, zonas de pantanos o de lagos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor, superficies nevadas planas.	La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones existentes, tienen alturas de 1.5 a 10 m, la longitud mínima debe ser la mayor entre 1500 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas.	Las obstrucciones existentes presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o 10 veces la altura de la nueva construcción, la que sea mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50% de los edificios tiene una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces la altura de la nueva construcción.

Imagen 5d

3.2 Revisión de mecánica de suelos

Para la revisión del estudio de mecánica de suelos se procede a verificar que cumpla con requerimientos solicitados por parte de **telesites**

Al término de la revisión se hacen los comentarios correspondientes a dicho estudio de mecánica de suelos solicitando que se realicen las correcciones o ajustes necesarios para que se cumpla con los requisitos solicitados por **telesites**. En este caso no aplica ningún comentario o corrección ya que cuenta con los requerimientos solicitados, por lo que se procede a considerar y extraer los datos necesarios para la revisión y diseño de la cimentación considerando la capacidad del suelo las dimensiones y la profundidad de desplante propuesta para cimentación del proyecto.

Para este caso en particular se está considerando una capacidad de carga de 33.65 Ton/m² considerando para una zapata de 6.20m x6.20m a una profundidad de 2.30 mts como se muestra en la siguiente tabla de resultados.

ANCHO DE LOSA B (m)	LONGITUD DE LOSA L (m)	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE Df (m)	COHESIÓN Cu (ton/m ²)	COEFICIENTE Nc	COEFICIENTE Nq	COEFICIENTE Ny	PESO VOLUMETRICO SUELO γ (Ton/m ³)	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE Qa (ton/m ²)
4,00	4,00	0,20	5,43	12,86	4,45	1,52	1,73	32,18
5,00	5,00	0,20	5,43	12,86	4,45	1,52	1,73	32,53
6,00	6,00	0,20	5,43	12,86	4,45	1,52	1,73	32,88
7,00	7,00	0,20	5,43	12,86	4,45	1,52	1,73	33,23
8,00	8,00	0,20	5,43	12,86	4,45	1,52	1,73	33,58
9,00	9,00	0,20	5,43	12,86	4,45	1,52	1,73	33,93
4,00	4,00	0,50	5,43	12,86	4,45	1,52	1,73	32,95
5,00	5,00	0,50	5,43	12,86	4,45	1,52	1,73	33,30
6,00	6,00	0,50	5,43	12,86	4,45	1,52	1,73	33,65
7,00	7,00	0,50	5,43	12,86	4,45	1,52	1,73	34,00
8,00	8,00	0,50	5,43	12,86	4,45	1,52	1,73	34,35

Imagen No. 6

También se procede a revisar las conclusiones y recomendaciones para verificar si se está cumpliendo con la profundidad mínima de desplante, así como las dimensiones mínimas propuestas por dicha mecánica de suelos.

9.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.a- Conclusiones

- a) El sitio celular "BN4781U850 LIBRE ENSENADA" se encuentra ubicado en Paseo Bonito Km. 84 El Sauzal Lt. 25 Mz. 8, Ejido Francisco Zarco, C.P. 21290, Ensenada, Baja California.
- b) El nivel freático no fue localizado en el estudio.
- c) El sitio se localiza en la zona "C" según la regionalización sísmica de la República Mexicana, considerada por la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.), el suelo en estudio es tipo I, para el cual se recomienda un coeficiente sísmico de 0,36 para estructuras del grupo B, el cual deberá multiplicarse por 1,5 para estructuras del grupo A.

9.b- Recomendaciones

- a) Si se realiza la excavación con maquinaria se deberán afinar los últimos 10 cm, con herramienta manual para no alterar las propiedades del suelo de sustentación.
- b) La cimentación se podrá desplantar a una profundidad mínima de 0,50 m.
- c) Las plataformas para dar nivel de proyecto se deberán compactar al 90% proctor en capas inferiores y 95% proctor en la capa final, en espesores de 20 cm.
- d) La excavación se podrá realizar con equipo mecánico retroexcavadora conjunto con equipo neumático de demolición roto martillo incorporado en el mismo, el talud de excavación podrá ser vertical y sin ademe hasta la profundidad de 3,00 m después de la cual se recomienda el uso del mismo.
- e) Se recomienda un sistema de cimentación a base de losa de cimentación con presiones de contacto inferiores a las capacidades de carga especificadas en la sección 5 del presente estudio.
- f) Cualquier discrepancia que se presente durante la construcción de las cimentaciones con lo reportado en el presente informe se nos deberá informar a la brevedad a fin de dar las recomendaciones pertinentes.

3.3 Revisión de memoria de calculo

3.3.1 Revisión de Análisis de cargas gravitacionales.

Se realiza la revisión de cargas gravitacionales conforme a la norma **telesites** para verificar que corresponden dichas cargas y alturas a las consideradas en la memoria de cálculo y modelo de staad pro.

Continuación se muestra una tabla comparativa de cargas

Tabla comparativa de peso de antenas y soportes en torre									
Peso de antenas Norma telesites						Memoria de proyecto			
No.	Diametro	Pza.	Angulo	Z(m)	Tipo	Peso con Herrajes kg	No.	Diametro	Peso con Herrajes kg
1	RF	12	0	45	RF	1170	1	RF	1170
2	RF	9	0	40.5	RF	859	2	RF	859
3	1.2	1	0	42.75	MW	157	3	1.2	188
4	1.2	1	90	42.75	MW	157	4	1.2	188
5	0.6	1	0	42.75	MW	49	5	0.6	64
6	1.2	1	0	38.25	MW	157	6	1.2	188
7	1.2	1	90	38.25	MW	157	7	1.2	188
8	0.6	1	0	38.25	MW	49	8	0.6	64

Ok
Ok
Ok
Ok
Ok
Ok
Ok
Ok

Tabla comparativa de peso de Accesorios										
Peso de Accesorios conforme a Norma telesites								Memoria de proyecto		
tramo	W to	C.G.O	Escalera	Feeders	W total Acc	Nodos	W x Nodo	Memo	Nodos	W x Nodo
	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	#	(kg)	No.	#	(kg)
TX-8	321	32.16	20.056	19.806	72	9	8.0	TX-8	9	11
TX-7	537	64.32	40.112	39.612	144	12	12.0	TX-7	12	17
TX-6	537	64.32	40.112	39.612	144	12	12.0	TX-6	12	17
TX-5	704	64.32	40.112	39.612	144	12	12.0	TX-5	12	17
TX-4	727	64.32	40.112	39.612	144	12	12.0	TX-4	12	17
TX-3	867	64.32	40.112	39.612	144	12	12.0	TX-3	12	17
TX-2	507	64.32	40.112	39.612	144	12	12.0	TX-2	12	17
TX-1	575	64.32	40.112	39.612	144	12	12.0	TX-1	12	17

OK
OK
OK
OK
OK
OK
OK
OK

Carga Viva

Carga Viva 300 kg repartidos 3 e nodos =100 kg. **Norma telesites**

Carga Viva 300 kg repartidos 3 e nodos =100 kg. **Memoria de calculo**

3.3.2 Revisión de Análisis estructural por viento

Se realiza la revisión del análisis estructural por viento verificando que, en el cálculo de fuerza de viento del proyecto se consideren los parámetros de diseño correctos como son la Velocidad Regional, Altura de torre, altura sobre el nivel del mar, temperatura, áreas expuestas, coeficientes de arrastre y fuerzas de viento en cuerpo de torre y accesorios fuerzas de viento tomado en consideración el manual de CFE viento y las Normas **Telesites** como se muestra a continuación en la comparativa de tablas de resultados de fuerzas de viento.

MEMORIA DE CÁLCULO PARA TORRE AUTOSOPORTADA TIPO TORRE N

Nom. Sitio:	LIBRE ENSENADA		Diseño:	MIGUEL
No. Sitio:	BN4781S		Fecha diseño:	20-abr-2016
Altura:	45	m		
Torre:	TORRE N			
Proyecto:	TELESITES			

DISEÑO DE FUERZAS DE VIENTO POR CFE TORRE N

Parámetros de Diseño

Ciudad:	ENSENADA, BAJA CALIFORNIA			
Vr =	122.98	km/hr		
A.S.N.M.	372	m	$\Rightarrow \Omega[\mu\mu \text{ H}\gamma] =$	730.2 mm Hg
T.M.A	16.7	°C	$\Rightarrow G =$	0.988

Características de la Estructura

FT	1.1
Categ. de terreno (Ct)	1
Clase estructura	B
No. Charolas	1
Instalación	EXTERIOR
Importancia	GRUPO A
Tipo de Estructura	TIPO 2
P.d. Retorno	200
Fc=	1

NOTA:
LA TORRE AUTOSOPORTADA TIPO N PERTENECE A LA CLASE "B" QUE SON LAS ESTRUCTURAS CUYA DIMENSIÓN VARIÉ ENTRE SE CLASIFICA DEL GRUPO A POR SU GRADO DE SEGURIDAD ALTA

$\alpha =$	0.101				
c.d.terreno	A	B	C	D	
1	0.099	0.101	0.105	0.105	245
2	0.128	0.131	0.138	0.138	315
3	0.156	0.160	0.171	0.171	390
4	0.170	0.177	0.193	0.193	455

0	
Altitud	P. baromet
0	760
500	720
1,000	675
1,500	635
2,000	600
2,500	565
3,000	530
3,500	495

" TORRE N "

Sección	Separación Inf. [m]	Separación Sup. [m]	Longitud [m]	Apier. [m²]	Adiag. [m²]	Ahoriz. [m²]	A total [m²]	Ag [m²]
NOX	1.80	1.80	3.00	0.69	0.42	0.09	1.19	5.74
N-1	1.80	1.80	6.00	1.37	0.81	0.09	2.27	11.49
N-1	1.80	1.80	6.00	1.37	0.81	0.09	2.27	11.49
N-3	1.80	1.80	6.00	1.70	0.97	0.09	2.75	11.65
N-4	2.40	1.80	6.00	1.70	1.05	0.09	2.84	13.45
N-5	3.00	2.40	6.00	2.02	1.21	0.00	3.23	17.21
N-6	3.60	3.00	6.00	2.02	1.63	0.00	3.65	20.81
N-7	4.20	3.60	6.00	2.02	1.68	0.00	3.70	24.41

OK
OK
OK
OK
OK
OK

ANÁLISIS DINÁMICO

$\kappa^2 =$	1.224
$\eta =$	-0.032
$\kappa r =$	0.06
$\zeta =$	0.01

$\alpha^2 =$	0.13
Frz =	1.315
$g_H =$	1.292
b/H =	0.06

$C\alpha^2 =$	2.66
$V_H =$	177.8
$V_H =$	137.62
B=	1.2756

OK

Frecuencia natural (n_0) = 0.75003 Hz

$3.0^* n_0^* (H/V_H) =$	0.88289
$3.0^* n_0^* / V_H =$	0.01982
$v =$	0.61030
$\sigma/\mu =$	0.28993
$1 + g_p (\sigma/\mu) =$	2.18002

S=	0.208
E=	0.120
$g_p =$	4.070
b =	2.55
H =	45.00

Comparativa de resultados Fza. de vto Velocidad Operación = 65% Velocidad Regional (Revisión por Desplazamientos).

Fuerzas de Vto. Norma telesites en cuerpo de torre					Fuerzas de Vto. Memoria de calculo					
No. De	Nivel inferior	F. total (kg)	No. nodos	F. nodo (kg)	No. De	Nivel inferior	F. total (kg)	No. nodos	F. nodo (kg)	
TX-8	42.00	277.58	6	46.26	TX-8	42.00	284.27	6	47.38	Ok, se acepta
TX-7	36.00	477.73	8	59.72	TX-7	36.00	524.26	8	65.53	Ok, se acepta
TX-6	30.00	457.87	8	57.23	TX-6	30.00	510.87	8	63.86	Ok, se acepta
TX-5	24.00	478.90	8	59.86	TX-5	24.00	531.01	8	66.38	Ok, se acepta
TX-4	18.00	471.33	8	58.92	TX-4	18.00	518.54	8	64.82	Ok, se acepta
TX-3	12.00	474.88	8	59.36	TX-3	12.00	511.36	8	63.92	Ok, se acepta
TX-2	6.00	503.53	8	62.94	TX-2	6.00	532.46	8	66.56	Ok, se acepta
TX-1	0.00	552.47	8	69.06	TX-1	0.00	555.90	8	69.49	Ok, se acepta

Fuerzas de Vto. Norma telesites en Antenas y accesorios								Fuerzas de Vto. Memoria de calculo				
φ ANTENAS	Pza	ORIENTACION	Z(m)	No. Nodos	Fa (Kg)	Fs (Kg)	Mt (Kg)	No. Nodos	Fa (Kg)	Fs (Kg)	Mt (Kg)	
0.6	1	0	42.75	1	39.7	0.00	0.00	1	39.7	0.00	0.00	ok, se acepta
1.2	1	0	42.75	1	120.6	0.00	0.00	1	120.6	0.00	0.00	ok, se acepta
1.2	1	90	42.75	1	-10.5	59.72	41.28	1	10.5	59.73	41.28	ok, se acepta
0.6	1	0	38.25	1	38.8	0.00	0.00	1	38.8	0.00	0.00	ok, se acepta
1.2	1	0	38.25	1	117.9	0.00	0.00	1	117.9	0.00	0.00	ok, se acepta
1.2	1	90	38.25	1	-10.2	58.39	40.36	1	10.2	58.40	40.36	ok, se acepta
RF	4	0	45	2	155.2			1	420.8			ok, se acepta
RF	3	0	40.5	2	114.0			1	304.8			ok, se acepta

3.3.3 Revisión de Análisis estructural por sismo

En este punto se verifica que el análisis sísmico se realice conforme a lo estipulado en el Manual de Diseño por Sismo emitido por CFE edición 1993. y con el programa staad pro ViSS5 con el método CQC considerando las Ordenadas espectrales correspondientes a la zonificación y tipo de terreno, además de que se hayan considerado todas las masas y accesorios que intervenga en el análisis.

También se verifica si se requiere considerar un factor de incremento al espectro sísmico debido a que la relación entre el valor obtenido de cortante basal dinámica (V_d) y la cortante basal estática (V_e), ya que si la relación es menor al 75% o a 0.75 se requiere realizar incremento.

