



**UNIVERSIDAD CENTRAL "MARTA ABREU" DE LAS VILLAS
FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA MECÁNICA**

TRABAJO DE DIPLOMA

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TORRE MÁSTIL
XJ-350 WORKOVER RIG DE LOS EQUIPOS DE INTERVENCIÓN DE
POZOS DE PETRÓLEO Y GAS**

Autor: JORGE LUIS DÍAZ LÓPEZ

Tutor: Dr.C. CÉSAR A. CHAGOYÉN MÉNDEZ

**Santa Clara
2014**



**UNIVERSIDAD CENTRAL "MARTA ABREU" DE LAS VILLAS
FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA MECÁNICA**

TRABAJO DE DIPLOMA

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA TORRE MÁSTIL
XJ-350 WORKOVER RIG DE LOS EQUIPOS DE INTERVENCIÓN DE
POZOS DE PETRÓLEO Y GAS**

Autor: JORGE LUIS DÍAZ LÓPEZ

Tutor: Dr.C. CÉSAR A. CHAGOYÉN MÉNDEZ

**Santa Clara
2014**



Hago constar que el presente trabajo de diploma fue realizado en la Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas como parte de la culminación de estudios de la especialidad de Ingeniería en Mecánica, autorizando a que el mismo sea utilizado por la Institución, para los fines que estime conveniente, tanto de forma parcial como total y que además no podrá ser presentado en eventos, ni publicados sin autorización de la Universidad.

Firma del Autor

Los abajo firmantes certificamos que el presente trabajo ha sido realizado según acuerdo de la dirección de nuestro centro y el mismo cumple con los requisitos que debe tener un trabajo de esta envergadura referido a la temática señalada.

Firma del Tutor

Firma del Jefe de Departamento
donde se defiende el trabajo

PENSAMIENTO

PENSAMIENTO

*“La única fuente del conocimiento es la experiencia”
Albert Einstein*

DEDICATORIA

DEDICATORIA

Todo mi esfuerzo y dedicación a la hora de realizar este trabajo va dedicado en conjunto con todo mi amor, a mis padres.

AGRADECIMIENTOS

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, por su paciencia, esfuerzo, amor y apoyo incondicional.

A toda mi familia, por estar presente en todo momento.

A mi amiga y compañera Arianna, por todo su amor.

A mis amigos, por ayudarme ya sea directamente con el trabajo o dándome su apoyo.

A mi tutor Dr. C. Cesar A. Chagoyén Méndez, por ayudar y guiarme a pesar de la distancia.

A mis profesores, por darme todos los conocimientos y herramientas para mi formación como ingeniero, y por ayudarme en la realización de este trabajo.

A TODOS MUCHAS GRACIAS

RESUMEN

RESUMEN

En el presente trabajo se aborda todo lo concerniente al surgimiento de las torres de intervención XJ-350 Workover Rig, a su introducción en nuestro país y a las ventajas que estas proporcionan en la industria petrolera en nuestro país. Para ello en el primer capítulo se realiza inicialmente una búsqueda bibliográfica relacionada con estas estructuras en cuanto a materiales que la componen, tipos de uniones presentes en la misma, sistemas que la conforman, acciones que realizan y características técnicas de estas. A demás de los aspectos generales del modelado por invariantes, las formas de modelar la interacción suelo estructura y el empleo de los softwares profesionales para el modelado y análisis.

En el segundo capítulo se tratan los temas pertinentes a los aspectos del modelado de la estructura. Se definen las invariantes de la geometría, condiciones de apoyo, vínculos entre elementos. También se abordan la definición de las cargas actuantes sobre la estructura. Se definen las propiedades del material determinado por ensayos realizados a muestras tomadas. También se aborda la realización de la modelación de los elementos tipo cable.

En el tercer capítulo se realiza el análisis de los resultados obtenidos luego de realizada la modelación de la estructura y sus cargas. Se define el tipo de análisis que se realiza a la estructura y la determinación de las solicitaciones. Se efectúa un análisis del comportamiento del elemento. Se realiza también un análisis variando las condiciones de apoyo de la estructura. También se realizó una validación de la malla de elementos finitos

Palabras claves: Workover Rig, *modelado, validación, elementos finitos*

ABSTRACT

ABSTRACT

In this paper all concerning the emergence of the towers intervention XJ-350 Workover Rig, for introduction into our country and the benefits they provide in the oil industry in our country is addressed. To do this in the first chapter is initially performed a literature search related to these structures in materials that compose these types of joints in the same systems that form, performing actions and techniques of these features. Addition to the general aspects of modeling invariants, forms of soil structure interaction modeling and the use of professional software for modeling and analysis.

Issues pertaining to the aspects of the modeling of the structure are discussed in the second chapter. Invariants of the geometry, support conditions, links between elements are defined. The definition of the loads acting on the structure are also addressed. The properties of the material determined by tests performed on samples taken are defined. Conducting the modeling of wire-like elements is also addressed.

In the third chapter the analysis of the results obtained after on modeling the structure and loads are performed. The type of analysis performed on the structure and determination of the stresses defined. An analysis of the behavior of the element is performed. An analysis was also done by varying the conditions of support of the structure. A validation of the finite element mesh was also performed

Keywords: Workover Rig, modeling, validation, finite element

ÍNDICE

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: ACERCA DE LAS TORRES DE INTERVENCIÓN Y SU MODELADO	5
Introducción	5
1.1. Surgimiento de las torres de intervención	5
1.2. Introducción y empleo de las torres XJ350 <i>Workover Rig</i> en Cuba	6
1.3. Interacción suelo-estructura. Formas de modelarla	8
1.4. Modelado de Cables	14
1.4.1. Aspectos generales del modelado de cables con el <i>SolidWorks 2012</i> .	18
1.5. <i>Software</i> para el modelado y la simulación de estructuras.	20
Conclusiones parciales del capítulo	21
CAPÍTULO II: MODELADO Y SIMULACIÓN DE LA TORRE DE INTERVENCIÓN	23
Introducción	23
2.1. Aspectos generales del modelado de la torre de intervención de EMPERCAP	23
2.1.1. Modelado de la torre: Invariante Geometría	25
2.1.1.1. Condiciones de apoyo estructura suelo	31
2.1.1.2. Vínculos entre elementos	34
2.1.2. Modelación de la Torre: Invariante Cargas	36
2.1.2.1. Determinación de las cargas actuantes sobre la estructura	36
2.1.2.2. Determinación de la carga de Viento	37
2.1.2.3. Estados de cargas asignadas al modelo	39
2.1.2.4. Asignación de cargas al modelo	40
2.1.3. Modelación de la Torre: Invariante Material	42
2.1.4. Modelación de los cables de estabilización de la torre de intervención	44
2.2. Problemas presentados en la simulación de la torre de intervención	47
Conclusiones parciales del capítulo	49

CAPÍTULO III: RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN DE LA TORRE INTERVENCIÓN	50
Introducción.	50
3.1 Simplificación del modelo completo de la torre de intervención	50
3.1.1. Simplificación de las cargas.	50
3.1.2. <i>Softwares</i> empleados	55
3.2. Análisis de los resultados	56
3.3. Análisis del comportamiento del elemento deformado	60
3.4. Validación de la malla de elementos finitos	62
Conclusiones parciales del capítulo	64
CONCLUSIONES GENERALES	65
RECOMENDACIONES	67
BIBLIOGRAFÍA	68

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

La necesidad de obtener agua potable para satisfacer las necesidades de los hombres que se asentaron lejos de los ríos y lagos, llevo a la búsqueda de fuentes subterráneas del preciado líquido desde tiempos inmemorables. En ocasiones se encontraban con la inconveniencia de hallar reservas petrolíferas que turbaban las pretensiones de los interesados. En aquella época el petróleo carecía de valor, el cual es alcanzado en 1859 con el inicio de la industria petrolera en los Estados Unidos de América para utilizarlo como fuente de energía.

Con el de cursar del tiempo y el avance de esta industria se desarrollan las torres de intervención de pozos petroleros, las cuales ayudan a garantizan el correcto funcionamiento de estos, permitiendo su mantenimiento y reparación.

Estas sofisticadas torres están completamente equipadas, siendo máquinas de gran precisión, acorde a los avances tecnológicos internacionales y a las demandas de la industria petrolera.

Este mantenimiento figura entre los más complicados, difíciles y caros de los diversos trabajos que se realizan en los pozos. Son sólo realizados si la terminación de un pozo no es apta para el trabajo a manual. Por tanto la labor principal se enmarca en devolver la funcionabilidad óptima al pozo de petróleo. Dentro de las tareas que realizan se encuentran la sustitución de tuberías en mal estado y válvulas defectuosas entre otros trabajos, cuando estas torres no están funcionando conlleva a grandes demoras de trabajo y gastos considerables.

Dichas torres son telescópicas y se desplazan una dentro de la otra con la ayuda de un gato hidráulico, presentan cables que les permiten alcanzar cierta estabilidad. En nuestro

país la utilización de estas torres es relativamente reciente puesto que son extremadamente caras y hay que importarlas.

En este trabajo el equipo objeto de estudio será el XJ 350 *Workover Rig* de fabricación China, el cual es usado para brindar mantenimiento en pozos poco profundos. Este equipo de intervención de pozos está constituido por una torre mástil telescópica con perfiles de acero de varios tipos de secciones montado sobre un vehículo sobre neumáticos el cual transporta encima la maquinaria que hace funcionar esta instalación. El mástil está compuesto por dos secciones que se deslizan una dentro de otra mediante un gato hidráulico, el mástil puede alcanzar una altura entre 20 y 30m y sirve de almacenamiento para los aparejos que realizan el mantenimiento del pozo. Esta torre o mástil debido a la altura que alcanza y las cargas a las que está sometida se fija a tierra mediante cables que aportan a la estabilidad a la torre.

Justificación de la investigación:

Surge la necesidad de comprobar el comportamiento de la torre mástil de una instalación de intervención de pozos de petróleo de la empresa cubana EMPERCAP ante las condiciones de trabajo a las cuales son sometidas estas.

En un equipo similar a este de la misma empresa, ocurre un fallo que llevó a la destrucción total del mismo con la ocurrencia de pérdidas humanas. Posteriormente, realizando el mantenimiento de esta torre se detecta que uno de los elementos de la superestructura presentaba cierta deformación. La dirección de la empresa decidió no ponerla en funcionamiento y someter a investigación esta torre, para determinar el motivo de la deformación y si representa un peligro para las torres restantes que aún funcionan.

A partir de lo anterior se generan las siguientes **interrogantes científicas** a resolver:

1. ¿Qué aspectos de la modelación por invariantes resultan decisivos durante la confección de los esquemas de cálculo para el modelado y análisis de torres de intervención?
2. ¿Cuáles serían las principales acciones a considerar y en qué forma combinarlas durante la modelación y análisis de dichas torres de intervención?
3. ¿Cuál sería la respuesta y el comportamiento de la estructura bajo las principales acciones consideradas y cuales invariantes de la modelación deciden su comportamiento?