Cortante estática obtenida del análisis estático

$$V_e = \frac{W.C.S}{Q} = 2621.54$$

Cortante dinámica V_d obtenida del modelo de staad pro

$$V_d = 1577.67$$

Relación entre cortante basal estática (V_e) y cortante basal dinámica (V_d)

$$\frac{V_d}{V_e} = \frac{1577.67}{2621.54} = 0.6018 \leq 0.75$$

Como la relación es menor al 75% se requiere determinar el factor de incremento

Determinando el factor de incremento para el equilibrio entre fuerzas

$$F.I = 0.75 \frac{V_e}{V_d} = \frac{2621.54}{1577.67} = 1.2462$$

Por lo que se procede a realiza el incremento del espectro sísmico del modelo de staad el cual fue realizado de manera correcta como se muestra líneas abajo.

```
SPECTRUM CQC X -1.24 ACC SCALE 9.81 CDAMP LOG MIS
*****
0 0.27; 0 0.27; 0.6 0.27; 0.7 0.25; 0.8 0.234; 0.9 0.2205; 1 0.209;
1.1 0.1995; 1.2 0.191; 1.3 0.1835; 1.4 0.177; 1.5 0.171; 1.6 0.1655;
1.7 0.156; 1.8 0.1605; 1.9 0.1515; 2 0.148; 2.1 0.1445; 2.2 0.141;
2.3 0.138; 2.4 0.135; 2.5 0.1325; 2.6 0.1295; 2.7 0.1275; 2.8 0.125;
2.9 0.123; 3 0.1205; 3.1 0.119;
*****
```

3.3.4 Revisión de Consideraciones de diseño por el modelo Staad. Pro V8ISS5

En este punto se procede a revisar que el modelo de torre cumpla con los requerimientos solicitados por **telesites**, por ejemplo: que los apoyos de la torre autoportada se consideren como articulados, que cumpla con la geometría de torre, la altura de tramos, perfilera, cargas de diseño (peso propio, carga muerta, carga viva, fuerzas de viento de supervivencia, fuerzas de viento operacionales y espectro sísmico) y combinaciones de cargas **telesites**

Con respecto a la los tipos de apoyo se considera correcta conforme a lo solicitado por **telesites**, ya que se tiene un apoyo articulado liberando los momentos en la Dirección Y, X y Z como se muestra en las siguientes imágenes obtenidas del modelo de la torre.

Apoyo tipo pinned (Articulado)

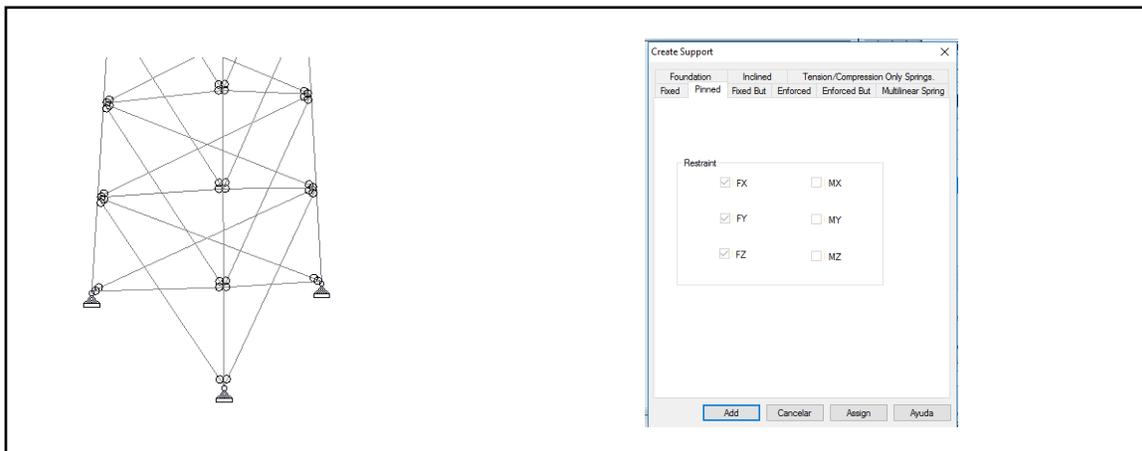


Imagen No. 8

La geometría de torre es correcta ya que coincide con la proyectada en planos de cimentación

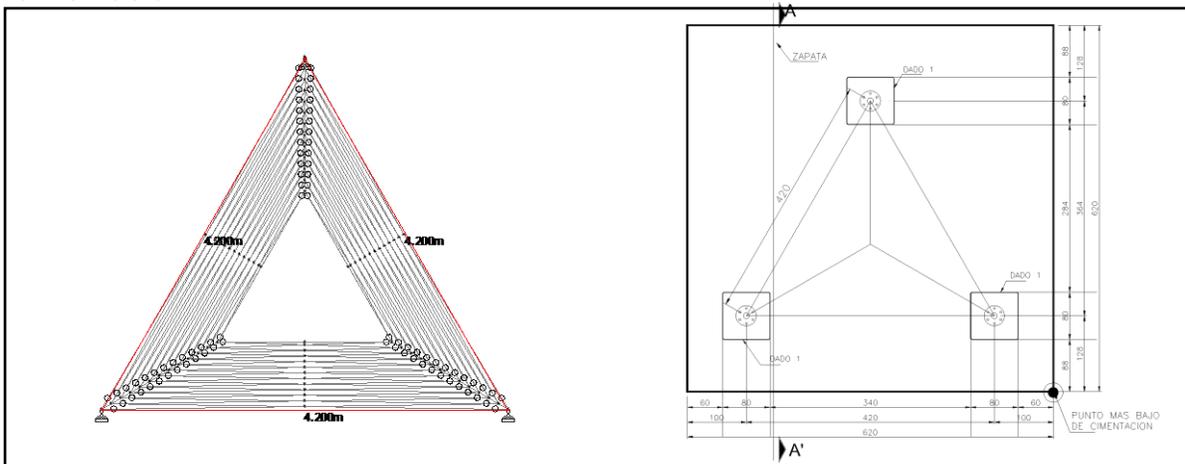


Imagen No.9

La torre cuenta con la altura y distancia entre tramos correcta

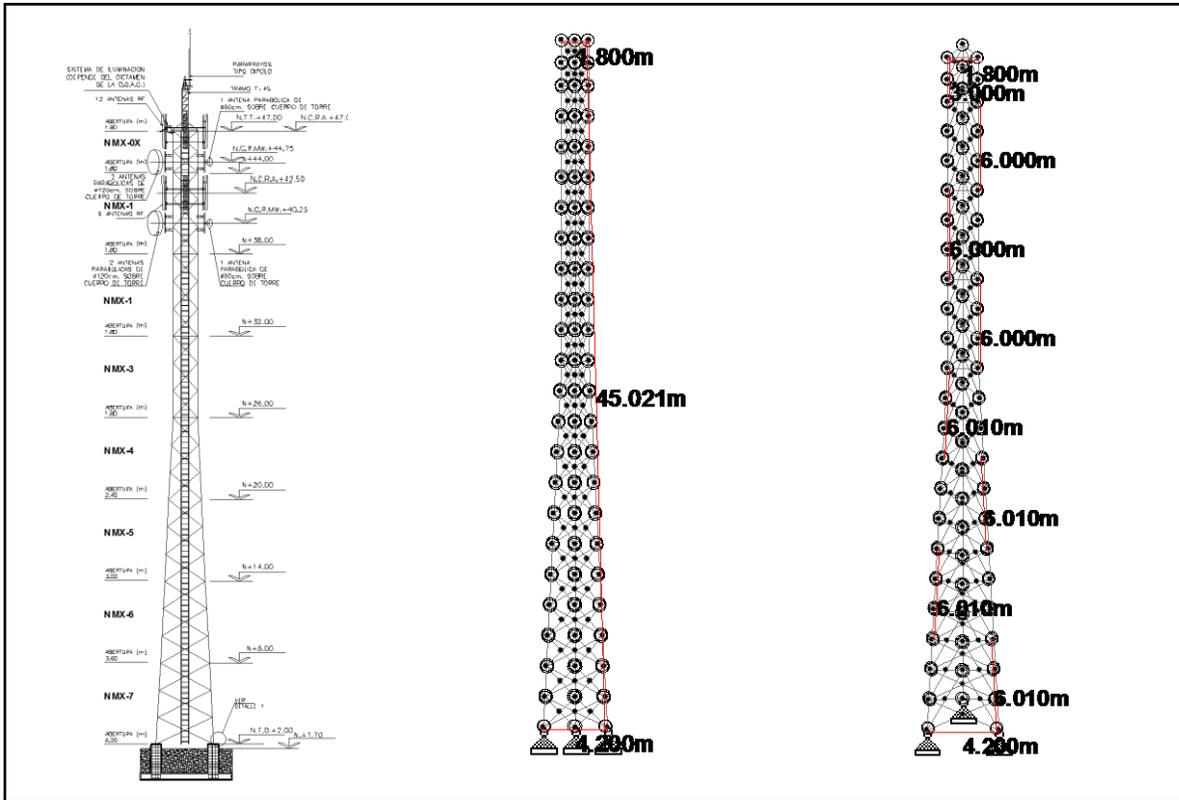


Imagen No. 10

La perfilera de torre es correcta ya que corresponde a la considerada para determinar las fuerzas de viento y la proyectada en planos de torre

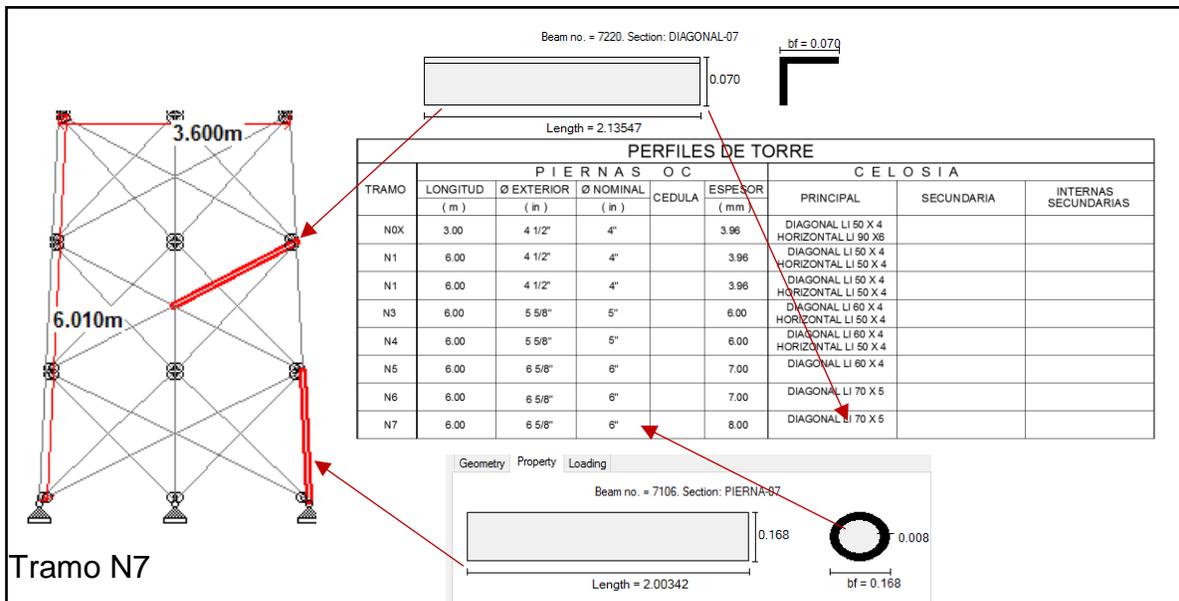


Imagen No. 11

Las cargas muertas, vivas y fuerzas de viento se colocaron a la altura de diseño, de manera puntal y en dirección “Z” como se indica en las normas **telesites**