Para dar respuesta a estas interrogantes se plantea la **hipótesis** de la investigación formulada de la siguiente manera:

“Si se elabora un modelo de la torre de intervención lo suficientemente parecido a la torre real es posible conocer el comportamiento de la estructura ante las cargas de operación”.

Objetivo General:

Determinar el comportamiento de la torre mástil XJ-350 *Workover Rig* de los equipos de intervención ante las cargas de operación.

Objetivos Específicos:

1. Describir los aspectos generales del modelado y simulación de torres de intervención de pozos de petróleo, particularizando en el modelado de cables así como la forma de modelar la interacción suelo-estructura.
2. Confeccionar un modelo de una torre de intervención bajo condiciones de operación.
3. Determinar las cargas que actúan en las torres y sus combinaciones más críticas para su análisis.

4. Analizar los resultados de la simulación de la torre mástil XJ-350 *Workover Rig* de los equipos de intervención ante las cargas de operación.
5. Evaluar el efecto de las cargas sobre el elemento deformado de la armadura de la torre.

CAPÍTULO I

ACERCA DE LAS TORRES DE INTERVENCIÓN Y SU MODELADO

CAPÍTULO I: ACERCA DE LAS TORRES DE INTERVENCIÓN Y SU MODELADO

Introducción

En este capítulo se realiza una breve síntesis sobre el surgimiento de las torres de intervención así como su introducción y empleo en Cuba, haciendo énfasis en las partes del equipo XJ-350 *Workover Rig* y en las ventajas que trae su utilización. De forma especial se describe la interacción suelo-estructura así como el modelado de cables que constituyen cuestiones medulares del funcionamiento de estos equipos y de este trabajo. Finalmente se describen los *Software* más empleados actualmente para el modelado y la simulación de estructuras.

1.1. Surgimiento de las torres de intervención

Las torres de intervención (también conocidas en la literatura sobre el tema como *Workover Rig*) surgen por primera vez en los Estados Unidos en el año 1918. Una de las actividades más provechosas de la industria petrolera son los reacondicionamientos (*Workover*) de pozos, realizados mediante estos equipos tales como la torre mástil XJ350 (Figura 1.1) que son de amplio uso en la industria petrolera ya que sus servicios tienen como principal objetivo aumentar la producción o reparar pozos existentes. Estos equipos se utilizan también para sellar zonas agotadas en pozos existentes, abrir nuevas zonas productoras o activar zonas productoras mediante procesos de fracturación o acidificación. Se utilizan además para convertir pozos productores en pozos de inyección a través de los cuales se bombea agua o dióxido de carbono a la formación, para aumentar la producción del yacimiento. Otros servicios incluyen reparaciones importantes en el subsuelo, como la cañería de revestimiento o el reemplazo del

equipamiento de fondo de pozo que ha sufrido algún deterioro. Asimismo se emplean en el proceso de terminación de pozos, es decir, en la preparación de un pozo de petróleo o gas natural recientemente perforado para ponerlo en producción.[2]



Figura 1.1: XJ-350 Workover Rig [3].

1.2. Introducción y empleo de las torres XJ350 Workover Rig en Cuba

La empresa cubana EMPERCAP perteneciente a la empresa Cuba Petróleo (CUPET) contaba en el 2004 con un parque de equipos de intervención, medios asociados y accesorios todos obsoletos y con muchos años de explotación, incompletos, técnicamente deteriorados, sin mercado para adquirir piezas de repuesto, de bajo rendimiento, sin condiciones para trabajos nocturnos, limitados para trabajos complejos en pozos profundos y de largo alcance. No cumpliendo así con los estándares internacionales por lo que eran inseguros y no confiables. Estas limitaciones son la causa de por qué las compañías extranjeras se negaban a usar nuestros equipos.

Por todas estas razones en el año 2005 se introdujo en Cuba la torre mástil de intervención XJ350 Workover Rig de la compañía China SJ PETROLEUM MACHINERY

CO la cual se especializa en la construcción de equipos y maquinarias para la industria de extracción y refinamiento de petróleo.[2]

Ventajas de las torres de intervención [4, 5].

Entre las ventajas de estos equipos con respecto al equipamiento que existía anteriormente en la empresa EMPERCAP, se puede señalar:

1. Son de composición completa y amplia aplicación.
2. Realiza reparación general, perforación desviada, perforación de pozos de agua, ensayos de nuevos horizontes (Punzado y evaluación del potencial petrolífero de nuevas zonas)
3. Se caracteriza por distribución razonable.
4. Es de estructura compacta.
5. Están equipados para trabajar las 24 horas del día.
6. Son de fácil montaje y emplazamiento.
7. Uso y mantenimiento simple.
8. Fácil de transportar por encontrarse sobre un vehículo.

Partes del Equipo de Workover Rig [3].

Las torres mástil de intervención técnica para el mantenimiento de pozos de petróleo y gas están constituidas por una torre mástil telescópica con perfiles de acero de varios tipos de secciones montado sobre un vehículo de neumáticos el cual, transporta encima la maquinaria que hace funcionar esta instalación, como se pudo apreciar en la figura 1.1. El mástil está compuesto por dos secciones que se deslizan una dentro de otra mediante un gato hidráulico, el mástil puede alcanzar una altura entre 20 y 30 m y sirve de almacenamiento para los aparejos que realizan el mantenimiento del pozo. Esta torre o

mástil debido a la altura que alcanza y las cargas a las que está sometida se fija a tierra mediante 6 cables garantizando así la estabilidad a la torre. Estas estructuras están diseñadas para soportar cargas de trabajo de hasta 100 toneladas.

Las partes fundamentales de las torres de Intervención son:

1. Sistema de levantamiento.
2. Sistema de circulación.
3. Sistema de rotación.
4. Fuente de potencia.
5. Sistema de control de pozo.

Para el estudio que se realizará en este trabajo, solo es de interés el sistema de levantamiento, ya que la estructura o torre y la subestructura forman parte del mismo.

1.3. Interacción suelo-estructura. Formas de modelarla

Según Zeevaert W, la interacción entre la estructura de cimentación y el suelo consistirá en encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa del suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos[6]. El modo de establecer las expresiones de compatibilidad para el cálculo de los esfuerzos de contacto se basan por una parte en las leyes físicas que rigen el comportamiento de la masa del suelo y por otro lado en los procedimientos nominales de cálculo estructural en la determinación de fuerzas y deformaciones, teniendo en cuenta las propiedades mecánicas del material del cual será construida la estructura de cimentación.

Es elemental que la masa del subsuelo donde se apoya la estructura de cimentación no se puede simplificar suponiéndola constituida de elementos aislados, si se quiere obtener

buena precisión en los cálculos. Será necesario tratar la masa del suelo como un medio continuo en donde la acción en un punto i de la masa ejerce su influencia en otro punto j de ella. Así pues, para el cálculo de esfuerzos en la masa del suelo se hace uso de la Teoría de la Elasticidad, ya que un suelo puede presentar deformaciones permanentes o no, a causa de las cargas que soporta, aun cuando sabemos que el suelo no es elástico sino más bien es elásto-plástico y viscoso; como se demuestra en la *figura 1.2*.

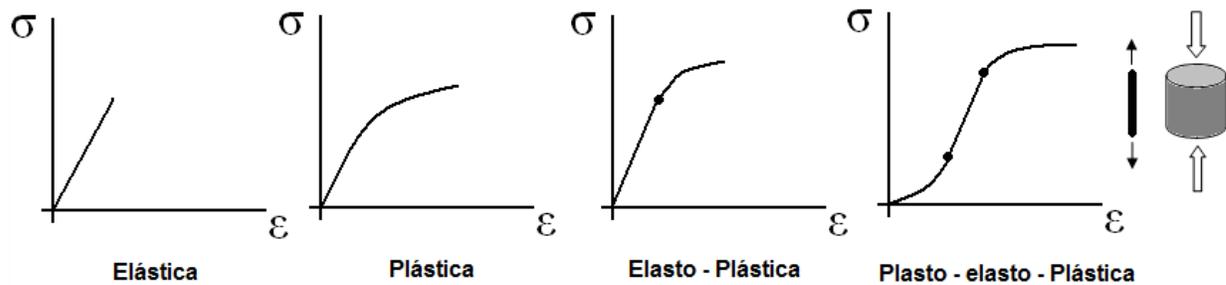


Figura 1.2. Deformaciones en el suelo según la carga. [7]

El cambio de esfuerzos dentro de cierto rango, en general, no es tan grande que no se pueda operar con las propiedades secantes de esfuerzo-deformación. Lo que trae como consecuencia el tener que estimar de antemano el nivel de esfuerzos y el cambio de estos para asignar las propiedades mecánicas del material que deberán ser utilizadas en el cálculo. Lo cual implica si se requiere aumentar la precisión, tener que efectuar varios ciclos de cálculo hasta lograr la compatibilidad de las fuerzas y las deformaciones utilizando las propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación del suelo. Desde el punto de vista de ingeniería práctica de cimentaciones, en la mayoría de los casos es suficiente estimar el nivel de esfuerzos y los cambios probables de estos para elegir las propiedades mecánicas a usar en la Interacción Suelo-Estructura. [6].

Analogía de la expresión de asentamiento del suelo con la Ley de Hooke

La expresión para el asentamiento del suelo (S) es la siguiente:

$$S = m_v \cdot \Delta P \cdot h \quad (1)$$

Mientras que la Ley de *Hooke* se expresa como:

$$\varepsilon = \frac{P}{A} \cdot \frac{L}{E} = \sigma \cdot \frac{L}{E} \quad (2)$$

En la primera aparecen el coeficiente de compresibilidad m_v , (también llamado módulo edométrico) para el asentamiento, la altura inicial h , el asentamiento total S y el módulo de elasticidad E de la curva esfuerzo deformación (σ - ε), el cual aparecen en las dos relaciones:

En la segunda, P/A es esfuerzo realizado y L longitud del material con deformación ε . Entonces h y L son análogos (longitud); ΔP y σ son análogos (esfuerzo) y S con δ también son análogos (L). Así como también m_v con $1/E$ tienen analogía (L^2/F), expresan compresibilidad y rigidez respectivamente. Rigidez es, en efecto, lo opuesto a la deformabilidad.[7]

Forma de modelar la interacción suelo estructura

Para efectuar el modelado de la interacción suelo estructura, es necesario modelar la base de apoyo de la estructura con nodos en todos los puntos de unión de la estructura con la base, esto implica los arriostres de la súper estructura y los puntos donde se transmite cargas a la base. Además de los puntos de conexión de los elementos que conforman dicha base.

Una solución factible y sencilla es considerar el suelo como una base elástica tipo *Winckler*, y de esta manera se puede tratar como si estuviera compuesta por muelles. El valor del módulo de balasto del suelo es conocido, por lo que la constante de los muelles se obtiene multiplicando el módulo de balasto por el área tributaria de los muelles[8].