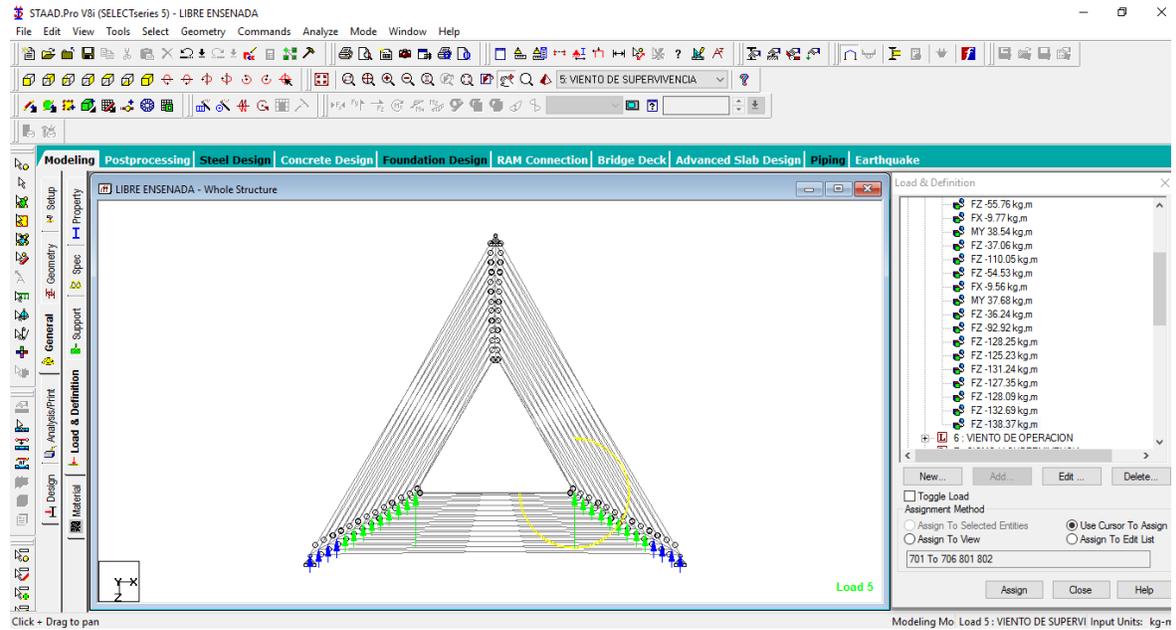


Imagen No.12

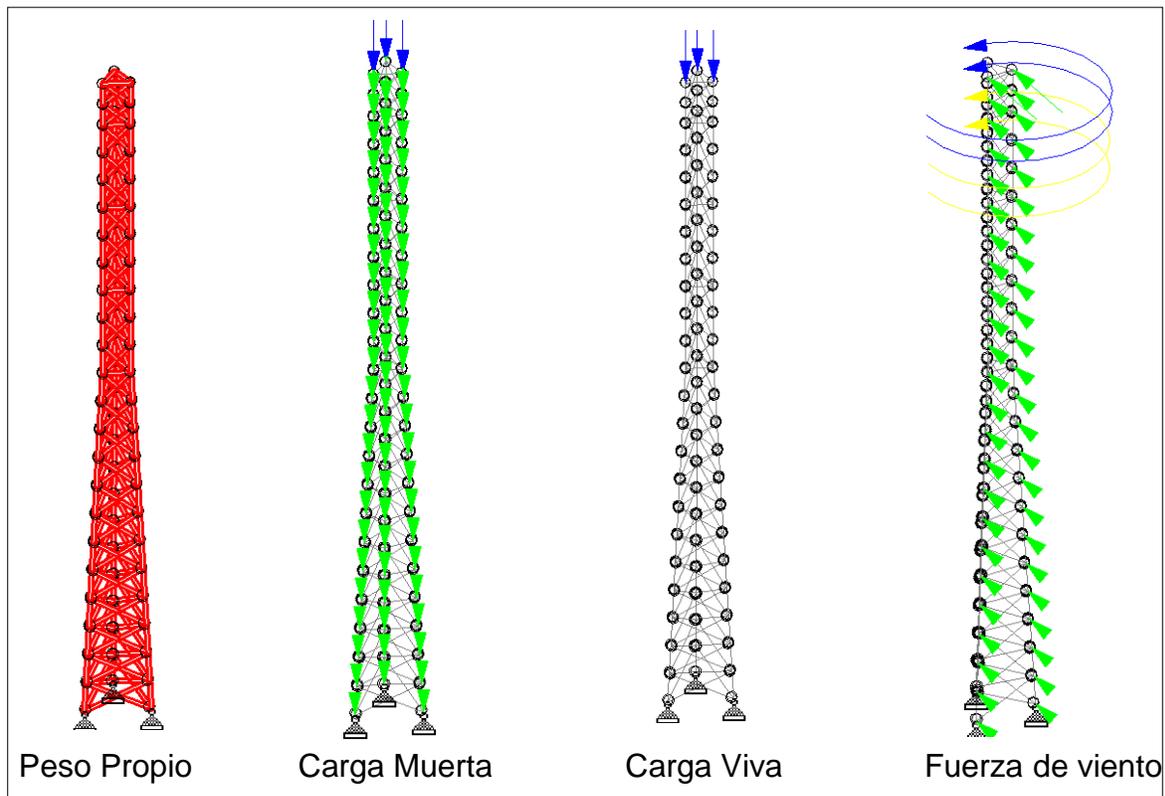


Imagen No.13

Se realiza la revisión de la consideración el espectro sísmico en modelo ya que debe de corresponder a las ordenales obtenidas del cálculo del espectro e indicando el método CQC para su análisis y considerar el movimiento de las masas en dirección -Y, -X y -Z , así como el incremento requerido al tener una Cortante basal dinámica menor al 0.75 % de la cortante Basal estática

LOAD 7 SISMO X SUPERVIVENCIA

SELFWEIGHT Z -1

JOINT LOAD

*T45+PARARRAYOS+LUCES

1 TO 3 FZ -42

*12 ANTENA DE RF (RFS APXV86-906516-C)+3 SOP H+ 12 RRU h=45 m

1 TO 3 FZ -390.27

*9 ANTENA DE RF (RFS APXV86-906516-C)+3 SOP H+9 RRU h=40.5 m

107 TO 109 125 TO 127 FZ -143.24

*1 PLATO DE MO DE 4 FT A 0° h=42.75 m

5 107 FZ -94.2

*1 PLATO DE MO DE 4 FT A 90° h=42.75 m

7 109 FZ -94.2

*1 PLATO DE MO DE 2 FT A 0° h=42.75 m

7 109 FZ -32.1

*1 PLATO DE MO DE 4 FT A 0° h=38.25 m

122 125 FZ -94.2

*1 PLATO DE MO DE 4 FT A 90° h=38.25 m

124 127 FZ -94.2

*1 PLATO DE MO DE 2 FT A 0° h=38.25 m

124 127 FZ -32.1

* CABLES+2CGO+ESCALERA

1 TO 3 5 TO 7 107 TO 109 FZ -11.1

107 TO 109 122 TO 127 201 TO 203 FZ -16.65

201 TO 209 301 TO 303 FZ -16.65

301 TO 309 401 TO 403 FZ -16.65

401 TO 407 411 412 501 TO 503 FZ -16.65

501 TO 507 511 512 601 602 618 FZ -16.65

601 TO 606 610 611 618 701 702 710 FZ -16.65

701 TO 706 710 TO 712 801 TO 803 FZ -16.65

**

**

SELFWEIGHT X -1

JOINT LOAD

*T45+PARARRAYOS+LUCES

1 TO 3 FX -42

*12 ANTENA DE RF (RFS APXV86-906516-C)+3 SOP H+ 12 RRU h=45 m

1 TO 3 FX -390.27

*9 ANTENA DE RF (RFS APXV86-906516-C)+3 SOP H+9 RRU h=40.5 m

107 TO 109 125 TO 127 FX -143.24

*1 PLATO DE MO DE 4 FT A 0° h=42.75 m

5 107 FX -94.2

*1 PLATO DE MO DE 4 FT A 90° h=42.75 m

7 109 FX -94.2

*1 PLATO DE MO DE 2 FT A 0° h=42.75 m

7 109 FX -32.1

*1 PLATO DE MO DE 4 FT A 0° h=38.25 m

122 125 FX -94.2

*1 PLATO DE MO DE 4 FT A 90° h=38.25 m

124 127 FX -94.2

*1 PLATO DE MO DE 2 FT A 0° h=38.25 m
 124 127 FX -32.1
 * CABLES+2CGO+ESCALERA
 1 TO 3 5 TO 7 107 TO 109 FX -11.1
 107 TO 109 122 TO 127 201 TO 203 FX -16.65
 201 TO 209 301 TO 303 FX -16.65
 301 TO 309 401 TO 403 FX -16.65
 401 TO 407 411 412 501 TO 503 FX -16.65
 501 TO 507 511 512 601 602 618 FX -16.65
 601 TO 606 610 611 618 701 702 710 FX -16.65
 701 TO 706 710 TO 712 801 TO 803 FX -16.65
 **
 **

SELFWEIGHT Y -1

JOINT LOAD

*T45+PARARRAYOS+LUCES

1 TO 3 FY -42
 *12 ANTENA DE RF (RFS APXV86-906516-C)+3 SOP H+ 12 RRU h=45 m
 1 TO 3 FY -390.27
 *9 ANTENA DE RF (RFS APXV86-906516-C)+3 SOP H+9 RRU h=40.5 m
 107 TO 109 125 TO 127 FY -143.24
 *1 PLATO DE MO DE 4 FT A 0° h=42.75 m
 5 107 FY -94.2
 *1 PLATO DE MO DE 4 FT A 90° h=42.75 m
 7 109 FY -94.2
 *1 PLATO DE MO DE 2 FT A 0° h=42.75 m
 7 109 FY -32.1
 *1 PLATO DE MO DE 4 FT A 0° h=38.25 m
 122 125 FY -94.2
 *1 PLATO DE MO DE 4 FT A 90° h=38.25 m
 124 127 FY -94.2
 *1 PLATO DE MO DE 2 FT A 0° h=38.25 m
 124 127 FY -32.1
 * CABLES+2CGO+ESCALERA
 1 TO 3 5 TO 7 107 TO 109 FY -11.1
 107 TO 109 122 TO 127 201 TO 203 FY -16.65
 201 TO 209 301 TO 303 FY -16.65
 301 TO 309 401 TO 403 FY -16.65
 401 TO 407 411 412 501 TO 503 FY -16.65
 501 TO 507 511 512 601 602 618 FY -16.65
 601 TO 606 610 611 618 701 702 710 FY -16.65
 701 TO 706 710 TO 712 801 TO 803 FY -16.65

Se verifica si se realizaron todas las consideraciones de cargas necesarias indicadas en las normas de **telesites** para determinar las eficiencias de la torre, los desplazamientos y diseño de la cimentación.

Cargas de diseño

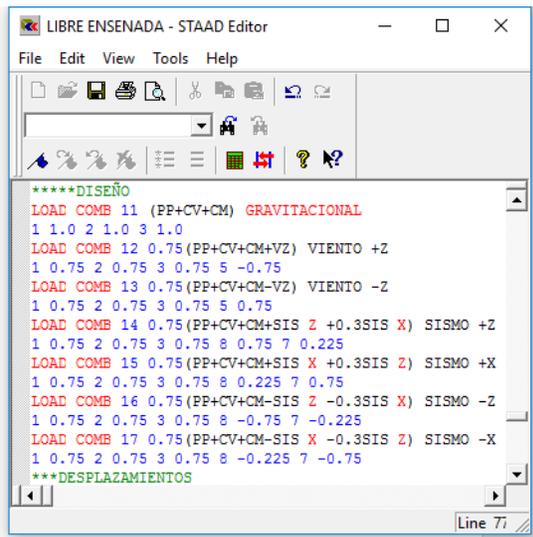


Imagen No. 14

Cargas de desplazamiento

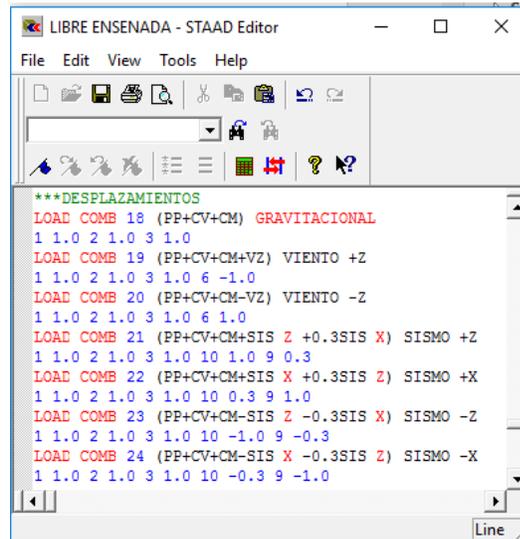


Imagen No. 15

Cargas para diseño de cimentación

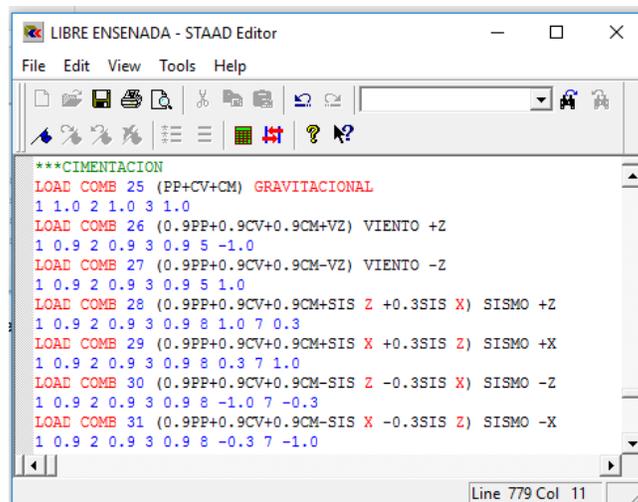


Imagen No. 16

Declaración de FY de acero perfilera que se usa para el diseño de la torre autoportada, Acero ST 52 $F_y=3619 \text{ Kg/cm}^2$ y ST37 $F_y= 2396 \text{ Kg/cm}^2$

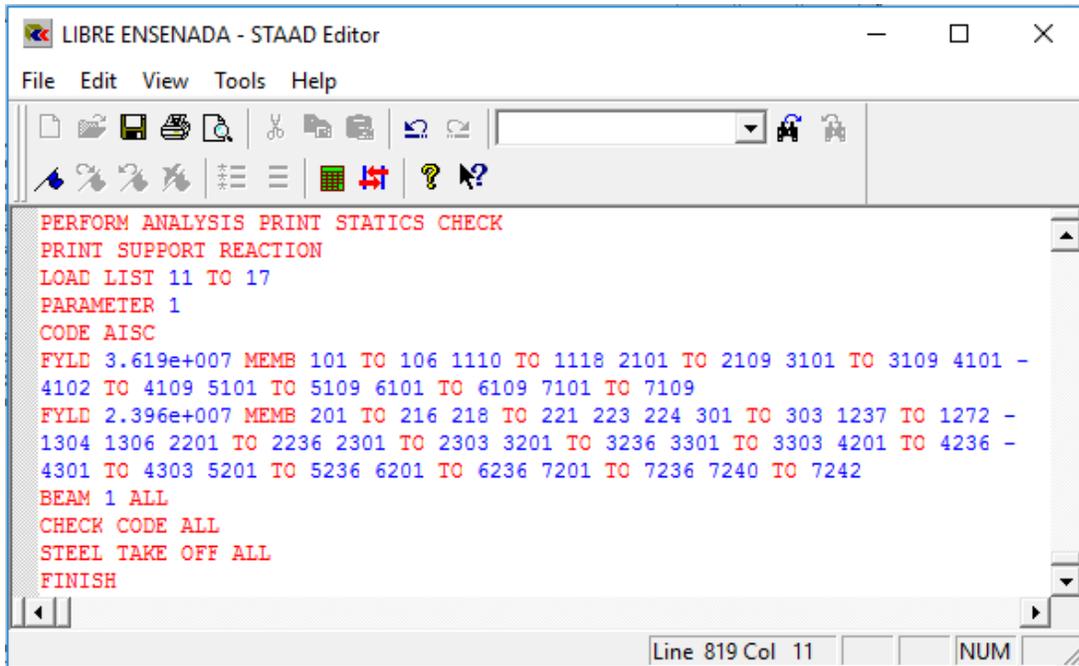


Imagen No. 17

Las cargas se encuentran consideradas adecuadamente por lo que se procede a revisar eficiencias, desplazamiento y diseño de cimentación.