Hipótesis de Fuss-Winckler

Existen muchas formas de tomar en consideración la influencia del suelo en contacto con la cimentación, las cuales pueden incluir deformaciones plásticas, comportamiento no lineal, etc. Pero una de las formas más simples de modelar dicha interacción es a través de un modelo que aunque enunciado en 1848 por el académico ruso Fuss, no fue empleado hasta 1867 por el ingeniero alemán Winckler durante el cálculo de las traviesas que se comenzaban a usar por aquella época, como soporte de las vías ferroviarias[9].

Este modelo de suelo tipo winckleriano, presupone que *la presión con que el suelo reacciona sobre la viga en contacto con él, es directamente proporcional a la deformación que experimenta el mismo.*

La constante de proporcionalidad entre esas dos magnitudes físicas, y que constituye el parámetro único principal de este modelo es denominado de manera diversa en la literatura, como:

- a. Módulo o Coeficiente de Balasto o lecho,
- b. Módulo de reacción del terreno (Modulus of Subgrade reaction),
- c. Coeficiente de Rigidez del suelo, etc.

La expresión matemática de la hipótesis de Fuss-Winckler puede escribirse como:

$$p = k_s y_{(z)} \quad (3)$$

Siendo

p la reacción del suelo sobre la viga, que se expresa en unidades de fuerza, kN , N , lb , $Kips$, etc.

k_s el coeficiente de balasto, que se expresa en unidades de presión sobre unidades de desplazamiento, o sea kPa/m , o su equivalente kN/m^3 , kgf/cm^3 , $tonf/m^3$, etc.

$y(z)$ el desplazamiento vertical, en unidades de longitud, m , cm , $in.$, $ft.$, etc.

Esta hipótesis simplificadora de la interacción suelo-estructura (ISE) implicada en el proceso, modela al suelo como constituido por una serie de infinitos resortes cuya rigidez es k_s , que físicamente responden a la misma ecuación que la de la hipótesis de Winckler, quedando la viga como suspendida o soportada por ellos, o sobre un líquido muy viscoso, por lo que estos problemas son normalmente conocidos en la literatura como vigas flotantes o vigas sobre apoyos elásticos (ViSAE). Un esquema simplificado de la misma, mostrando las partes que intervienen en el proceso de ISE se muestra en la *figura 1.3*.

Como se observa en este modelo, el suelo sólo se deforma localmente debajo de la superficie de contacto con la cimentación, lo cual no corresponde con el comportamiento del suelo realmente debajo de un cimiento, ya que la superficie deformada se extiende siempre más allá de la cimentación, como se muestra en la *figura 1.3*.

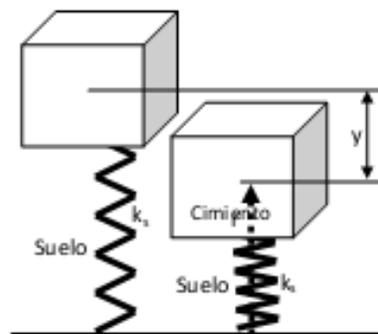


Figura 1.3. Modelo Mecánico de la hipótesis de Fuss-Winckler. [4]

Tal vez por ello los modelos tipo Winckler, con uno o dos coeficientes de rigidez, se les conoce como Modelos de las Deformaciones Locales o Parciales (MDL), mientras otros basados en el módulo de deformación general o edométrico del suelo u otros parámetros de medios continuos, y donde la superficie deformada obtenida si se extiende más allá de los límites de la cimentación, se conocen también en la literatura como Modelos de las

Deformaciones Globales o Totales (MDG). Una representación gráfica de estos modelos aparece en la *figura 1.4*.

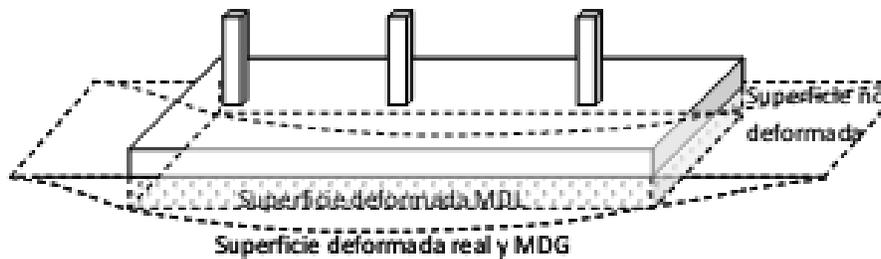


Figura 1.4. Contraposición del Modelo de las Deformaciones Locales (MDL) y de las Deformaciones Totales (MDG).[4]

Otra insuficiencia de la hipótesis de *Fuss-Winckler* es que resulta válida mientras la viga o cimentación comprima al suelo, o en otras palabras se verifique la compatibilidad de las deformaciones de la viga y el suelo de la base. Cuando esto deje de ocurrir, por ejemplo, cuando como resultado de la acción de cargas de levantamiento, los muelles que simulan esta interacción se estirarían, señalando que el suelo estaría trabajando a tensión bajo la viga, cesa la compatibilidad de las deformaciones viga-suelo, puesto que este no puede admitir esfuerzos de tensión (tracción), ocurriendo una separación entre la viga y el suelo, que no resulta modelada con dicha hipótesis, pues no se verifica dicho esfuerzo de tensión en la realidad.

Finalmente, el valor de k no es constante incluso para un mismo punto de la masa de suelo, bajo una cimentación sometida a una carga que es creciente en magnitud. El uso del modelo de *Fuss-Winckler*, cuyo parámetro resulta ser k , presupone además un comportamiento esfuerzo-deformación lineal entre los dos materiales en contacto. Lo cual resulta muy común, no así para el suelo, que muchas veces cuando no se trata de un lecho rocoso o semi-roca, normalmente por encima de 200 a 300 kPa comienza a

manifestar un comportamiento esfuerzo–deformación no lineal para las dimensiones usuales de las cimentaciones.

Muchos especialistas prefieren resolver los problemas de interacción suelo-estructura modelando la base mediante el concepto del semi-espacio Elástico o el de estrato potencia limitada, variantes del Modelo de las Deformaciones Totales (MDG), el cual posee como parámetro alguna de las variantes de módulo de deformación explicadas E y el coeficiente de *Poisson*, encontrando la solución utilizando algún software con base en el Método de los Elementos Finitos (MEF) u otro método numérico, sobre todo si es imprescindible obtener además, las distribuciones de esfuerzos en la masa de suelo para encontrar solución a determinado problema.

Sin embargo, hay artículos de autores[8] que consideran que mientras el estado del conocimiento no permita obtener valores de Módulos de Deformación más exactos y ajustados a la realidad, el modelo de *Fuss-Winckler* representa una aproximación no desestimable por la sencillez de su formulación y el ahorro sustancial de esfuerzo computacional que representa.

1.4. Modelado de Cables

Los cables metálicos son elementos diseñados con coeficientes de seguridad muy altos por prescripción normativa, ya que su rotura implica siempre graves riesgos para la seguridad de las personas, de las operaciones y de la maquinaria. Las normas también obligan a una continua revisión, sustitución ante defectos puntuales.

Los cables trabajan fundamentalmente a tracción, sin embargo en distintas aplicaciones pueden estar sometidos a esfuerzos de flexión y desgaste. El desgaste se produce a nivel

interno por los desplazamientos relativos entre los alambres y cordones que forman los cables.

Los cables son elementos helicoidales lo que introduce también deformaciones y esfuerzos torsionales.

Otros efectos locales que sufren los cables durante su explotación son las deformaciones por contacto, variaciones del límite plástico local, fatiga, corrosión, corrosión por frotación (*fretting* corrosión) y el aplastamiento.

En resumen, los cables sufren cargas, deformaciones plásticas y fallas de diversos tipos. Con la particularidad de que los cables son elementos muy deformables sin ser fluidos. [10].

El modelado de los cables se efectúa atendiendo a los tipos de cargas que actúan sobre estos. Supondremos que las cargas actuantes sobre los cables son cargas concentradas debido a que estas se transmiten en puntos específicos como es la unión de la torre con los cables y las fijaciones al suelo de los mismos. No se considerará las acciones de las cargas distribuidas debido a la poca área expuesta de los cables a los efectos provocados por el viento.

En el estudio de cables flexibles se supone despreciable toda resistencia opuesta a la flexión. Esta hipótesis significa que la fuerza en el cable tiene siempre la dirección de este. [11].

Considérese un cable unido a dos puntos fijos A y B y que soporta n cargas concentradas verticales P_1, P_2, \dots, P_n (figura 1.5a). Suponer que el cable es flexible significa que su resistencia a la flexión es pequeña y puede despreciarse. Además, también se supone que el peso del cable es susceptible de ser ignorado en comparación con las cargas que

soporta. Por ende, cualquier porción del cable entre dos cargas consecutivas se puede considerar como un elemento sometido a la acción de dos fuerzas y por consiguiente, las fuerzas internas en cualquier punto del cable se reducen a una fuerza de tracción dirigida a lo largo del cable.

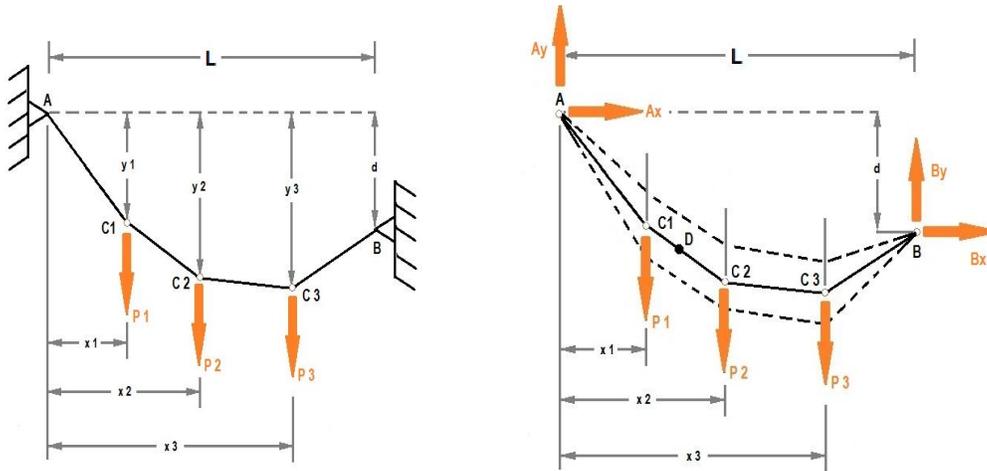


Figura 1.5a: Diagrama de cargas.[1]

Figura 1.5b: Diagrama de cuerpo libre.[1]

Se supone que cada una de las cargas se encuentran en una línea vertical dada, esto es, que la distancia horizontal desde el apoyo A hasta cada una de las cargas es conocida; además, también se supone que las distancias horizontales y verticales entre los apoyos son conocidas. Si se desea determinar la forma del cable, es decir, la distancia vertical desde el apoyo A hasta cada uno de los puntos $C_1, C_2 \dots C_n$ y también se desea encontrar la tensión T en cada una de las porciones del cable, se debe proceder de la siguiente manera

Primeramente se elabora un diagrama de cuerpo libre para todo el cable, (*figura 1.5b*). Como la pendiente de las porciones del cable unidas en A y B no es conocida, cada una de las reacciones en A y B debe representarse con dos componentes. Por lo tanto, están involucradas cuatro incógnitas y las tres ecuaciones de equilibrio que se tienen disponibles no son suficientes para determinar las reacciones en A y B. Por lo tanto, se

debe obtener una ecuación adicional considerando el equilibrio de una porción del cable. Lo anterior es posible, al conocen las coordenadas X e Y de un punto D del cable. Dibujando el diagrama de cuerpo libre, representado en la *figura 1.6a*, la porción AD del cable y escribiendo $\sum M_D = 0$, se obtiene una relación adicional entre las componentes escalares A_x y A_y y se pueden determinar las reacciones en A y B . Sin embargo, el problema continuaría siendo indeterminado si no se conocieran las coordenadas de D , a menos que se proporcionara otra relación entre A_x y A_y (o entre B_x y B_y). Como se indica por medio de líneas discontinuas en la *figura 1.6b*, el cable podría colgar en cualquiera de varias formas posibles.

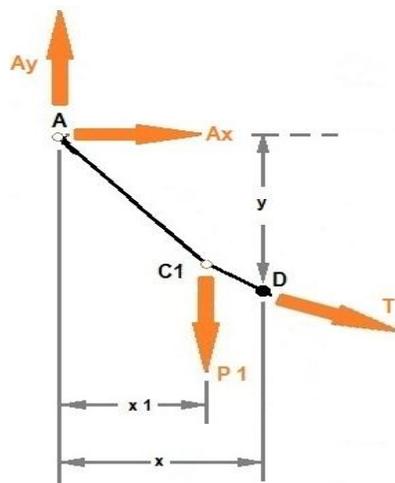


Figura 1.6a. Diagrama de Cuerpo Libre.[1]

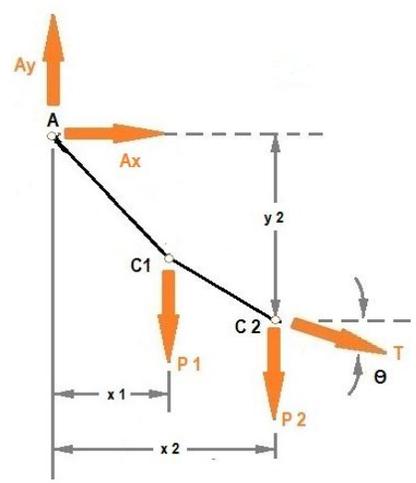


Figura 1. 6b. Diagrama de cargas.[1]

Una vez que se ha determinado A_x y A_y , se puede encontrar fácilmente la distancia vertical desde A hasta cualquier punto del cable. Por ejemplo, considerando que el punto C_2 , se dibuja en el diagrama de cuerpo libre en la porción AC_2 del cable (Fig.1. 6b). Haciendo $\sum M_{C_2} = 0$ se obtiene una ecuación que puede resolverse para y_2 . Escribiendo $\sum F_x = 0$ y $\sum F_y = 0$, se obtienen las componentes de la fuerza T que representa la tensión en la porción del cable que está a la derecha de C_2 . Se observa que $T \cos\theta = A_x$; por lo tanto, la

componente horizontal de la fuerza de tracción siempre es la misma en cualquier punto del cable. Se concluye que la tensión T es máxima donde $\cos\theta$ es mínimo, esto es, en la porción del cable que tiene mayor ángulo de inclinación θ . Obviamente, dicha porción del cable debe ser adyacente a uno de los dos apoyos del cable[11].[12].

1.4.1. Aspectos generales del modelado de cables con el SolidWorks 2012.

El elemento cable en SolidWorks 2012 no aparece, por lo que es necesario modelarlo como un elemento de sección circular con el diámetro y la longitud del cable, otorgándole las propiedades mecánica de un cable y permitiendo utilizar una formulación catenaria elástica para representar el comportamiento de un cable delgado bajo su propio peso, temperatura y tensión. Este comportamiento es altamente no lineal intrínsecamente pues incluye tensión rigidizante (P -delta) largos efectos de flexión. Los comportamientos de tensión y afloje son automáticamente considerados.

La longitud no deformada es extremadamente crítica en ciertos comportamientos del cable. Un cable sin tensión y sin carga actuante sobre él, no es estable y no tiene una única posición. Por consiguiente los casos de análisis lineal que parten de condiciones iniciales cero no tienen sentido. En lugar de eso todos los casos de análisis lineal deberían usar la rigidez final del caso de análisis no lineal estático en el cual los cables se encuentran con cargas de peso propio u otras cargas del tipo transversal.

Cada elemento cable puede ser cargado por la gravedad, fuerzas distribuidas y las cargas debido a los cambios de temperatura. Para aplicar las cargas concentradas el cable debe ser dividido en el punto donde estará la carga y la fuerza aplicada en la junta conectora.

La forma del cable está definida por el largo no deforme del cable y la carga actuando sobre él, a menos que esté tensado y sin carga transversal, en cuyo caso es una línea recta, que es el más similar al problema de esta investigación.

Grados de Libertad

Los elementos cables activan tres grados de libertad de traslación en cada uno de los puntos de conexión. Este elemento contribuye rigidez para todos estos grados de libertad de traslación.

Peso Propio

El peso propio esta dado automáticamente para cada objeto que se modele, siendo considerado también para el elemento cable, para este caso en particular el peso propio es una fuerza distribuida en la longitud del arco del elemento. La magnitud del peso propio es igual a la densidad multiplicada por la sección del cable

Tensión y deformación

La tensión axial y la deformación cambian con la longitud del elemento. La deformación es el cambio total en la longitud, mientras que la tensión es la fuerza dividida por el área de la sección transversal. Los valores positivos de las deformaciones incrementan el pandeo y tiende a reducir la tensión en el cable, mientras que valores negativos aprietan el cable y tiende a un incremento de tensión del cable.

Análisis no Lineal

El análisis no lineal es requerido para obtener buenos resultados con el elemento cable. Puede realizarse análisis lineal pero utilizando la rigidez del caso no lineal de análisis estático, en el cual todos los cables son cargados por su propio peso u otra carga transversal.

1.5. Software para el modelado y la simulación de estructuras.

SolidWorks 2012 es un programa de diseño asistido por computadora para modelado mecánico desarrollado en la actualidad por SolidWorks Corp., una subsidiaria de Dassault Systèmes (Suresnes, Francia), para el sistema operativo Microsoft Windows. Fue introducido en el mercado en 1995 para competir con otros programas CAD como Pro/ENGINEER, NX, Solid Edge, Autodesk Inventor, CATIA. El programa permite modelar piezas y conjuntos y extraer de ellos tanto planos técnicos como otro tipo de información necesaria para la producción. El paquete de SolidWorks Simulation Professional 2012 permite simular las condiciones de funcionamiento reales y reducir el tiempo y los costos dedicados a la elaboración y comprobación de prototipos, así como asegurarse de que sus diseños se fabriquen de una forma precisa y económica, ya que podrá detectar los errores de diseño en pantalla, y no en la planta de producción.[13]

Algunas funciones destacadas de SolidWorks Simulation Professional 2012 son:

- Comparación y optimización de alternativas: determina la mejor opción de diseño comparando factores como sus puntos fuertes, vida útil, costo o peso.
- Simulación de estudios de choque o impactos: al reducir el número de pruebas físicas necesarias, ahorrará también tiempo y costos.
- Predicción de pandeo y contracción: permite aplicar de manera virtual distintas fuerzas, presión, gravedad y fuerzas centrífugas a los diseños antes del pandeo.

Conclusiones parciales del capítulo.

1. Las torres de intervención técnica para el mantenimiento de pozos de petróleo son estructuras extensibles, montadas sobre camión para permitir una fácil transportación de esta y de la maquinaria que la hace operable. Estas torres son de vital importancia para la industria del petróleo debido a que desarrollan labores de mantenimiento, mejoramiento y sellado de los pozos de extracción del crudo.
2. Las primeras torres de intervención en el mundo surgen a principios del siglo pasado. Con el resurgir de la industria petrolera en Cuba, la torre mástil de intervención técnica XJ 350 se introduce en año 2005.
3. Para el modelado del suelo una solución factible y sencilla es considerar el suelo como una base elástica tipo *Winckler*, y de esta manera se puede tratar como como si estuviera compuesta por muelles. Para obtener una modelación aproximada al comportamiento real que existe en la interacción suelo-estructura, no solo se debe considerar una rigidez a los desplazamientos en la dirección vertical Z , sino que también la rigidez a los desplazamientos en la horizontal en X y Y .
4. El modelado de los cables se realiza atendiendo a los tipos de cargas que sobre estos actúan. Se considerará que las cargas actuantes sobre los cables son cargas concentradas debido a que estas se transmiten en puntos específicos como es la unión de la torre con los cables y las fijaciones al suelo de los cables. En el análisis de cables flexibles se supone despreciable toda resistencia opuesta a la flexión. Esta hipótesis significa que la fuerza en el cable tiene siempre la dirección de este.

5. Para el modelado y análisis estructural de la torre de intervención se utilizará el *software SolidWorks*, el cual no posee el elemento cable pero el mismo será modelado como un elemento de sección circular con el diámetro y la longitud del cable, otorgándole las propiedades mecánicas correspondientes. Todos los demás elementos de la torre pueden ser modelados en este software así como el análisis de varios estados de carga a que está sometida la estructura.

CAPÍTULO II

MODELADO Y SIMULACIÓN DE LA TORRE DE INTERVENCIÓN

CAPÍTULO II: MODELADO Y SIMULACIÓN DE LA TORRE DE INTERVENCIÓN

Introducción

Teniendo en cuenta los criterios y conceptos descritos en el capítulo anterior, específicamente los referidos a la interacción suelo-estructura y al comportamiento y forma de modelar los cables; y utilizando otros como la masa, la geometría, condiciones de apoyo, vínculo entre los elementos, el material y las cargas, es que se llega, en este capítulo al modelado, simulación y análisis de la compleja estructura de la torre intervención de los pozos de petróleo y gas. Para estas tareas se emplea el software profesional *SolidWorks*, el cual es ampliamente utilizado internacionalmente en este tipo de tareas. Fue necesario llevar a cabo un levantamiento in situ de la torre completa el cual permitió además, observar y analizar que uno de sus elementos presenta cierto grado de deformación, lo cual fue corroborado con los técnicos de EMPERCAP. En este capítulo se describe también la determinación de las características del material mediante la realización del análisis espectral de emisión atómica y ensayos metalográficos.