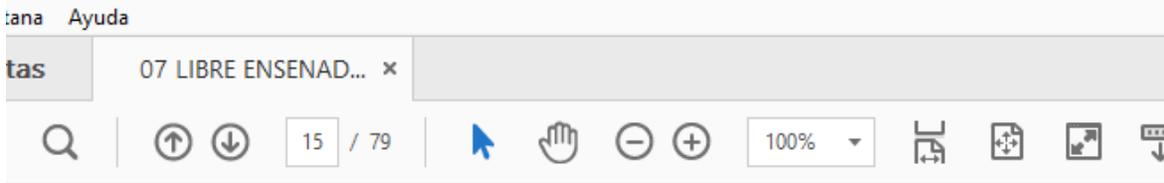
En este caso la torre autoportada no presenta problemas por relación de esbeltez, pero cuenta con las declaratorias

```

*LONGITUDES DE PANDEO
* SECCION N-0X
* DIAGONAL
LY 1.966 MEMB 201 TO 216 218 TO 221 223 224 7241 7242
LZ 0.983 MEMB 201 TO 216 218 TO 221 223 224 7241 7242
* HORIZONTAL
LY 1.546 MEMB 301 TO 303
LZ 1.546 MEMB 301 TO 303
    
```

3.3.5 Diseño de conexiones

Revisión de conexiones por proveedor



Section		N-0X, N-1	N-3	N-4	N-5	N-6	N-7
Pipe diameter [d] - mm		114.3	141.3	141.3	168.3	168.3	168.3
Pipe thickness [t] - mm		3.96	6	8	7	7	8
Pipe comp. allowable forces - According to N tower - Kg		32,025	62,988	61,071	88,045	87,508	102,955
Bolt diameter - inch		1	1	1	1 1/4	1 1/4	1 1/4
Number of bolts - Required		1.95	3.84	3.72	3.43	3.41	4.01
Number of bolts - Actual		4	4	4	4	4	6
Test		Pass	Pass	Pass	Pass	Pass	Pass
Flat washer diameter - mm		50	50	50	63	63	63
Bolts circle - mm - calculated		178	209	240	251	251	253
Bolts circle - mm - Actual		212	212	240	250	250	255
r_2	$r_2 = \frac{d_1}{2} + b$	105.75	105.75	120.15	125	125	127.5
r_3	$r_3 = (d_1 + t_1) / 2$	55.17	67.65	66.65	80.65	80.65	80.15
k_1	$k_1 = \ln\left(\frac{r_2}{r_3}\right)$	0.651	0.447	0.589	0.438	0.438	0.464
k_3	$k_3 = k_1 + 2$	2.651	2.447	2.589	2.438	2.438	2.464
f_3	$f_3 = \frac{1}{2+k_1} \cdot (k_1 + \sqrt{(k_1^2 - 4 + k_1)})$	3.653	5.032	3.966	5.118	5.118	4.866
Flange required thickness - mm	$t_f = \sqrt{\frac{2 \cdot N_t}{\phi \cdot F_u + \pi \cdot f_3}}$	16.1	19.2	21.3	22.5	22.5	25.0
Actual flange thickness - mm		20	20	22	25	25	25
Test		Pass	Pass	Pass	Pass	Pass	Pass
Calculated Flange dim. - mm		197.4	219.4	241.4	265.1	265.1	340.2
Actual Flange dim. - mm		220	220	240	270	270	345

Final Flanges Dimensions

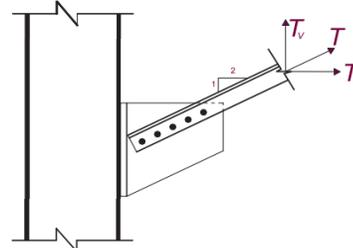
A	220	220	240	270	270	345
B	150	150	170	180	180	255
C	35	35	35	45	45	45
t	20	20	22	25	25	25
D	117	144	144	172	172	172

Revisión de conexiones por telesites

Revisión de conexiones y tornillería de celosía de torre

$T_a =$	1077.27 kg	
$T_u =$	1508.18 kg	
$F_{yp} =$	2530 kg/cm ²	A-36
$F_{yt} =$	3515 kg/cm ²	A-325
$F_{up} =$	2530 kg/cm ²	A-36
$F_{up2} =$	2530 kg/cm ²	A-36
$Dt =$	5/8	in=1.59 cm
$Dtp =$	1/3	in=0.80 cm
$Ang LI =$	2	in =5.09 cm
$Dp =$	6	in =16.80 cm

$\phi_t \text{ placa} =$	0.9
$\phi_t \text{ Tornillo} =$	0.75
$\Omega_{\text{tornillo}} =$	1.67
$\Omega_{\text{placa}} =$	2
$d_{\text{barra}} =$	0.80 cm
$t_{\text{angulo}} =$	0.50 cm
$U =$	0.9
$U_{bs} =$	1



Estado limite de afluencia

Considerando 1 LI

Considerando 2 LI

Para LRFD

$$A_g = \frac{T_u}{\phi_t F_y} = 0.48 \text{ cm}^2 \quad \frac{A_g}{2} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Para ASD

$$A_g = \frac{\Omega_t T_a}{F_y} = 0.51 \text{ cm}^2 \quad \frac{A_g}{2} = 0.26 \text{ cm}^2$$

1 Considerando LI comercial 2x3/16 in $A_g = 4.61 \text{ cm}^2$

Para LRFD

$$T_n = \phi_t A_g F_y = 14584 \text{ kg} > T_u \quad \text{ok pasa}$$

$$T_n = \frac{A_g F_y}{\Omega_t} = 9703 \text{ kg} > T_u \quad \text{ok pasa}$$

Para ASD

Determinación de tornillos por aplastamiento

Para LRFD

$$N_b = \frac{T_n}{V_n(N_v)} = 2 \text{ Tor} \cong 3 \text{ Torn}$$

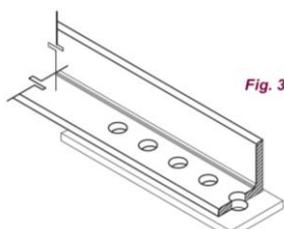
Para ASD

$$N_b = \frac{T_n}{V_n(N_v)} = 1 \text{ Tor} \cong 2 \text{ Torn}$$

$V_n = 6670.00 \text{ kg}$ Valor obtenido de tablas **A-325**
 $N_v = 1$ Planos de corte

VALOR DE "Vn" DE TORNILLO EN CORTE POR APLASTAMIENTO					
	A-307	A-325	A-490	A-325	A-490
Pulg	Vn	Vn	Vn	Vn	Vn
	A-307	Kg	Kg	Kg	Kg
5/8	3,345	6,670	8,353	8,353	10,431

Estado limite de ruptura



$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{2.69}{28} = 0.9 \leq 0.9$$

$$A_{n1} = A_{g1} - (d_{BARR})(t); \text{ para un solo ángulo.}$$

$$A_{n1} = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{n1} = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$A_e = UA_n =$$

$$7.58 \text{ cm}^2$$

No. Ang= 1

Para LRFD $T_n = \phi_t A_g F_y = 14379.255 \text{ kg}$

$$E\% = \frac{T_u}{T_n} = 10.49\%$$

Para ASD $T_n = \frac{A_e F_u}{\Omega_t} = 9586.17 \text{ kg}$

$$E\% = \frac{T_u}{T_n} = 11.24\%$$

Estado limite de Aplastamiento

$$T_n = 1.2 L_c t F_u \leq 2.4 d_b t F_u$$

$$L_c = 40 \text{ mm} - \frac{d_{BARRA}}{2} = 36.0 \text{ mm}$$

$$T_n = 5464.80 \text{ kg} \leq 2428.8 \text{ kg}$$

Para LRFD

Para un solo angulo y un barreno

$$T_n = (\phi_t \text{ Tornillo}) * (T_n) = 4098.60 \text{ kg}$$

Para dos angulos y varios barrenos

No Ang= 1 No. Barreno= 2

$$T_n = (\text{No. tornillo}) * (\text{NO. barreno}) * (T_n) = 8197.20 \text{ kg} > 1508 \text{ kg}$$

Para ASD

Para un solo angulo y un barreno

$$\frac{T_u}{\Omega_t} = 2732.40 \text{ kg}$$

Para dos angulos y varios barrenos

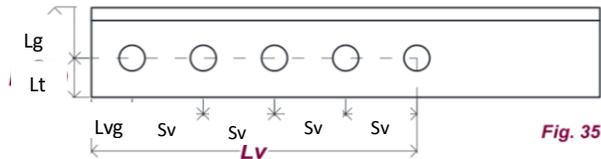
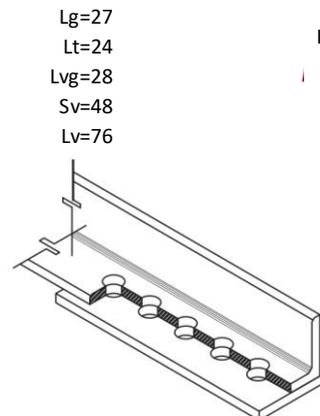
No Ang= 1 No. Barreno= 2

$$\frac{T_u}{\Omega_t} = 5465 \text{ kg} > 1077 \text{ kg}$$

Estado limite por bloque cortante

No. Barreno= 2

$$T_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv}$$



- $A_{gt} = 1.193 \text{ cm}^2$
- $A_{nt} = 0.993 \text{ cm}^2$
- $A_{gv} = 16.00 \text{ cm}^2$
- $A_{nv} = 14.20 \text{ cm}^2$

$$T_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv}$$

$$T_n = 24069 \text{ kg} \leq 36257 \text{ kg} \quad \text{Noang} = 1$$

$$T_n = 24.07 \text{ Ton}$$

Para LRFD

$$T_n = 0.75 T_n = 18.05 \text{ Ton} > 2 \text{ Ton} \quad \text{Ok, pasa por cortante}$$

Para ASD

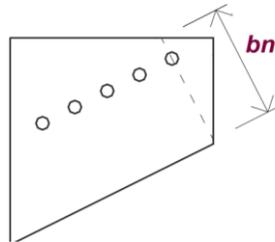
$$\frac{T_u}{\Omega_t} = 12.03 \text{ Ton} > 1 \text{ Ton} \quad \text{Ok, pasa por cortante}$$

2 1

Cumple con todos los estados limite de servicio

Diseño de placa de conexión por area neta efectiva

Acero A572-50



Para LRFD

$$A_e = \frac{T_u}{\phi_t F_{ut}} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$T_n = \frac{A_e F_u}{\Omega_t} =$$

Se propone placa de 1/3 in 8.0 mm

0.31

$$b_n = \frac{A_e}{U \cdot t} = 1.101 \text{ cm}$$

$$b = b_n d_{BARR} = 1.901 \text{ cm}$$

Para ASD

$$A_e = \frac{\Omega_t T_a}{F_u} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Se propone placa de 1/3 in 8.0 mm

$$b_n = \frac{A_e}{U \cdot t} = 1.18 \text{ cm}$$

$$b = b_n d_{BARR} = 1.980 \text{ cm}$$

$$m = 2$$

$$\begin{matrix} a = 1 \\ b = 2 \end{matrix}$$

$$c = \sqrt{a^2 + b^2} = 2.24$$

$$\cos \alpha = \frac{m}{c} = 0.894$$

$$\text{Sen} \alpha = \frac{a}{c} = 0.447$$

$$h_{pl} = b \cdot \text{Cos} \alpha = 1.70 \text{ cm} \cong 2.0 \text{ cm} \quad \text{(LRFD)}$$

$$h_{pl} = b \cdot \text{Sen} \alpha = 1.77 \text{ cm} \cong 2.0 \text{ cm} \quad \text{(ASD)}$$

Separacion de tornillo de diametro 5/8 Storn= 5.0 cm

El gramil y el paso son=

$$\text{Placa=} \quad S = \text{Storn} \text{ Cos} \alpha = 44.7 \text{ cm}$$

$$260\text{mm X } 140\text{mm} \quad S = \text{Storn} \text{ Cos} \alpha = 22.4 \text{ cm}$$

- S1= 44.7 cm
- S2= 44.7 cm
- S3= 0.0 cm
- S4= 0.0 cm
- S5= 0.0 cm
- S6= 50.56
- S7= 28
- S8= 22.4 cm
- S9= 22.4 cm
- S10= 0.0 cm
- S11= 0.0 cm
- S12= 187mm X
- S12= 260mm X
- S12= 0mm

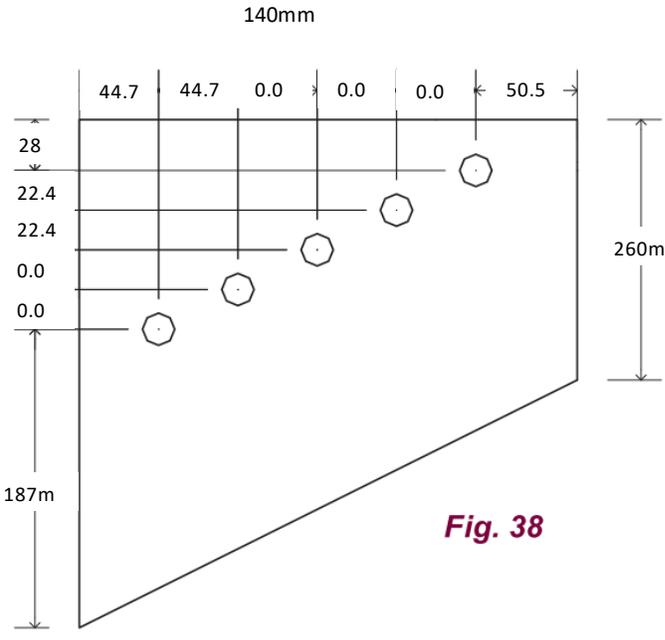


Fig. 38

- $V_n = 6670.00$ kg Valor obtenido de tablas A-325
- $N_v = 1$ Planos de corte
- $T_n = 12529.00$ kg Valor obtenido de tablas A-325
- $A_b = 1.988$ cm² Area para de Tornillo de 5/8

VALOR DE LA CAPACIDAD NOMINAL "Tn" DE TORNILLO EN TENSION					
DIAM.	TORNILLOS			ANCLAS	
	A-307	A-325	A-490	A-36	A-529-G50
TORNILLO	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn
Pulg	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg
5/8	6,265	12,529	15,736	3,289	4,570

$T_v = T_u \cdot \text{Sen } \alpha = 0.67\text{Ton}$ $T_v = T_u \cdot \text{Sen } \alpha = 0.48\text{Ton}$