2.1. Aspectos generales del modelado de la torre de intervención de EMPERCAP

Inicialmente se realizó un levantamiento detallado de la torre, para lo cual se utilizaron como instrumentos de medición una lienza de 7.5m y un pie de rey de 150mm. Se elaboró un levantamiento gráfico, mediante croquis y fotos donde se puede apreciar la distribución y orden de los elementos, tipos de uniones y el elemento deformado. En las Figuras 2.1; 2.2; 2.3 y 2.4 se muestran algunas imágenes del levantamiento gráfico realizado.



Figura 2.1. Vista de la sección superior de la torre



Figura 2.2. Vista de la sección inferior de la torre



Figura 2.3. Vista lateral del elemento deformado



Figura 2.4. Vista inferior del elemento deformado

Luego de realizar el levantamiento de la estructura de la torre, donde se tomaron todas las dimensiones entre elementos y las dimensiones de las secciones de estos, se procedió a la identificación de cada uno de estos en las tablas para perfiles que posee el *Manual de diseño en acero por factor de carga y resistencia o Manual LRFD de Construcción en acero [14]*. Esta identificación se realiza para facilitar la entrada de datos de los perfiles al software para el modelado de la estructura.

2.1.1. Modelado de la torre: Invariante Geometría

Puesto que el modelado se realiza teniendo en cuenta los ejes centroidales de las secciones de los elementos, se hizo necesario determinar la posición de los ejes centroidales de los perfiles que actúan como columnas, debido a que la distancia entre estos determinan los resultados, para esta labor se utilizó el *software MDSolids 3.1.0*. Ver la *figura 2.5* donde se muestra un ejemplo.

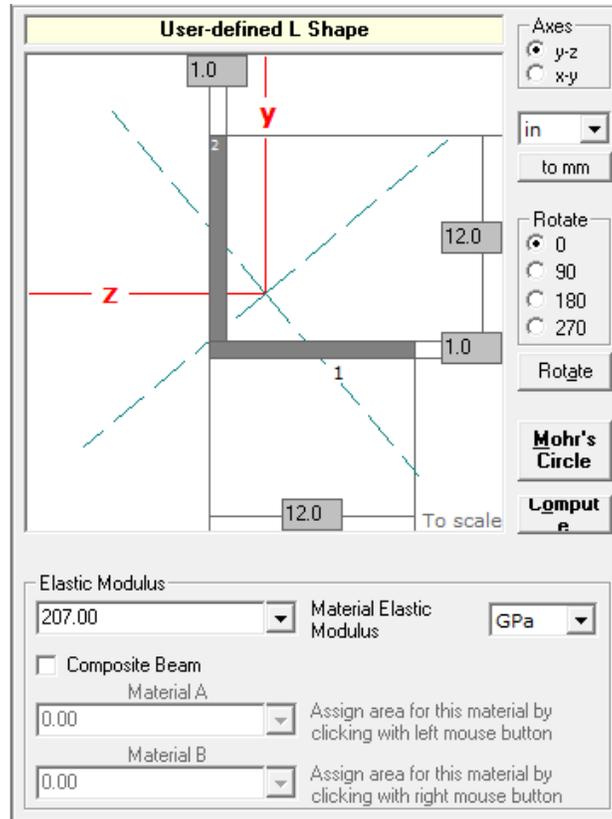


Figura 2.5. Determinación de la posición del eje centroidal de un angular.

Luego de determinar la posición de los ejes centroidales para estos elementos de soporte se pudo comenzar a confeccionar el mallado de hilos para el modelo. Ver Figura 2.6 y 2.7.

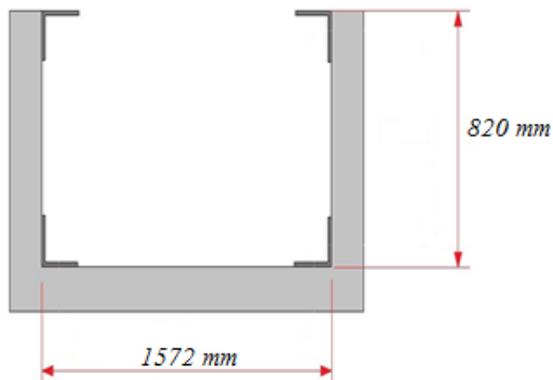


Figura 2.6 Dimensiones a cara externa de los angulares.

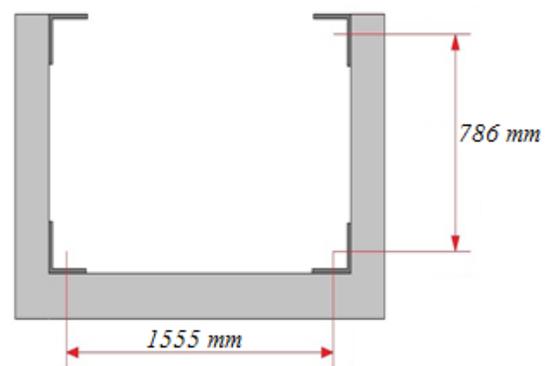


Fig. 2.7 Dimensiones al centroide de los angulares.

Para la confección del modelo de la torre de intervención en el *software SolidWorks 2012*, primeramente se hace un croquis en el plano superior con las dimensiones de la base de la estructura a dibujar, luego partiendo del croquis se comienza a levantar la torre a través de un croquis en 3D. Los distintos perfiles que conforman la torre son colocados posteriormente con la ayuda de la herramienta *Miembro Estructural*.

La torre posee una conformación estructural del tipo celosía. La parte inferior de la torre alcanza una longitud de 15.65m, 1.63m de ancho y 1.03m de altura. La parte superior de la torre posee 15.5m de longitud, 1.56m de ancho y 0.78m de altura. Cuando la torre no se encuentra operativa alcanza una longitud aproximada 15.75m y cuando está desplegada en funciones de trabajo alcanza una longitud de 28.62m, esto deja 2.53m de la parte superior de la torre embebida dentro de la parte inferior. En cuanto a la simetría podemos decir de forma general que es asimétrica y las conexiones entre los elementos son uniones soldadas, no siendo así para el vínculo entre las dos partes de la torre.

Los diversos elementos que componen la torre mástil XJ 350S, son surtidos de perfiles de acero de similares características geométricas a los encontrados en las tablas de perfiles en el *Manual LRFD de la AISC del 2005*. La caracterización del acero de dichos perfiles será tratado más adelante en un próximo epígrafe.

La torre-mástil se encuentra compuesta por 48 secciones del tipo marcos diferentes. Estas secciones son principalmente, elementos angulares de alas iguales, los cuales están presentes en la estructura mayormente de montantes, diagonales y de columnas. Presenta también secciones rectangulares tubulares conformando parte de la estructura y de otros elementos encontrados fuera de la estructura de la torre. También contiene elementos de sección canal, los cuales también actúan como montantes y formando parte de una

escalera presente en la parte superior. También están presentes formando parte de la estructura y subestructuras de apoyo elementos de secciones *W*, *S* e *I*. En la *Tabla 2.1* se muestran las secciones y dimensiones de los elementos que componen la estructura torre.

La torre presenta en determinados tramos elementos del tipo placas, con un espesor variable de 21mm a 26mm. Estos elementos se encuentran en la estructura con el objetivo de servir de vínculos entre la torre y los elementos que se conectan a esta como articulaciones, dígame cunas, tijera y conexión del gato hidráulico del camión. También están presentes no como vínculos entre elementos del tipo articulaciones, sino como elementos de cierre o de refuerzo en los marcos de la estructura.

Tabla 2.1: Propiedades de los elementos Marco

Nombre Sección	Material	Forma	t3 (m)	t2 (m)	tf (m)	tw (m)
APOYO	ACERO	Box/Tube	0,100000	0,030000	0,025000	0,014000
C10X3X1/4	ACERO	Channel	0,250000	0,078000	0,007652	0,006350
C2.5X1.5X19/64	ACERO	Channel	0,063000	0,040000	0,007500	0,007500
C2.5X1.5X9/32	ACERO	Channel	0,062400	0,039500	0,007000	0,007000
C2X1X1/4	ACERO	Channel	0,050000	0,039000	0,006300	0,006300
C4X2X5/32	ACERO	Channel	0,120000	0,052000	0,010000	0,010000
C4X7.25	ACERO	Channel	0,101600	0,043713	0,007518	0,008153
C5 5/8 X 2 1/4 X 7/16	ACERO	Channel	0,142500	0,058000	0,011000	0,013000
C5.5X2X5/16	ACERO	Channel	0,140000	0,056000	0,008000	0,008000
DIAG 3	ACERO	Angle	0,050800	0,076200	0,004763	0,004763
I5X3	ACERO	I/Wide Flange	0,135000	0,080000	0,006000	0,006000
I12X15	ACERO	I/Wide Flange	0,318000	0,373000	0,017000	0,017000
L15/8X15/8X11/64	ACERO	Angle	0,041000	0,041000	0,004500	0,004500
L2.5X2.5X5/16	ACERO	Angle	0,063500	0,063500	0,007874	0,007874
L2X2X13/64	ACERO	Angle	0,050800	0,050800	0,004826	0,004826
L2X2X3/16	ACERO	Angle	0,050800	0,050800	0,004763	0,004763
L2X2X3/8	ACERO	Angle	0,050800	0,050800	0,009525	0,009525
L3.5X3.5X11/64	ACERO	Angle	0,089000	0,089000	0,004375	0,004375
L3X3X5/16	ACERO	Angle	0,076200	0,076200	0,007938	0,007938

L5X5	ACERO	Angle	0,127000	0,127000	0,006350	0,006350
L5X5X1/2	ACERO	Angle	0,127000	0,127000	0,012700	0,012700
L75X75X8.3	ACERO	Angle	0,075000	0,075000	0,008300	0,008300
LS5.5X5.5X31/64	ACERO	Angle	0,140000	0,140000	0,012400	0,012400
P10	ACERO	Pipe	0,273050			0,009271
P3	ACERO	Pipe	0,088900			0,005486
P5	ACERO	Pipe	0,141300			0,006553
P6	ACERO	Pipe	0,168275			0,007112
P8	ACERO	Pipe	0,219075			0,008179
PERNO 30mm	A992Fy50	Pipe	0,032400			0,016000
S15X50	ACERO	I/Wide Flange	0,381000	0,143256	0,015799	0,013970
TS10X4X1/4	ACERO	Box/Tube	0,254000	0,101600	0,006350	0,006350
TS15X3X1/4	ACERO	Box/Tube	0,380000	0,083000	0,006350	0,006350
TS2X2X3/16	ACERO	Box/Tube	0,050800	0,050800	0,004763	0,004763
TS3X2X3/16	ACERO	Box/Tube	0,076200	0,050800	0,004763	0,004763
TS3X3X1/4	ACERO	Box/Tube	0,076200	0,076200	0,006350	0,006350
TS3X3X3/16	ACERO	Box/Tube	0,076200	0,076200	0,004763	0,004763
TS3X3X5/16	ACERO	Box/Tube	0,076200	0,076200	0,007938	0,007938
TS4X3X1/4	ACERO	Box/Tube	0,100000	0,075000	0,006350	0,006350
TS53/4X2X1/4	ACERO	Box/Tube	0,150000	0,070000	0,006350	0,006350
TS5X2X1/4	ACERO	Box/Tube	0,127000	0,050800	0,006350	0,006350
TS5X2X3/16	ACERO	Box/Tube	0,126000	0,050000	0,005000	0,005000
TS6X2X1/4	ACERO	Box/Tube	0,150000	0,070000	0,006350	0,006350
TS6X2X3/16	ACERO	Box/Tube	0,152400	0,050800	0,004763	0,004763
TS6X3X3/16	ACERO	Box/Tube	0,152400	0,076200	0,004763	0,004763
TS6X3X5/16	ACERO	Box/Tube	0,152400	0,076200	0,007938	0,007938
TS6X6	ACERO	Box/Tube	0,159000	0,159000	0,006350	0,006350
W4X13	ACERO	I/Wide Flange	0,105664	0,103124	0,008763	0,007112
W6X9	ACERO	I/Wide Flange	0,149860	0,100076	0,005461	0,004318

En las *Figuras 2.8 y 2.9* se pueden apreciar una vista lateral y una vista trasera correspondiente a la parte inferior y superior de la torre respectivamente.

En las imágenes laterales y posteriores tomadas del modelo creado se puede observar la distribución y longitudes variables a grandes rasgos entre los elementos montantes y diagonales que conforman las dos partes por separado de la estructura.

El modelado de las condiciones de apoyo de la estructura y los vínculos entre los elementos es uno de los detalles más delicados a los que se le prestó especial atención en el momento de crear modelo, ya que estos representan la forma de conectar los elementos de una manera segura y que garanticen facilidad constructiva; las uniones soldadas son las más encontradas en este tipo de estructura debido a que este tipo de unión resiste mejor los esfuerzos a los que son solicitados los miembros de la estructura.

Las condiciones de apoyo modeladas fueron dadas de la forma más cercana a las condiciones reales apreciadas en las visitas realizadas a la torre.

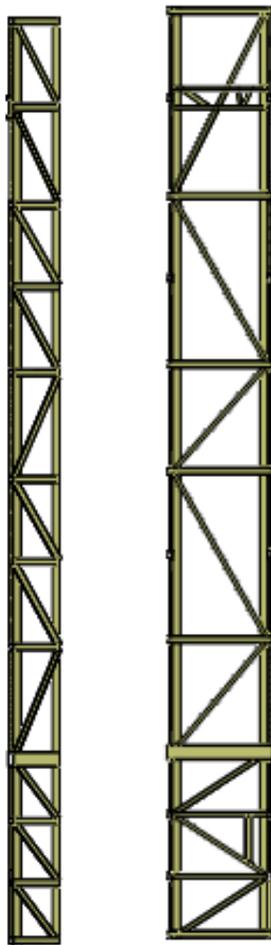


Figura 2.8 Vistas lateral y trasera de la parte inferior de la torre.

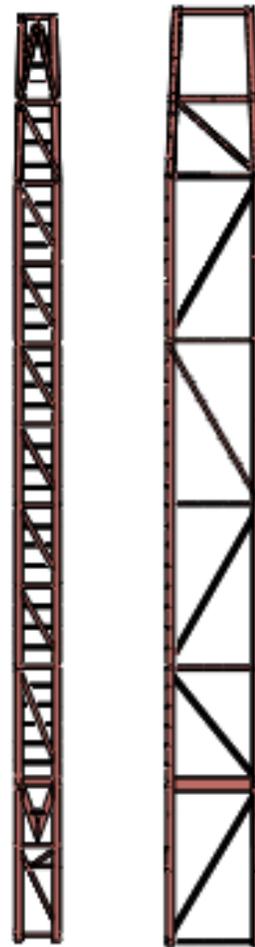


Figura 2.9 Vistas lateral y trasera de la parte superior de la torre.

2.1.1.1. Condiciones de apoyo estructura suelo

La estructura de la torre descansa sobre un conjunto de elementos denominado tijera y este a su vez sobre una base que está conformada por vigas y que descansa sobre el suelo, tanto la tijera como la base posee elementos de unión entre sí y al camión. Cualquiera de los seis grados de libertad en cualquiera de los nodos en la estructura de la base modelada pueden tener condiciones de soporte amortiguado traslacional o rotacional. Estas amortiguaciones elásticas conectan la estructura con el suelo. Los soportes amortiguados a lo largo de los grados de libertad restringidos no contribuyen a la rigidez de la estructura.

Para realizar la modelación de las condiciones de apoyo de la torre con el suelo se necesitó formular una hipótesis que permitiese considerar condiciones desfavorables del suelo (bajo coeficiente de balasto), con un valor de $2\ 500\text{kN/m}^3$. Este bajo valor se asumió en función de los suelos donde operan mayormente estos equipos que son en zonas costeras donde los suelos encontrados en estas áreas son arenosos, sedimentarios calizos y rocas calizas cavernosas.

Para la modelación de la interacción suelo estructura en base a la teoría de *Fuss-Winkler* se declaró en cada nodo de la base o plataforma de apoyo (*Figura 2.10*) un tipo de apoyo que funciona como un resorte, donde la rigidez del mismo fue calculada a partir de la expresión (3) del capítulo I, despejando se obtiene:

$$k_s = \frac{p}{y(z)} \quad (4)$$

Del despeje anterior podemos deducir que el valor de k_s puede expresarse también como 2500kN/m^3 .

A partir de la explicación anterior se deduce la ecuación para los puntos extremos de la base de apoyo de la estructura quedando de la siguiente forma:

$$K_v = k_s * b * \frac{y_1}{2} \quad (5)$$

Y para los puntos intermedios de la siguiente manera:

$$K_v = k_s * b * \frac{y_1 + y_2}{2} \quad (6)$$

donde:

k_s es el coeficiente de balasto que es 2 500 kN/m³.

K_v es la rigidez del suelo a los desplazamientos en la vertical.

b es el ancho de la base, 0.445m (es una constante en la ecuación)

y_z distancia entre nodos.

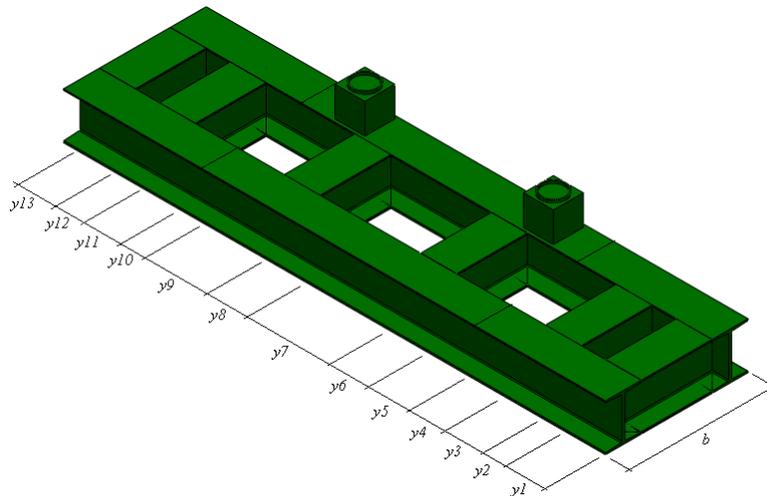


Figura 2.10 Base de la estructura modelada.

Para obtener una modelación aproximada al comportamiento real que existe en la interacción suelo-estructura, no solo se consideró una rigidez a los desplazamientos en la dirección vertical (Z), sino que también se tuvo en cuenta la rigidez a los desplazamientos en la horizontal (K_h) (X y Y):

siendo:

$$K_h = 0.5 * K_v \quad (7)$$

En la *Tabla 2.2* se muestran resultados los cálculos realizados para la obtención de los valores de K_v y K_h .

Tabla 2.2: Valores de K_v y K_h .

	Longitudes (m)	K_v (kN/m)	K_h (kN/m)
y1	0,2300	127.9375	63.9688
y2	0,3160	303.7125	151.8563
y3	0,1040	233.6250	116.8125
y4	0,3700	263.6625	131.8313
y5	0,5100	489.5000	244.7500
y6	0,1610	373.2438	186.6219
y7	1,1280	717.0063	358.5031
y8	0,1610	373.2438	186.6219
y9	0,5100	489.5000	244.7500
y10	0,3700	263.6625	131.8313
y11	0,1040	233.6250	116.8125
y12	0,3160	303.7125	151.8563
y 13	0,2300	127.9375	63.9688

En la *Figura 2.11* se puede apreciar la forma de colocar en el SolidWorks este tipo de apoyo elástico con los valores de K_v y K_h en la base modelada, específicamente en los nodos de los extremos.

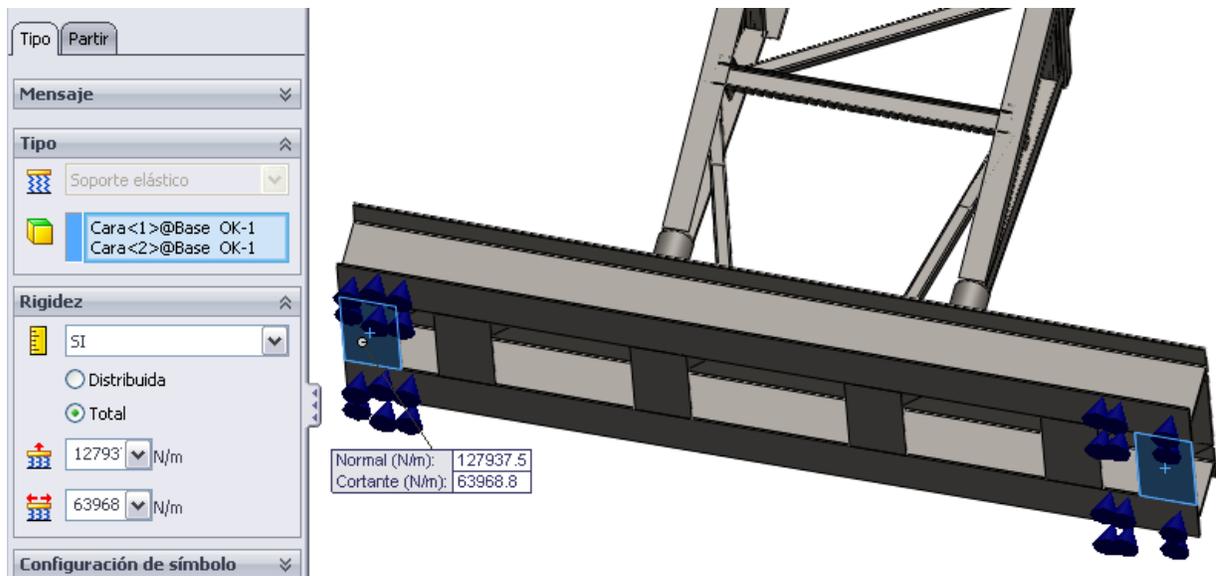


Figura 2.11 delación de las condiciones de apoyo de la base de la estructura.