$T_v = T_u \cdot \text{Cos } \alpha = 1.35\text{Ton}$ $T_v = T_u \cdot \text{Cos } \alpha = 0.96\text{Ton}$

$N_b = \frac{T_v}{\phi_t V_n (N_v)} = 0.135 \cong 2.0 \text{ Tor}$

$N_b = \frac{T_T}{\phi_t T_n} = 0.144 \cong 2.0 \text{ Tor}$ Propuesta = 2

$f_v = \frac{T_v}{N_b A_b} = 169.63\text{Kg}$ $f_T = \frac{T_T}{N_b A_b} = 339.26\text{Kg}$

$F'_t = 10335 - 2.5 f_v \leq 7950$

$F'_t = 9911\text{Kg} > 7950\text{Kg}$

$T_n = \phi_t F'_t A_b N_b = 29555.38\text{Kg} > T_T = 1349\text{Kg}$ **Ok, pasa por tension**

Si no pasa por tension se propone colocar No. 2

$$f_v = \frac{T_v}{N_b A_b} = 169.63\text{Kg} \quad f_T = \frac{T_T}{N_b A_b} = 339.26\text{Kg}$$

$$F'_t = 10335 - 2.5f_v \leq 7950$$

$$F'_t = 9911\text{Kg} > 7950\text{Kg}$$

$$T_n = \varphi_t F'_t A_b N_b = 29555.38\text{Kg} > T_T = 1348.96\text{Kg} \quad \text{Ok, pasa por tension}$$

Para ASD

$$N_b = \frac{\Omega_t T_v}{V_n (N_v)} = 0.144 \cong 2.0 \text{ Tor}$$

$$N_b = \frac{\Omega_t T_v}{T_n} = 0.154 \cong 2.0 \text{ Tor} \quad \text{Propuesta} = 2$$

$$f_v = \frac{T_v}{N_b A_b} = 121.17\text{Kg} \quad f_T = \frac{T_T}{N_b A_b} = 242.33\text{Kg}$$

$$F'_t = 10335 - 2.5f_v \leq 7950$$

$$F'_t = 10032\text{Kg} > 7950\text{Kg}$$

$$T_n = \varphi_t F'_t A_b N_b = 19944.47\text{Kg} > T_T = 963.54\text{Kg} \quad \text{Ok, pasa por tension}$$

Si no pasa por tension se propone colocar No. 2

$$f_v = \frac{T_v}{N_b A_b} = 121.17\text{Kg} \quad f_T = \frac{T_T}{N_b A_b} = 242.33\text{Kg}$$

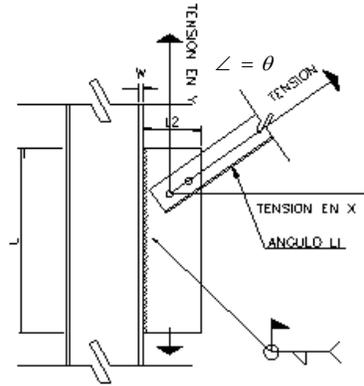
$$F'_t = 10335 - 2.5f_v \leq 7950$$

$$F'_t = 10032\text{Kg} > 7950\text{Kg}$$

$$T_n = \varphi_t F'_t A_b N_b = 19944\text{Kg} > T_T = 963.54\text{Kg} \quad \text{Ok, pasa por tension}$$

Revisión de soldadura

$T_x, C_x =$	1077.27 Kg	Tension Tu
w =	8.00 mm	
L =	300.00 mm	
PL =	1	# placas
U =	1	
$A_{BM} =$	24.00 cm ²	
$F_{BM} =$	2530 Kg/cm ²	
$F_{uBM} =$	4080 Kg/cm ²	
$\Omega =$	1.67	Afluencia
$\Omega =$	2.00	Tension
$\phi =$	0.9	
$\phi =$	0.75	



TENSION

La fluencia por tension en las seccion Total metal base

$$A_{BM} = 24.00 \text{ cm}^2 \quad \phi Rn = 54648.00 \text{ Kg Dieño}$$

$$Rn = F_{BM} A_{BM} = 60720.00 \text{ Kg} \quad \frac{Rn}{\Omega} = 36359.28 \text{ Kg Permissible}$$

Se consideran el numero de placas se tiene una tension maxima de **36359 Kg Ok pasa**

La fluencia por Ruptura en las seccion neta metal base

$$A_e = U \cdot A_{BM} = 24.00 \text{ cm}^2 \quad \phi Rn = 73446.91 \text{ Kg Dieño}$$

$$Rn = F_{uBM} A_e = 97929.22 \text{ Kg} \quad \frac{Rn}{\Omega} = 48964.61 \text{ Kg}$$

Se consideran el numero de placas se tiene una tension maxima de **48965 Kg Ok pasa**

7.- Revisión de capacidad de carga de soldadura EXX 70

b) para el metal de la soldadura $Rn = F_w A_w$

$e_s =$	6.00 mm	soldadura	$\Omega =$	2.00	valores de Tabla J2.5 AISC 2010
$L_s =$	30.00 cm		$\phi =$	0.75	
$A_{we} =$	18.00 cm ²		$\theta =$	30°	
Cr =	2	# de cordones			

Determinado el valor de Fxx (LRFD)

Electro =	EXX 70	627 Kg/cm ²	$F_{xx} =$	627 Kg/cm ²	Tabla de resitencias al corte de soldadura
Electro =	EXX 60	537 Kg/cm ²			
$F_w = 0.6 F_{EXX}$	$F_w =$	376 Kg/cm ²	$F_w = 0.60 F_{EXX} (1.0 + 0.50 \text{sen}^{1.5} \theta)$	$F_w =$	443 Kg/cm ²

$$Rn = F_w A_w \quad Rn = 6771 \text{ kg} \quad Rn = F_w A_w \quad Rn = 7968 \text{ kg}$$

$$\phi Rn = 5078 \text{ kg Dieño} \quad \phi Rn = 5976 \text{ kg Dieño}$$

$$\frac{Rn}{\Omega} = 3386 \text{ kg Permissible} \quad \frac{Rn}{\Omega} = 3984 \text{ kg Permissible}$$

Tension max = **6771 Kg Ok pasa** Tension max = **7968 Kg Ok pasa**

Revision de diseño de bridas de a tornilladas tramo N-0 y N-1

- Nt= 32025 kg Fuerza de tension
- E1 = e2 es otra condición para este método simplificado
- e₁=e₁= 2.69 Cm
- Nb * = 2396 kg/cm² resistencia a la tensión del perno
- Fp, y = 3882 kg/cm² Límite elástico del material de la placa de brida
- ∅_p = 22.20 Cm Diametro de brida d_c = 11.4 Cm Diametro de tubo
- t_p = 2.00 Cm espesor de brida t_c = 0.4 Cm espesor de brida
- ∅_t = 2.54 Cm Diametro de tornillo

Epesor de placa de brida, $t_p \geq \sqrt{\frac{2N^+}{0.9f_{p,y}\pi f_3}}$

2.00 Cm ≥ 1.05 ok, Pasa

No. de tornillos, $n \geq \frac{N^+}{0.9 N_b^*} \left(1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right)} \right)$

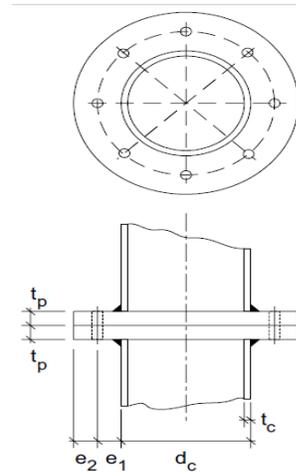
n_t= 4 ≥ 1.95 ok, Pasa

Donde= $f_3 = \frac{1}{2k_1} (k_3 + \sqrt{k_3^2 - 4k_1})$

f₃= 5.2994

$K_1 = \ln\left(\frac{r_2}{r_3}\right) = 0.421$ cm $k_3 = k_1 + 2 = 2.42$ cm ln = logaritmo natural

$r_1 = \frac{dc}{2} + 2e1 = 11.1$ cm $r_2 = \frac{dc}{2} + e = 8.4$ cm $r_3 = \frac{(dc - tc)}{2} = 5.52$ cm



Revision de diseño de bridas de a tornilladas tramo N-3 y N-4

- Nt= 62988 kg Fuerza de tension
 E1 = e2 es otra condición para este método simplificado
 e₁=e₁= 2.02 Cm
 Nb * = 2396 kg/cm² resistencia a la tensión del perno
 Fp, y = 3882 kg/cm² Límite elástico del material de la placa de brida
 Ø_p = 22.20 Cm Diametro de brida d_c = 14.1 Cm Diametro de tubo
 t_p = 2.00 Cm espesor de brida t_c = 6.0 Cm espesor de brida
 Ø_t = 2.54 Cm Diametro de Tornillo

Epesor de placa de brida, $t_p \geq \sqrt{\frac{2N^+}{0.9f_{p,y}\pi f_3}}$

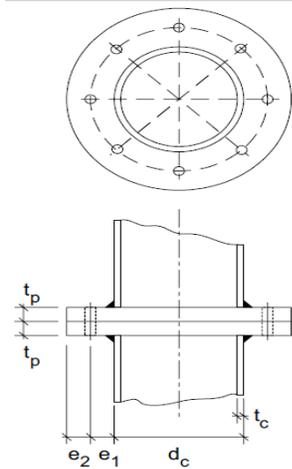
2.00 Cm ≥ 1.93 ok, Pasa

No. de tornillos, $n \geq \frac{N^+}{0.9 N_b^*} \left(1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right)} \right)$

n_t= 4 ≥ 3.87 ok, Pasa

Donde= $f_3 = \frac{1}{2k_1} (k_3 + \sqrt{k_3^2 - 4k_1})$

f₃= 3.0845



$K_1 = \ln\left(\frac{r_2}{r_3}\right) = 0.804$ cm $k_3 = k_1 + 2 = 2.80$ cm ln = logaritmo natural

$r_1 = \frac{dc}{2} + 2e1 = 11.1$ cm $r_2 = \frac{dc}{2} + e = 9.1$ cm $r_3 = \frac{(dc - tc)}{2} = 4.07$ cm

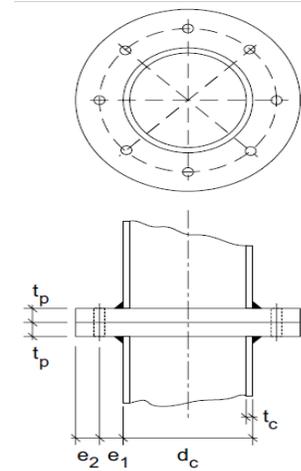
Revisión de diseño de bridas de a tornilladas tramo N-5, N-6 y N-7

- Nt= 87508 kg Fuerza de tensión
 E1 = e2 es otra condición para este método simplificado
 e₁=e₂= 2.55 Cm
 Nb * = 2396 kg/cm² resistencia a la tensión del perno
 Fp, y = 3882 kg/cm² Límite elástico del material de la placa de brida
 Ø_p = 27.00 Cm Diámetro de brida d_c = 16.8 Cm Diámetro de tubo
 t_p = 2.50 Cm espesor de brida t_c = 0.7 Cm espesor de brida
 Ø_t = 3.18 Cm Diámetro de tornillo

Epesor de placa de brida, $t_p \geq \sqrt{\frac{2N^+}{0.9f_{p,y}\pi f_3}}$
 2.50 Cm ≥ 1.51 ok, Pasa

No. de tornillos, $n \geq \frac{N^+}{0.9 N_b^*} \left(1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right)} \right)$
 n_t = 4 ≥ 3.45 ok, Pasa

Donde: $f_3 = \frac{1}{2k_1} (k_3 + \sqrt{k_3^2 - 4k_1})$
 f₃= 7.0388



$K_1 = \ln\left(\frac{r_2}{r_3}\right) = 0.308 \text{ cm}$ $k_3 = k_1 + 2 = 2.31 \text{ cm}$ ln = logaritmo natural
 $r_1 = \frac{d_c}{2} + 2e_1 = 13.5 \text{ cm}$ $r_2 = \frac{d_c}{2} + e = 11.0 \text{ cm}$ $r_3 = \frac{(d_c - t_c)}{2} = 8.05 \text{ cm}$

Las bridas y tornillos en conexión entre tramos son adecuada ya que cumplen con el espesor y diámetro correcto para soportar los esfuerzos máximos en dichas conexiones.

3.3.6 Diseño de Cimentación

Se realiza la revisión de la cimentación con respecto al diseño propuesto por el proveedor para ver si cumple con las condiciones y características mínimas necesarias para garantizar la estabilidad de la zapata y que va soportar de manera adecuada los elementos mecánicos que serán transmitidos por la torre.

Datos de estructura

Ancho de la base de torre: 4.20 m por lado

Momento de volteo a nivel de la base en sentido (X): 0.00 ton*m

Momento de volteo a nivel de la base en sentido (Z): 266.83 ton*m

Peso de la torre incluyendo accesorios: 9.71 ton

Fuerza cortante total a nivel de la base en sentido (X): 0.00 ton

Fuerza cortante total a nivel de la base en sentido (Z): 10.01 ton

Capacidad de carga admisible por el suelo: 32.88 ton/m² a 0.2 m de profundidad

Nivel freático: 10.0 m

Coefficiente de fricción admisible entre el suelo y el concreto: 0.50

Factor de seguridad para el momento resistente (componente del concreto): 1.25

Factor de seguridad para el momento resistente (componente del relleno): 2.00

Factor de seguridad para deslizamiento: 2.00

Factor de seguridad para el momento (unificado): 2.00

Calculo de cimentación

Profundidad de desplante (h): 0.20m

Ancho de zapata (a): 6.20m

Largo de zapata (a): 6.20m

Espesor de la zapata (b): 0.50m

Ancho de los dados (c): 0.80m

Altura de los dados por debajo del concreto ciclópeo (e): 1.80 m

Altura de los dados por encima del nivel de concreto ciclópeo: 0.30 m

Volumen de concreto:

Zapata: $6.20 \times 6.20 \times 0.50 = 19.22\text{m}^3$

Dados: $3 \times 0.80 \times 0.80 \times (1.80 + 0.30) = 4.03\text{m}^3$

Total: $19.22 + 4.03 = 23.25\text{m}^3$

Peso total del concreto:

Densidad del Concreto: 2.2 ton/m³

Peso del concreto: $23.25 \times 2.2 = 51.15 \text{ ton}$

Peso total del relleno:

Densidad del relleno: 2.1 ton/m³

$W = [a * b - 3 * c * c] * (e) * 2.1$

$W = [6.20 * 6.20 - 3 * 0.80 * 0.80] * (1.80) * 2.1$

$W = 138.05 \text{ ton}$

Peso total de la estructura

Concreto: 51.15 ton
Relleno: 138.05 ton
Torre: 9.71 ton
Total: 198.91 ton

Revisión del momento desfavorable.