2.1.1.2. Vínculos entre elementos

Las conexiones logradas entre los elementos de la torre no solo garantizan la estabilidad de esta, sino que también se encargan de transmitir las cargas y esfuerzos de otros elementos conectados hacia el suelo donde la estructura reposa.

Estructuralmente la torre se conforma por dos secciones, cada una de las cuales está formada a su vez por cuatro angulares que son los elementos principales de cada sección y a la vez son continuos en toda la longitud de la misma. Estos cuatro angulares se vinculan entre sí mediante elementos horizontales e inclinados. Todas las uniones de los elementos horizontales e inclinados se logran mediante soldaduras realizadas a filete (ver *Figura 2.12*). Por esta razón, para estos elementos el tipo de vínculos que se definió fue empotramiento, debido a que la soldadura restringe todos los grados de libertad de estos.



Figura 2.12 Soldadura realizada a filete

Otro tipo de conexión apreciada en la torre fueron conexiones logradas mediante pasadores. Este tipo de conexión se logró asignándole a elementos marco una liberación de momento en la dirección Z que en este *software* es la dirección 3 (Ver Figura 2.13), esta conexión es característica para las estructuras llamadas cunas, las cuales están fuera de la estructura de la torre y tienen la función de arriostrar y soportar las tuberías y las cabillas que se utilizan para alcanzar las profundidades donde ocurren los trabajos de mantenimiento, además del peso de un torrero.

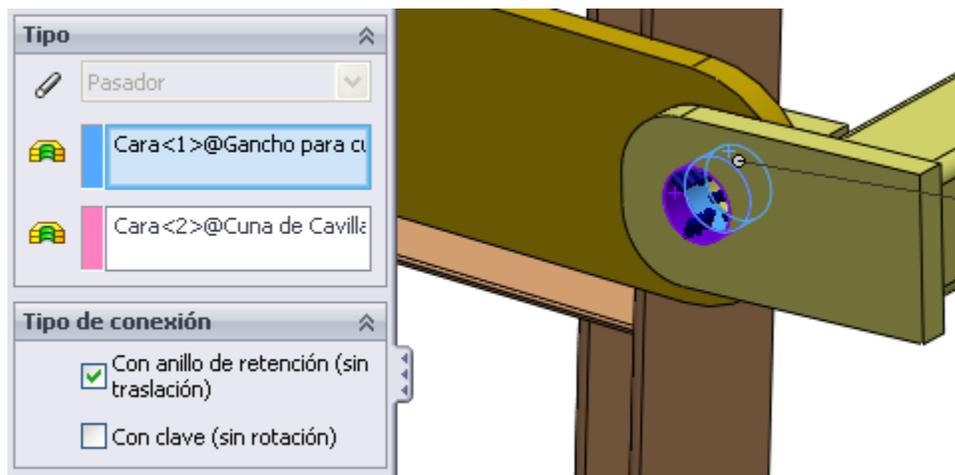


Figura 2.13 Articulación en las cunas

Una de las conexiones más importantes en esta estructura son las que conectan las dos partes de la torre. A inicios de la parte superior de la torre se encuentra un mecanismo de sustentación el cual abre y se apoya en el penúltimo marco de la parte inferior de la torre

cuando este mecanismo sobrepasa dicho marco. Esta unión se modeló primeramente definiendo este tipo de unión entre elementos como *unión rígida*, esta unión solo trabaja cuando se encuentra sometida a compresión. Esta unión de las dos torres se muestra en la Figura 2.14.

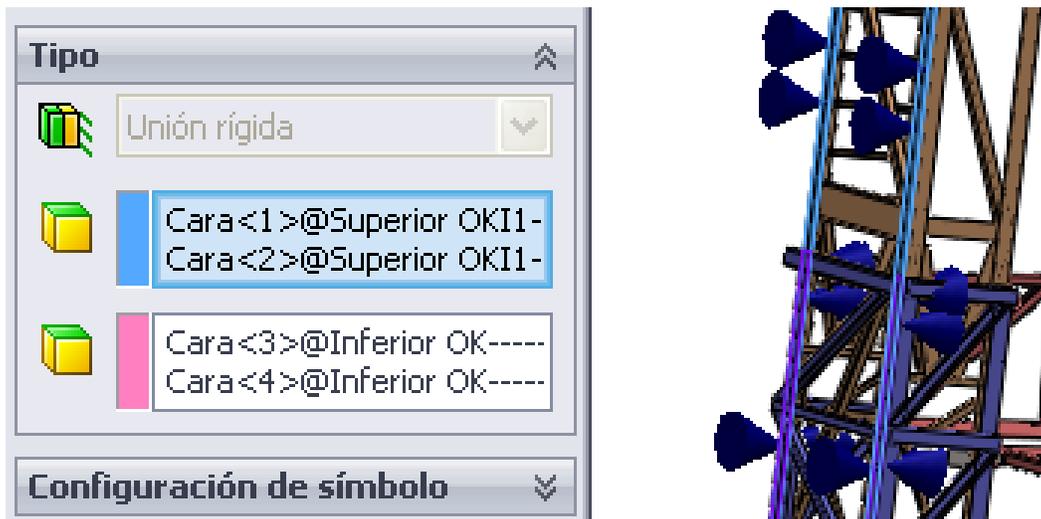


Figura 2.14 Vínculo entre las dos torres.

2.1.2. Modelación de la Torre: Invariante Cargas

2.1.2.1. Determinación de las cargas actuantes sobre la estructura

En las visitas realizadas a la empresa, se determinaron a través de entrevistas realizadas con los ingenieros y directivos a cargo de estas instalaciones, las distintas cargas actuantes a las que se encuentra sometida la estructura y los valores de estas cuando la torre se encuentra realizando labores de mantenimiento en la empresa. Los valores de estas solicitaciones se muestran a continuación:

- a) Capacidad de carga máxima del gancho: 800 a 900 kN.
- b) Peso del *block*, adicional a esto: 50 kN.

- c) Peso de Escaleras, Mangueras y tuberías hidráulicas, gato hidráulico para el telescopio, cuello de ganso, etc. que pueden suponerse distribuidas e iguales en magnitud a 20 kN.
- d) Peso de la Cuna de los Tubos: 4 kN.
- e) Peso de la Cuna de las Cabillas: 2 kN.
- f) Peso de los tubos en la primera cuna: 578,52 kN. Peso de las cabillas en la segunda cuna de 95,82 kN.

Las cargas anteriormente mencionadas fueron asignadas en los miembros de la estructura de acuerdo con lo tratado con los ingenieros en las visitas a la empresa.

2.1.2.2. Determinación de la carga de Viento

La empresa EMPERCAP solicitó que se considerara en el análisis la carga de viento no extremo. La carga de viento extremo no es considerada en el análisis debido a que estos equipos son de mantenimiento, de fácil desmontaje y no operan cuando existen vientos extremos. Sin embargo, cuando se encuentran brindando servicio tienen una alta posibilidad de sufrir los embates de viento no extremo debido a que estas instalaciones trabajan por lo general en las cercanías de la costa, donde la hay fuertes ráfagas de viento. Para los cálculos de las cargas de viento se utilizó la *NC-258 del 2003*. [15]

Para esta estructura solamente se tendrá en cuenta a la hora de efectuar los cálculos de viento no extremo el coeficiente de forma (C_f).

Debido a que la estructura analizada se corresponde con el Caso 4 de la referida norma en el cual se determina el valor del coeficiente de forma para cerchas espaciales y torres de celosía mediante la expresión:

$$C_{fE} = C_f(1 + N) \quad (8)$$

donde:

C_f : Coeficiente determinado según los datos del Caso 2 de la tabla 11.

N : Coeficiente determinado según el Caso 3 de la tabla 11.

Caso 2: El coeficiente de forma para una cercha plana se determina de la siguiente forma:

$$C_f = \frac{\sum C_{fl} * a_i}{A} \quad (9)$$

donde:

a_i Área de proyección del elemento de la cercha sobre su plano (m^2)

C_{fl} Coeficiente de forma del elemento de la cercha, según los datos de la *Tabla 10* y 11. Que aparecen en esta norma.

A Área bruta de la cercha, calculada según el perímetro exterior, $A=L*h$ (m^2). (*Figura 2.15*)

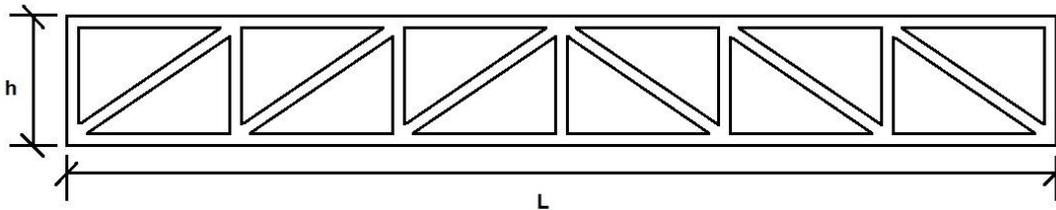


Figura. 2. 15 Dimensiones para el cálculo del área bruta de la cercha.

Aplicando esta expresión a la estructura, se obtuvo lo siguiente:

$$C_f = \frac{\sum C_{fl} a_i}{A} = \frac{13.97}{12.82} = 1.09$$

Caso 3: cuando existen varias cerchas paralelas, la primera se calcula según se mostró anteriormente en el Caso 2, pero a partir de la segunda y todas las demás si son de perfiles o de tubos con $R_E \leq 4 * 10^5$ se usará el coeficiente de forma afectado por el coeficiente de reducción N el cual se determina en función de $\frac{\sum a_i}{A}$ y $\frac{b}{h}$ de la *Tabla 2.3*:

Tabla 2.3: Coeficiente N

$\frac{b}{h}$	$\frac{\sum a_i}{A}$					
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1.6 y más
1/2	0.93	0.75	0.56	0.38	0.19	0
1	0.99	0.81	0.65	0.48	0.32	0.15
2	1	0.87	0.73	0.59	0.44	0.30
4	1	0.90	0.78	0.65	0.52	0.40
6	1	0.93	0.83	0.72	0.61	0.50

donde:

B: separación entre cerchas en metros.