Momento de volteo en la parte más baja de la zapata

$$M_v = 266.83 + 10.01 * (0.50 + 0.30 + 1.80) = 292.87 \text{ ton} * \text{m}$$

Momento resistente total de la base (factor de seguridad parcial).

Concreto	51.15 / 1.25 = 40.92 ton
Relleno	138.05 / 2.00 = 69.02 ton
Torre	9.71 / 1.11 = 8.75 ton
Total	=118.69 ton

$$118.69 * 6.20 * 0.5 = 367.95 \text{ ton} * \text{m} > 292.87 \text{ ton} * \text{m} \therefore \text{O.K.}$$

Momento resistente total de la base (factor de seguridad unificado):

Concreto	51.15 / 2.00 = 25.58 ton
Relleno	138.05 / 2.00 = 69.02 ton
Torre	9.71 / 2.00 = 4.85 ton
Total	= 99.45 ton

$$99.45 * 6.20 * 0.5 = 308.31 \text{ ton} * \text{m} > 292.87 \text{ ton} * \text{m} \therefore \text{O.K.}$$

Factor de seguridad existente para el momento de volteo (factor de seguridad unificado)

$$\frac{(51.15 + 138.05 + 9.71) * 6.20 / 2}{292.87} = 2.11 > 2.00. \therefore \text{O.K.}$$

Factor de seguridad existente para deslizamiento

$$\frac{0.50 * 198.91}{10.01} = 9.93 > 2.00. \therefore \text{O.K.}$$

Verificación esfuerzos del suelo

Excentricidad de la carga en sentido $\frac{X - 0.0}{198.91} = 0.00 \text{ m}$
Excentricidad de la carga en sentido $\frac{Z - 292.87}{198.91} = 1.47$

Longitud efectiva de la Zapata = $6.20 - (2 * 0.00) = 6.20$ m.

Ancho efectivo de la Zapata = $6.20 - (2 * 1.47) = 3.26$ m.

Presión actual en el suelo

$$\frac{198.91}{3.26 * 6.20} = 9.86 \text{ ton/m}^2 < 32.88. \therefore \text{O.K.}$$

COMBINACIÓN 25 GRAVITACIONAL

SUPPORT REACTIONS -UNIT KG METE STRUCTURE TYPE = SPACE							
JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
801	25	209.23	3191.51	-117.44	0.00	0.00	0.00
802	25	-209.81	3246.53	-118.46	0.00	0.00	0.00
803	25	0.58	3028.06	235.92	0.00	0.00	0.00

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
801	26	2770.16	39233.41	-1940.72	0.00	0.00	0.00
	27	-2393.54	-33488.69	1729.32	0.00	0.00	0.00
	28	1079.27	17616.00	386.66	0.00	0.00	0.00
	29	1365.51	22584.19	556.90	0.00	0.00	0.00
	30	-702.66	-11871.28	-598.06	0.00	0.00	0.00
	31	-988.89	-16839.46	-768.30	0.00	0.00	0.00
802	26	-2802.31	40035.97	-1981.33	0.00	0.00	0.00
	27	2424.64	-34192.21	1768.11	0.00	0.00	0.00
	28	696.73	17667.87	393.63	0.00	0.00	0.00
	29	986.85	22634.07	558.41	0.00	0.00	0.00
	30	-1074.40	-11824.11	-606.85	0.00	0.00	0.00
	31	-1364.52	-16790.31	-771.63	0.00	0.00	0.00
803	26	-6.51	-70749.89	-6092.44	0.00	0.00	0.00
	27	7.56	76200.39	6517.09	0.00	0.00	0.00
	28	46.85	22136.04	1546.60	0.00	0.00	0.00
	29	136.96	8571.64	615.75	0.00	0.00	0.00
	30	-45.80	-16685.54	-1121.95	0.00	0.00	0.00
	31	-135.91	-3121.14	-191.10	0.00	0.00	0.00

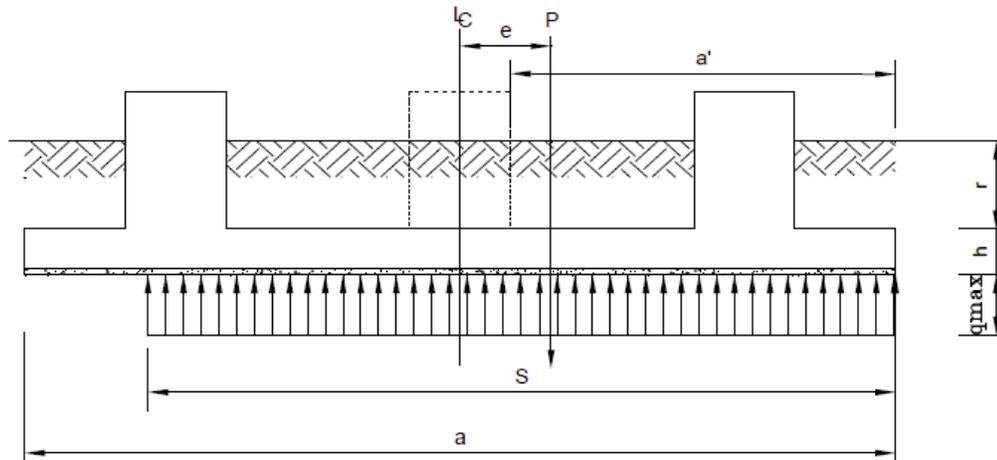
RIGE DISEÑO POR COMBINACION 26 Y 27

FACTOR DE CARGA= 1.1

	FY	FY ULTIMO
COMPRESIÓN	76200.39	83820.429
TENSIÓN	70749.89	77824.879

--->

Elementos mecánicos para diseño de zapata



Datos

Ancho de la base a	6.20	m
Excentricidad e	1.47	m
Distancia de dado a fin de losa a'	2.70	m
Carga máxima de compresión q_{máx}	9.86	T/m
Espesor del relleno r	1.80	m
Espesor de la losa h	0.50	m
Máxima fuerza de cortante por pierna	6,517	Kg
Máxima fuerza de compresión por pierna	7.62E+04	Kg
Máxima fuerza de tensión por pierna	7.07E+04	Kg

Base Reducida	3.26	m
Carga de diseño Q diseño:	4.98	T/m

Cálculo de M_a	18.14	T*m
Cálculo de F_a	11.20	T

Debido a la acción del viento FS =1,1

$M_u = M_a * 1,1$	1,994,973.80	Kg*cm
$F_u = F_a * 1,1$	12,314.65	Kg

$f'_c =$	250	Kg/cm ²
$f_c =$	200	Kg/cm ²
$f''_c =$	170	Kg/cm ²
$F_y =$	4,200	Kg/cm ²

Porcentaje de acero balanceado

$$\rho_b = \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} = 0.0202$$

$$\rho_{max} = 0,75 * \rho_b = 0.0152$$

Porcentaje de acero mínimo

$$\rho_{mín} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{F_y} = 0.00264$$

Factor de reducción por flexión F_R

0.9

$$d = h - \text{recubrimiento} = 45 \text{ cm}$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{M_u}{F_y \cdot \rho \cdot b \cdot d^2}} = 0.067$$

$$\rho = \frac{q \cdot f'_c}{F_y} = 0.00270$$

$$\text{Rige } \rho = 0.00270$$

El área de acero requerida es $A_s =$

12.13 cm²

Varilla a utilizar:

6

Área de la varilla del No. 6

2.85 cm²

No. de varillas

4

Separación requerida

23.49 cm

Separación instalada

23 cm

$$\rho \text{ existente} = 0.00275$$

Factor de reducción por cortante F_R :

0.8

Utilizando la totalidad del cortante V_u :

12,314.65 Kg

Como $p < 0.015$ utilizamos:

$$V_{cr} = F_R \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20p) \cdot (f'_c)^{2/3} = 12,986.40 \text{ Kg}$$

$V_{cr} > V_u$

OK

Verificación por Penetración

Compresión máxima en una pierna V_u

83,820 Kg

Momento máximo M_u

1,505,448 Kg*cm

Ancho de dado c_1

80 cm

Largo de dado c_2

80 cm

Diseño según caso de columna

Interior

Ancho crítico $c_1 + d$

125.00 cm

Largo crítico $c_2 + d$

125.00 cm

Área de sección crítica A_{cr}

22,500.00 cm²

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} = 0.401197605$$

$$C_{AB} = 62.50 \text{ cm}$$

$$J_c = 60,492,187.50 \text{ cm}^4$$

En caso de columna inferior

$$J_c = \frac{d \cdot (c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d) \cdot d^3}{6} + \frac{(c_1 + d)^2 \cdot (c_2 + d) \cdot d}{2} =$$

En caso de columna de borde

$$J_c = \frac{d \cdot (c_1 + d/2)^3}{6} + \frac{(c_1 + d/2) \cdot d^3}{6} + (c_2 + d) \cdot d \cdot C_{AB}^2 + 2 \cdot (c_1 + d/2) \cdot d \cdot \left(\frac{c_1 + d/2}{2} - C_{AB} \right)^2$$

$$J_c = \frac{d * (c_1 + d/2)^3}{6} + \frac{(c_1 + d/2) * d^3}{6} + (c_1 + d) * d * C_{AB}^2 + 2 * (c_1 + d/2) * d * \left(\frac{c_1 + d/2}{2} - C_{AB} \right)^2$$

En caso de columna de esquina

$$J_{cx} = \frac{d * (C_x + d/2)^3}{12} + \frac{(C_x + d/2) * d^3}{12} + (C_y + d/2) * d * C_{AB}^2 + (C_x + d/2) * d * \left(\frac{C_x + d/2}{2} + C_{AB} \right)^2$$

$$J_{cy} = \frac{d * (C_y + d/2)^3}{12} + \frac{(C_y + d/2) * d^3}{12} + (C_x + d/2) * d * C_{BD}^2 + (C_y + d/2) * d * \left(\frac{C_y + d/2}{2} + C_{BD} \right)^2$$

$$Vu = 4.22 \quad \text{Kg/cm}^2$$

En caso de columna inferior

$$v_u = \frac{V_U}{A_{cr}} - \frac{q_{suelo}}{4} + \frac{\alpha * M_u * C_{AB}}{J_c}$$

En caso de columna de borde

$$v_u = \frac{V_U}{A_{cr}} - \frac{q_{suelo}}{3} + \frac{\alpha * (M_{Ux} - V_U * g_x) * C_{AB}}{J_c}$$

En caso de columna de esquina

$$v_u = \frac{V_U}{A_{cr}} - \frac{q_{suelo}}{2} + \frac{\alpha_x * (M_{Ux} - V_U * g_x) * C_{AB}}{J_{cx}} + \frac{\alpha_y * (M_{Uy} - V_U * g_y) * C_{BD}}{J_{cy}}$$

Incluye la reducción de la capacidad de carga del suleo

$$V_{cr} = F_R \cdot \sqrt{f_c^*} = 9.90 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$V_{cr} = (0.5 + \gamma) \cdot F_R \cdot \sqrt{f_c^*} = 14.85 \quad \text{Kg/cm}^2$$

Ya que 4.22 < 9.90 OK

Verificación de acero por temperatura

$$A_{S_{TEMP}} = \frac{660 * h}{F_y * (h + 100)} * 100 * 1.5 = 7.86 \quad \text{cm}^2$$

El área de acero requerida es $A_s =$

Varilla a utilizar:

Área de la varilla del No. 4

No. de varillas

Separación requerida

Separación instalada

$f_c =$

$f^*c =$

$f^*c =$

$F_y =$

$d = h - (5 \text{ cm})$

7.86 cm²

4

1.27 cm²

6

16 cm

16 cm

250 Kg/cm²

200 Kg/cm²

170 Kg/cm²

4,200 Kg/cm²

75.00 cm

De acuerdo con las NTC del RDCDF el porcentaje de acero mínimo para columnas es:

$$\rho = \frac{20}{f_y} = 0.00476$$

Revisión por flexión

Porcentaje de acero en sentido del momento $\rho = 0.0038$

$$q = \rho \cdot \frac{F_y}{f_c} = 0.094$$

$$M_r = F_R \cdot \frac{f_c}{f_c} \cdot b \cdot d^2 \cdot q (1 - 0.5q) = 6,160,853 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Ya que **6,160,853 > 1,505,448** OK

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 30.48 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar:

Área de la varilla del No. 6

6

Varillas requeridas

2.850 cm²

Varilla instaladas

10.69

12 OK

$$\rho \text{ existente} = 0.005$$

Revisando por tensión

Tensión permisible en cada dado

114,633.95 Kg

Máxima tensión actuante en los dados

77,824.89 Kg

Ya que **114,634 > 77,825** OK

Revisión por cortante

Cortante máximo actuante en los dados

7,168.80 Kg

$$V_{CR} = (0.2 + 20\rho) \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} = 19,767.81 \text{ Kg}$$

Necesita separación de estribos mínima

Separaciones mínimas

$$s_1 = 48 \cdot \text{diam del estribo} = 46$$

$$s_2 = h/2 = 40$$

$$s_3 = (850 / F_y)^{1/2} \cdot \emptyset = 25$$

Varillas instaladas

3

Separación instalada

20 OK

Verificación de pernos de anclaje

Datos

Tipo de acero

SAE-1045

Esfuerzo permisible a tensión*1.33

3,243 kg/cm²

Esfuerzo permisible a cortante*1.33

1,671 kg/cm²

Número de pernos

6

Diámetro de pernos de anclaje

1 1/4 in

Esfuerzos debido a la tensión

Fuerza axial en un perno

11,679 kg

Área del perno

6.25 cm²

Esfuerzo actuante debido a la tensión

1,868 kg/cm²

Esfuerzos cortante debidos a fuerzas horizontales

Cortante en la base

6,517 kg

Fuerza horizontal por cada perno

1,086 kg

Esfuerzo horizontal en el perno de anclaje

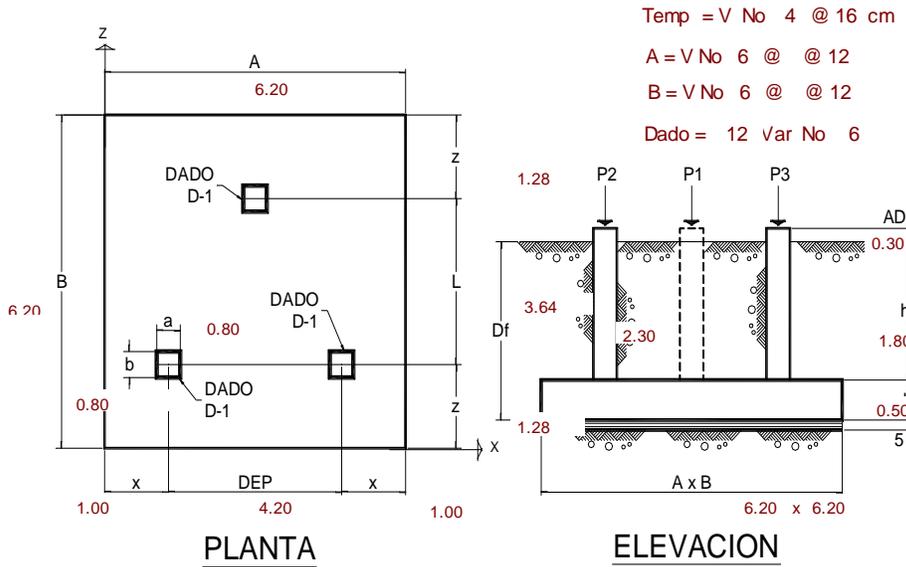
174 kg/cm²

Esfuerzos combinados

Eficiencia

0.34 %

Verificación de diseño de cimentación con respecto a revisión de **telesites**.



GEOMETRIA DE LA ZAPATA

$\gamma_{concr} = 2.40 \text{ ton/m}^3$

Variable	Valor	Unidad	Variable	Valor	Unidad	Variable	Valor	Unidad
P1=	76.20	ton	hf=	1.80	m	P4=	3.23	ton
P2=	-34.19	ton	h=	0.50	m	P5=	3.23	ton
P3=	-33.49	ton	AD=	0.30	m	P6=	3.23	ton
A=	6.20	m	qa=	33.65	ton/m ²	P7=	46.13	ton
B=	6.20	m	γ_{rell} =	2.20	ton/m ³	P8=	144.62	ton
a=	0.80	m	DEP=	4.20	m	Pcim=	200.42	ton
b=	0.80	m	F.C.=	1.10		Ptot=	208.94	ton
x=	1.00	m	r=	5.00	cm	f'c=	250	kg/cm ²
z=	1.28	m	d=	0.45	m	fy=	4200	kg/cm ²
L=	3.64	m	Df=	2.30	m	PE=	9	ton
p1=	2.84	ton	p2=	2.84	ton	p3=	2.84	ton
Plantilla=	0.05	m	Talud H=	1.00		Talud V=	3.00	
Forma de excavación:	Mecánica		Óptimo		Original			
Tipo de excavación:	II		PRECIO \$	216,645.86	\$	133,168.41		

REVISION DE LA ESTABILIDAD

Guardar óptimo

DIRECCION X-X			DIRECCION Z-Z			Cargas equilibradas	
V1=	0.01	ton	V1=	-6.52	ton	P1=	73.36 ton
V2=	2.42	ton	V2=	-1.77	ton	P2=	-37.03 ton
V3=	-2.39	ton	V3=	-1.73	ton	P3=	-36.33 ton
Mvx=	292.87	ton-m	Mrx=	658.76	ton-m	Esfuerzos	Volteo
Mvz=	25.03	ton-m	Mrz=	647.72	ton-m	Xc=	3.10
						Zc=	3.05
					F.S.x=	2.25	ok
					F.S.z=	25.87	ok

Factor de seguridad (**telesites**)= 2.25 > 2.0 **Ok, Pasa**

Factor de seguridad (proveedor)= 2.11 > 2.0 **Ok, Pasa**

-En este caso la zapata no presenta problemas por volteo ya que cuenta con un factor de volteo de 2.11 que es mayor al factor de seguridad de 2.0 considerado por norma **telesites**, por lo tanto, se está garantizando la estabilidad de la zapata.

.-Se realiza la revisión de esfuerzos en el terreno, en este caso no presentan problemas por capacidad de carga ya que el esfuerzo que se trasmite al suelo es menor al que soporta como se muestra en el cálculo siguiente:

ESFUERZOS SOBRE EL TERRENO

ex=	0.01	m	qu=	9.00	ton/m ²	
ez=	1.22	m	qa=	33.65	ton/m ²	(DE MECANICA DE SUELOS)
Ar=	23.21	m ²	FC=	1	(qadm, qu)	

CORRECTO!!!

Esfuerzo sobre el terreno (**telesites**) = 9.00 ton/m² > 2.0 **Ok, Pasa**

Esfuerzo sobre el terreno (**proveedor**)= 9.86 ton/m² > 2.0 **Ok, Pasa**

Se realiza la revisión de esfuerzos para la determinación del acero superior e inferior para verificar si cumple con el acero y separación mínima requerida.

Revisión de zapata como viga ancha (**telesites**)

REVISION COMO VIGA ANCHA

Vcr p =	15.56	ton	pr =	0.005277778	Condiciones para viga ancha
Vu =	9.51	ton			h ≤ 60cm OK!
					4d ≤ B OK!
					Mu/Vud ≤ 2 NO!
para peraltes h > 70cm					Vcrva = NO ES VIGA ANCHA
1-0.0004(h-700)=	1.00		Vcr > 70 =	15.56	

Vcr def= 15.56 ton

Revisión como viga ancha (proveedor)

Factor de reducción por cortante FR: 0.8
 Utilizando la totalidad del cortante Vu: 12,314.65 Kg

Como p < 0.015 utilizamos:

$$Vcr = FR * b * d * (0.2 + 20p) * (f'c)^{2/3} = 12,986.40 \text{ Kg}$$

Vcr > Vu **OK**

Acero inferior por esfuerzos memoria de cálculo de proveedor

Varilla a utilizar:	6	
Área de la varilla del No. 6	2.850	cm ²
Varillas requeridas	10.69	
Varilla instaladas	12	OK
ρ existente =	0.005	

En este caso se cumple con el acero requerido y la separación necesaria en ambos lechos de la zapata ya que están dentro de lo requerido por **telesites**

Determinación de cantidad de acero en dado y estribos (**telesites**)

A =	0.80 m	Diámetro 1	
B =	0.80 m	Varilla #	6
		A Var =	2.85 cm ²
		ϕ Var =	1.91 cm
20/fy =	0.0048	No. Varillas Necesarias=	10
As =	30.4762 cm ²	Seran:	12
			Atot = 34.20

***SEPARACION MAXIMA DE ESTRIBOS #3 @ 20 cm

Determinación de cantidad de acero en dado y estribos (proveedor)

	$As = \rho * b * d =$	30.48	cm ²
Varilla a utilizar:		6	
Área de la varilla del No. 6		2.850	cm ²
Varillas requeridas		10.69	
Varilla instaladas		12	OK
ρ existente =		0.005	

Separaciones mínimas

s1 = 48*diam del estribo	46
s2 = h/2	40
S3 = (850/ FY ^{1/2}) Ø	25

Varillas instaladas	3	
Separación instalada	20	OK

Con respecto al acero en dado de apoyo de torre cumple con área de acero y la separación de estribos requeridos por **telesites**

Verificación de pernos de anclaje (Telesites)

1 Mpa = 10.19720 Kg/cm²

Acero SEA- 4140= 690 Mpa

Acero SEA- 1045= 310 Mpa

No. Anc= 6

Fy Ancla Acero - 1045 1045 3161.132 Kg/cm²

Fuerza a compresion 76200 Kg

Esf= P/A= A=P/Esf = 30.20728668 cm²
 A x Ancla= 5.03454778 cm²
 ancla 1 1/4 7.952253794 cm² **pasa**

Fuerza a compresion 76200 Kg

Esf= P/A= A=P/Esf = 30.20728668 cm²
 A x Ancla= 5.03454778 cm²
 ancla 1 1/4 7.952253794 cm² **pasa**

Verificación de pernos de anclaje (proveedor)

Datos

Tipo de acero	SAE-1045	
Esfuerzo permisible a tensión*1.33	3,243	kg/cm ²
Esfuerzo permisible a cortante*1.33	1,671	kg/cm ³
Número de pernos	6	
Diámetro de pernos de anclaje	1 1/4	in

Esfuerzos debido a la tensión

Fuerza axial en un perno	11,679	kg
Área del perno	6.25	cm ²
Esfuerzo actuante debido a la tensión	1,868	kg/cm ²

Esfuerzos cortante debidos a fuerzas horizontales

Cortante en la base	6,517	kg
Fuerza horizontal por cada perno	1,086	kg
Esfuerzo horizontal en el perno de anclaje	174	kg/cm ²

Esfuerzos combinados

Eficiencia	0.34	%
------------	------	---

3.4 Revisión de Estado límite de Servicio

En este punto se procede a revisar que las eficiencias de la torre y los desplazamientos se encuentren dentro de los parámetros permisibles por norma **telistes**.

Se revisan eficiencias, las cuales no deben de sobrepasar del 100% como lo indica la norma **telistes**. En este caso la torre se comporta de manera adecuada ya que las eficiencias se encuentran por debajo de 100% como se aprecia en las imágenes

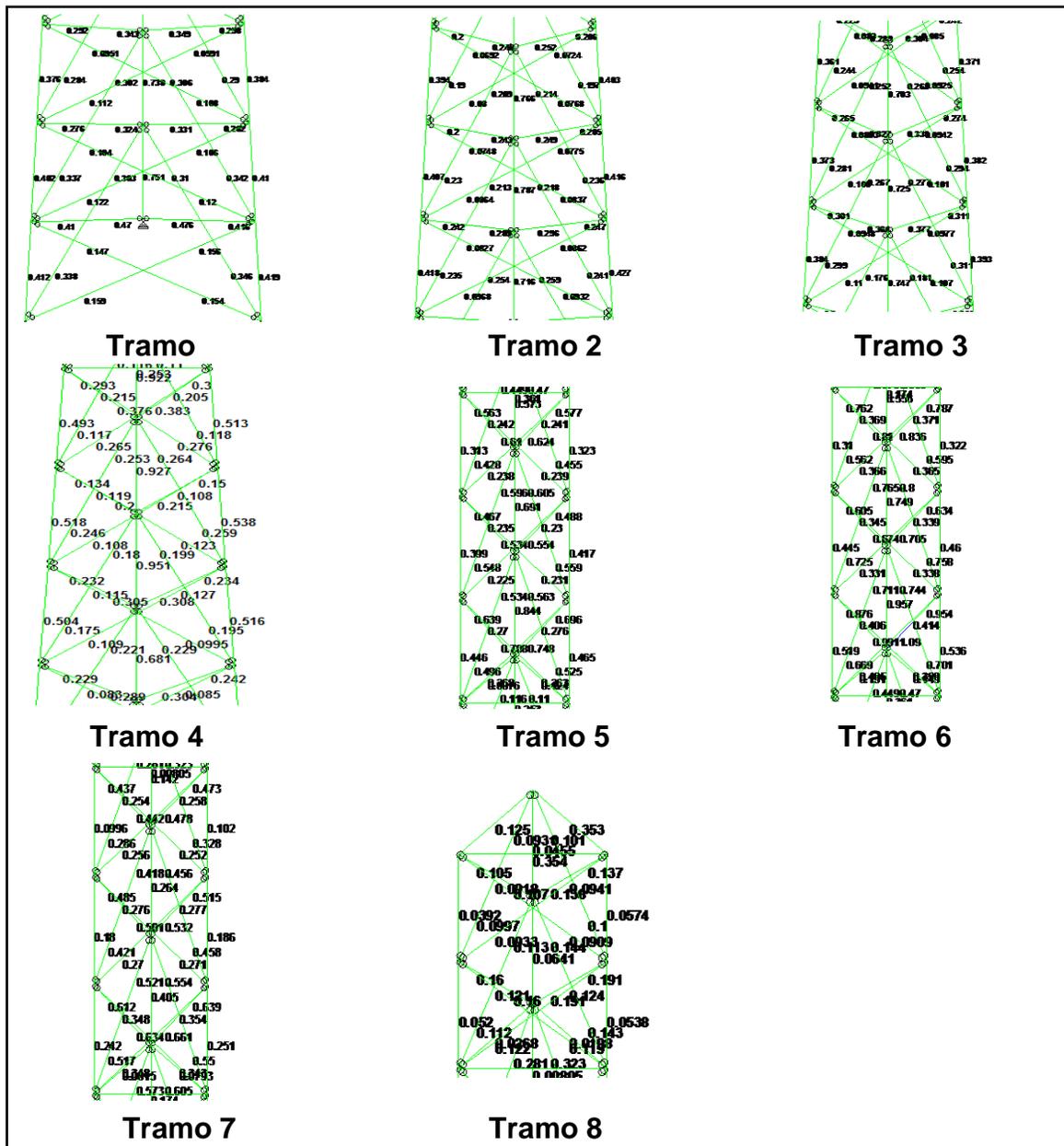


Imagen No. 18

Revisión de desplazamientos

Se realiza la revisión del desplazamiento en los puntos más altos de la torre ya que la oscilación máxima permitida será Tan de 1.50 grados en el tope para cargas por viento y sismo.

En este caso la torre no presenta problema por desplazamiento ya que el desplazamiento absoluto en la cúspide de torre es menor al permisible.

Node	L/C	X-Trans mm	Y-Trans mm	Z-Trans mm	Absolute mm	X-Rotan rad	Y-Rotan rad	Z-Rotan rad
3	19	2.897	-8.333	298.461	298.591	0.012	-0.001	-0.000
2	19	3.267	11.295	298.234	298.465	0.013	0.000	-0.000
1	19	2.909	-8.068	298.039	298.162	0.012	0.000	-0.000
2	20	-1.783	-14.254	-292.323	292.675	-0.012	-0.000	0.000
3	20	-1.413	4.696	-292.550	292.591	-0.012	0.001	0.000
1	20	-1.424	4.603	-292.128	292.168	-0.012	-0.000	0.000
3	21	38.790	2.681	129.324	135.043	0.006	0.000	0.002
1	21	38.788	2.763	129.042	134.774	0.006	0.000	0.002
2	21	38.589	4.425	129.046	134.764	0.006	0.000	0.002
3	22	127.159	4.191	41.389	133.791	0.002	0.001	0.006
1	22	127.159	4.275	41.281	133.760	0.002	0.001	0.006
2	22	126.246	0.298	40.892	132.704	0.002	0.001	0.006
3	24	-125.675	-7.828	-35.478	130.821	-0.002	-0.001	-0.006
1	24	-125.674	-7.740	-35.371	130.786	-0.002	-0.001	-0.006
2	24	-124.761	-3.256	-34.981	129.613	-0.001	-0.001	-0.006
3	23	-37.306	-6.318	-123.413	129.083	-0.006	-0.000	-0.002
2	23	-37.104	-7.384	-123.135	128.815	-0.005	-0.000	-0.002
1	23	-37.303	-6.229	-123.131	128.809	-0.006	-0.000	-0.002
3	18	0.742	-1.819	2.955	3.549	0.000	0.000	0.000
1	18	0.742	-1.733	2.955	3.505	0.000	-0.000	-0.000
2	18	0.742	-1.479	2.956	3.387	0.000	-0.000	-0.000

Imagen N0. 19

Desplazamiento actuante = 0.298 mts

El desplazamiento permisible = tan (1.5) (altura de torre)

Desplazamiento permisible =(0.02618)(45.0)= 1.017 mts

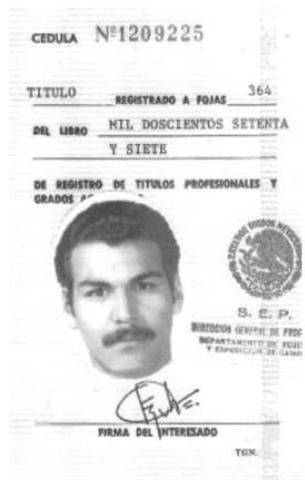
0.289 < 1.017 Ok, Pasa por desplazamiento

3.5 Revisión de Firma de perito, Director Responsable de obra o Corresponsable en seguridad Estructural

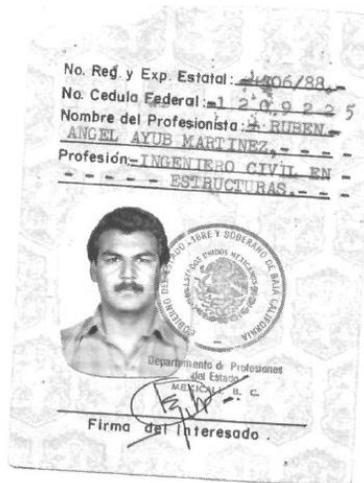
En este punto se procede a verificar si la documentación ingresada corresponde al perito, DRO o Corresponsal en seguridad estructural y se encuentra vigente durante el periodo de ejecución de obra del proyecto. También se verifica si pertenece al municipio y estado en donde se ubicará el proyecto.

En caso de que el Dro no pertenezca a la zona en el que se está realizando el proyecto, se tendrá que justificar mediante un documento o escrito emitido por el municipio que avala la firma del perito debido a que no se tiene un departamento de desarrollo urbano.

Para este caso el DRO si pertenece al Municipio de Ensenada y estado Baja California en donde se ejecutará el proyecto, como se aprecia en la documentación ingresada a revisión.



Cedula de perito



Registro de perito

Conclusiones

- Los parámetros de diseño considerados para en análisis y diseño de torre son correctos ya que se tomaron las consideraciones conforme al manual de CFE 1993 así como la norma **telesites** de manera adecuada.
- La mecánica de suelos cuenta con los requerimientos solicitados para considerar los datos necesarios para la revisión y diseño de la cimentación.
- Las fuerzas de viento y sismo se determinaron de manera correctas ya que no resultaron menores a las fuerzas de viento determinada por **telesites**, al presentar un incremento de 1 % por encima por lo que no se tiene mucha variación entre fuerzas de viento de diseño.
- Se realizó la revisión de esfuerzos, los cuales se encuentran al 75% en piernas y al 41%, por lo que la torre se encuentra trabajando de manera adecuada ante los esfuerzos generados por las cargas accidentales.
- La cimentación se encuentra trabajando de manera adecuada ya que no presenta problemas por volteo, deflexión, fuerzas cortantes y capacidad de carga que ponga en riesgo la estabilidad de la estructura.
- Al termino de revisión del análisis estructural al diseño de torre autosoportada del proyecto Libre enseñada se puede concluir que en el análisis estructural de la torre de telecomunicaciones es correcto ya que se encuentran trabajando de manera adecuada y eficiente garantizando su seguridad estructural cumpliendo con los requerimientos solicitados por la norma **telesites**.

Bibliografía

- MANUAL de Construcción en Acero IMCA. (Manual IMCA)
- Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad Diseño por Viento 93. (Manual CFE Viento)
- Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad Diseño por Sismo 93. (Manual CFE Sismo)
- American Institute Steel Construction. (AISC)
- ASTM A-325 Tornillería galvanizada.
- Normas Telesites (Normas propias de la empresa).
- Reglamento de Construcción para el Distrito Federal 2004, Quinta Edición
- Principios de ingeniería de cimentaciones, Brajam M. Das , Quinta Edición
- Apuntes de diseño de cimentaciones 2013, ing. José Luis Flores Ruiz
- Apuntes de Estructuras especiales de acero 2013, ing. José Luis Flores Ruiz

**Anexo I
Reporte Fotográfico**



Foto No. 1. Trazo y nivelación



Foto No. 2 Excavación



Foto No. 3. Plantilla de concreto



Foto No. 4. Habilitado de acero



Foto No. 5. Separación de acero



Foto No. 6. Nivelación de anclas



Foto No. 7. Colocación de Cimbra



Foto No. 8. Revenimiento



Foto No. 9. Bombeo de concreto



Foto No. 10. vibrado de concreto



Foto No. 11. Fraguado de concreto ciclópeo)



Foto No. 12. Relleno (concreto ciclópeo)



Foto No. 13. concreto ciclópeo



Foto No. 14. Grout en dado



Foto No. 15. Montaje de Torre



Foto No. 16. Celosía de torre



Foto No. 17. Apriete de tornillería



Foto No. 18. Placa de conexión



Foto No. 19. Soporteria



Foto No. 20. Luces de obstrucción



Foto No. 21. Pararrayos

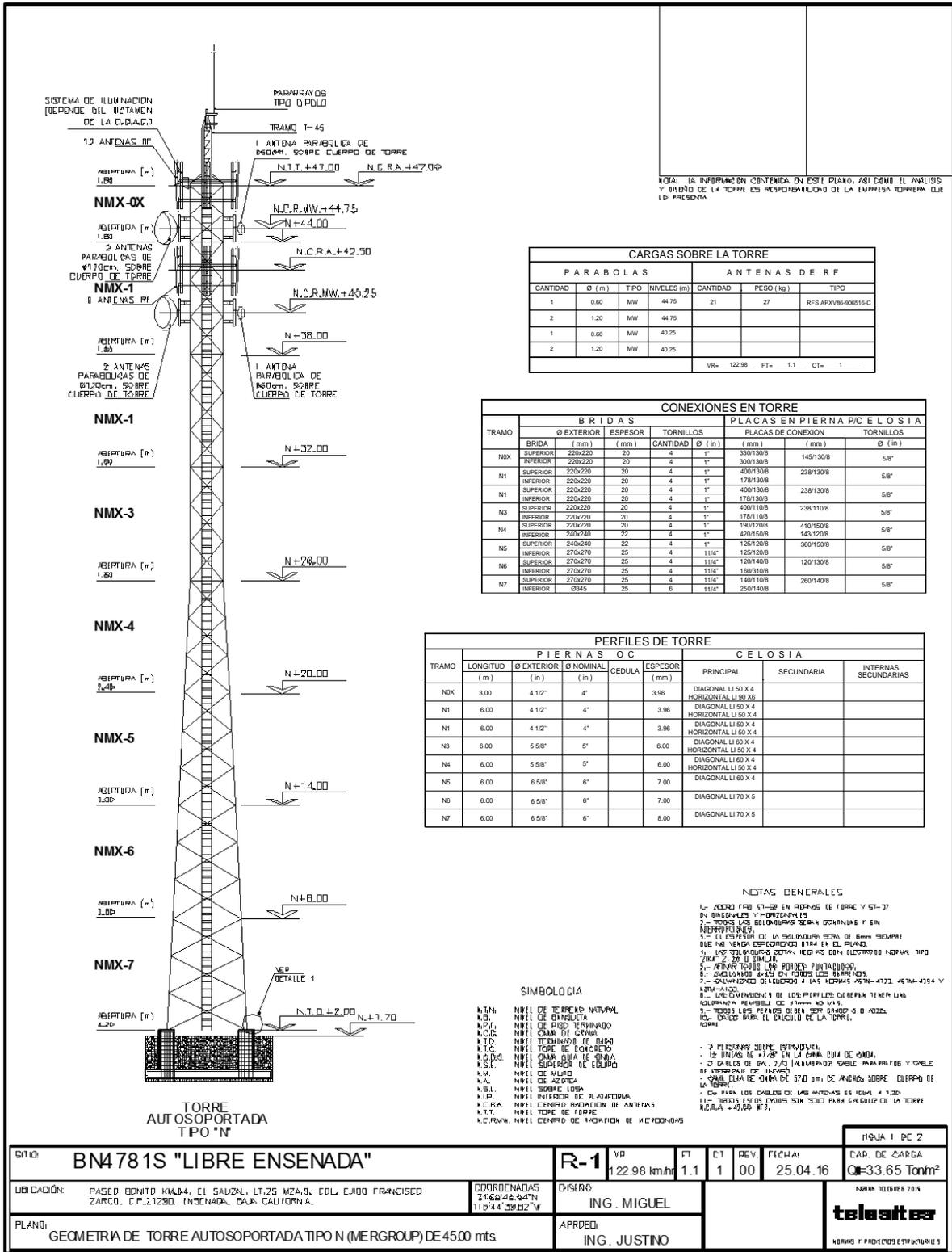


Foto No. 22. Escalera de ascenso

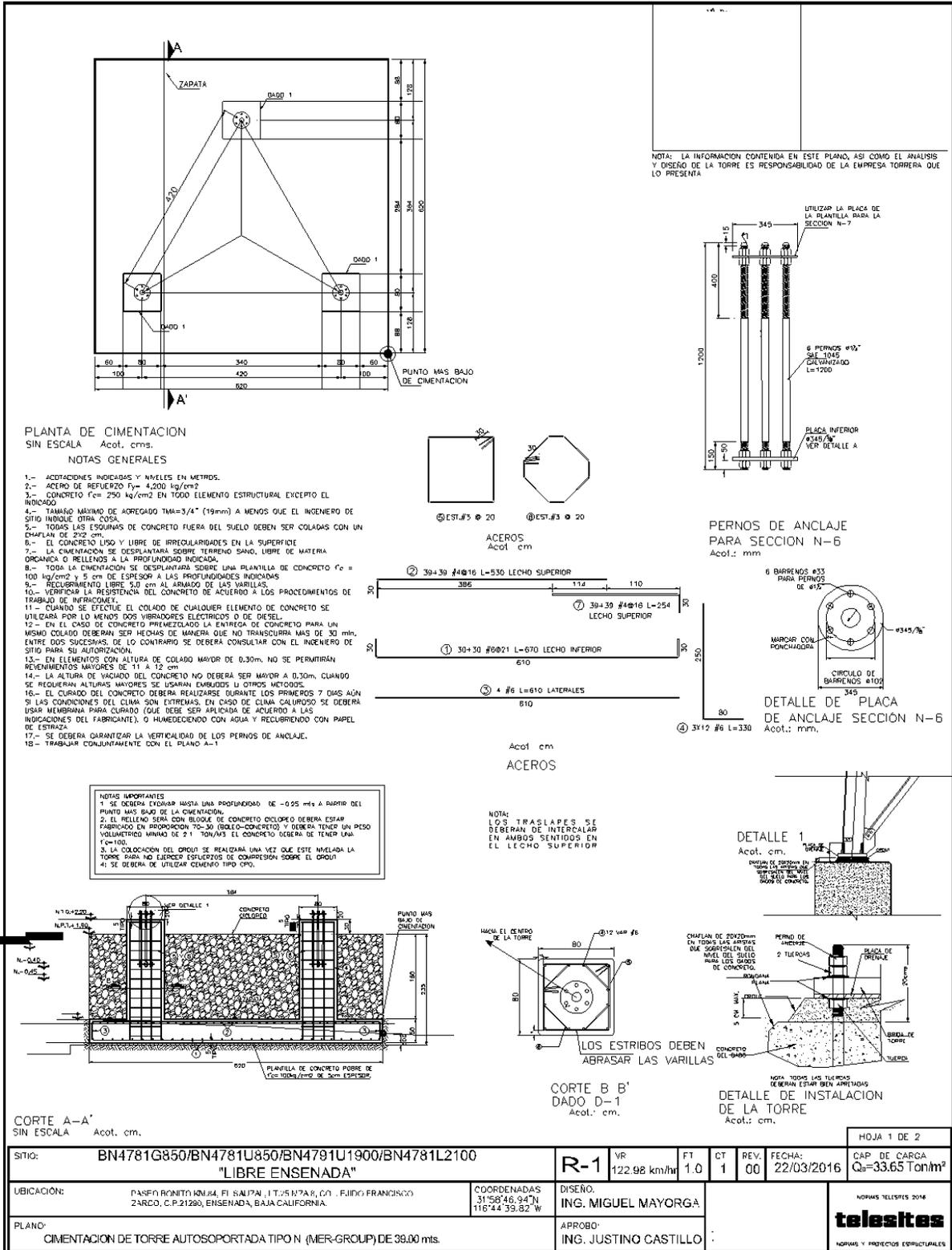


Foto No. 23 Montaje total de torre

Anexo II



Plano No.1 Estructura de torre



Plano No.1 Geometría de cimentacion de torre