Para $\frac{\sum a_i}{A} = 1.09$ y $\frac{b}{h} = 1.875$ se obtuvo $N=0.28$ por lo que aplicando la expresión de cálculo

del Caso 4 se determina finalmente el coeficiente de forma:

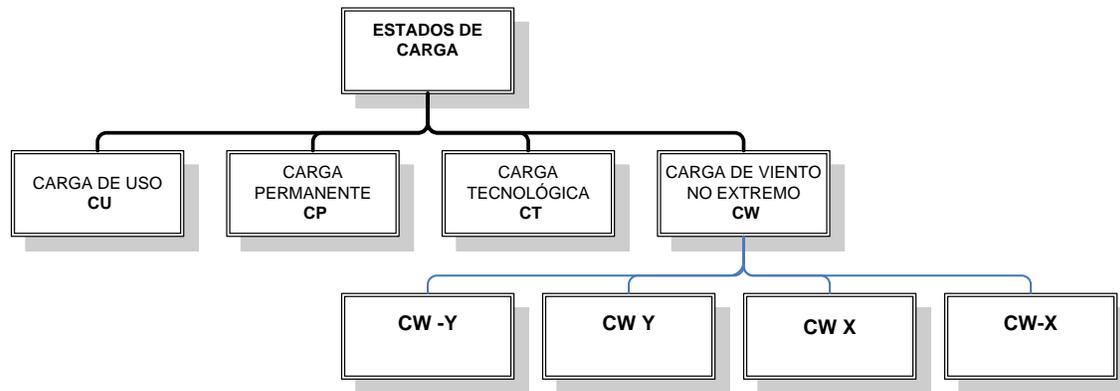
$$C_{fE} = C_f(1 + N) = 1.09(1.28) = 1.395$$

Entonces la presión del viento sobre la torre será de:

$$q = 0.5 * C_{fE} = 0.697 \text{ kN/m}^2$$

2.1.2.3. Estados de cargas asignadas al modelo

La introducción en el modelo de los varios estados de carga que presenta la estructura se realizó atendiendo a una caracterización de los valores de las cargas actuantes. Se crearon los siguientes estados de carga:



El desglose del estado de carga de viento no extremo en estos otros cuatro estados se hizo con el fin de obtener un análisis más detallado de las posibles solicitaciones y esfuerzos de los elementos componentes de la estructura, ante la impredecible dirección de los vientos.

2.1.2.4. Asignación de cargas al modelo

La distribución de las cargas en la estructura se asignó de la siguiente manera:

- 950 kN perteneciente a la capacidad máxima del block y el peso de este, ubicado en el punto determinado de la corona por donde baja el block. Esta carga se encuentra desplazada 10 cm en **Y** y 3 cm en **X** del centro superior de la torre (ver *Figura 2.16*)
- $0,1746 \text{ kN/m}$ correspondiente al peso escaleras, mangueras, tuberías hidráulicas, gato hidráulico para el telescopio, cuello de ganso y otros. Distribuidos uniformemente en cada pata de la torre.
- 0.15 kN/m componente vertical actuante sobre la primera cuna de la torre. Debido a que los tubos se apoyan en el suelo con un cierto ángulo de inclinación no se tomó el 100% del peso de estos. Ver *Figura 2.18*.

- 45 kN/m del peso de las cabillas de la segunda cuna, a esta segunda cuna se le considero el 100% de las cargas actuantes, debido a que estas cuelgan de esta cuna. Ver *Figura 2.17*.
- De la presión de viento no extremo obtenida anteriormente de 0.697 kN/m^2 para colocarla distribuida lo largo de los elementos estructurares se multiplicó la presión obtenida por una media de los anchos de los elementos de 0.0762 m obteniendo como resultado 0.053 kN/m en todos los elementos de la torre.
- $0,84 \text{ kN/m}$ del peso distribuido del torrero en la segunda cuna, tomado como 0.8 kN/m^2 .

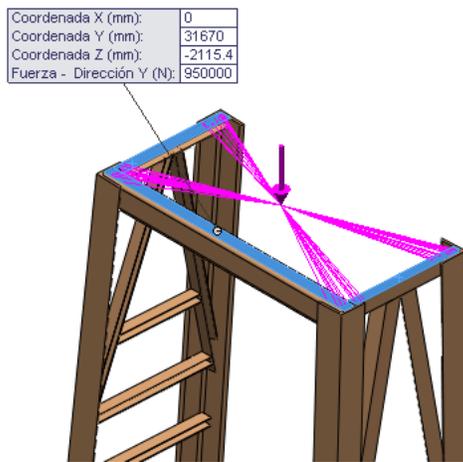


Figura 2.16 Punto de aplicación de la carga de 950kN.

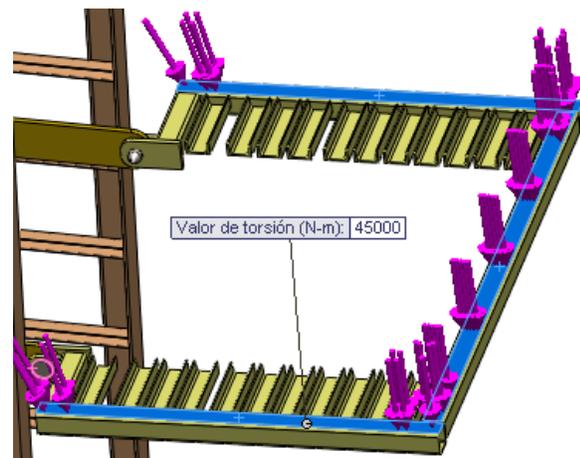


Figura 2.17 Aplicación de carga tecnológica en la segunda cuna.

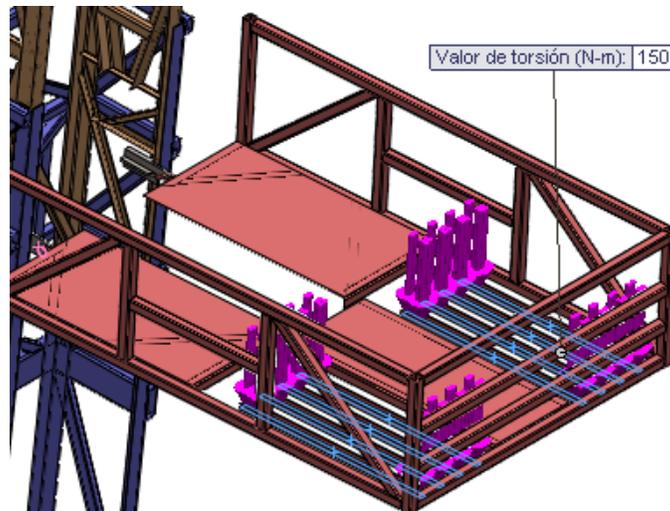


Figura 2.18 Aplicación de la carga tecnológica en la primera cuna

2.1.3. Modelación de la Torre: Invariante Material

Los aceros utilizados en la fabricación de la estructura de las torres de los equipos de intervención de los pozos de petróleo, generalmente son aceros al carbono de calidad, es decir, con contenido de azufre y fósforo menor de 0,025%. El exceso de estos elementos químicos da lugar a la formación de *inclusiones no metálicas* (INM), las cuales son perjudiciales en los aceros.[4]

Para identificar el tipo de acero usado en la estructura de la torre se tomaron dos muestras a dos elementos estructurales, una a los angulares que actúan como columnas y otra a uno de los elementos diagonales. Estas muestras tomadas se sometieron a varios métodos de investigación como la determinación de la composición química, análisis metalográfico y determinación de la dureza.

La tarea de determinar las características del material fue llevada a cabo por el Centro de Investigaciones de Soldaduras, perteneciente a la Facultad de Ingeniería Mecánica de la Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas.

La determinación de la composición química se realizó mediante el método de análisis espectral de emisión atómica y el elemento carbono se corroboró mediante la utilización del *software Image J*. En la *Tabla 2.4* se muestra la composición de ambas muestras.

Tabla 2.4: Composición química de las muestras analizadas

Muestra de Acero	Composición química, % en peso.					
	%C	%Cr	%Mn	%Si	%P	%S
M1	0,28	0,3	0,7	0,2	≤ 0,04	≤ 0,05
M2	0,30	0,25	0,7	0,1	≤ 0,04	≤ 0,05

El objetivo del análisis metalográfico es la obtención de información del material por medio de la microestructura (*Figuras 2.19 y 2.20*). Para la realización del análisis metalográfico del acero analizado, las probetas fueron preparadas según el procedimiento establecido y atacadas con Natal al 3 %.

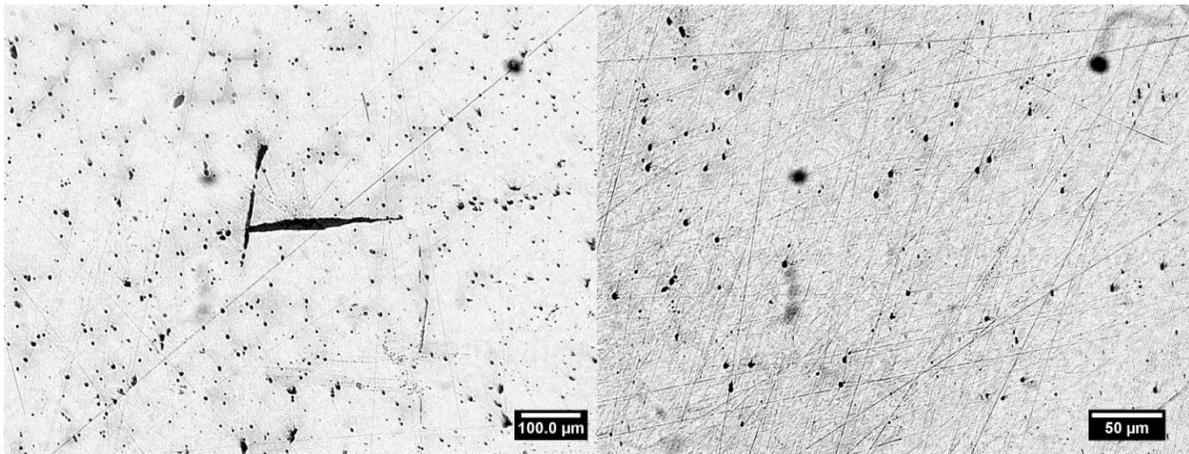


Figura 2.19 Microestructura de la probeta M1 a X100. Figura 2.20 Microestructura de la probeta M2 a X250

La dureza se determinó con un durómetro *Vickers* de marca *Heckert* del año 1989 de fabricación alemana. En la *Tabla 2.5* aparecen los valores de dureza obtenidos.

Tabla 2.5: Valores de dureza

Mediciones Probeta M1	Dureza (HV)	Mediciones Probeta M2	Dureza(HV)
1	175	1	177
2	170	2	176
3	177	3	175
Promedio	174		176

Los análisis realizados a las muestras arrojaron las siguientes conclusiones:

- a) Las probetas del acero analizado no poseen tratamiento térmico, su microestructura es ferrito-perlítica, con un valor de dureza promedio de 175 HB.
- b) El acero analizado posee inclusiones no metálicas alargadas, pero las mismas no son peligrosas, si están en el sentido longitudinal del laminado.
- c) El acero analizado puede ser homologado con un *AISI 1030* en estado de “*as rolled*” con resistencia a la rotura del orden de *550 MPa* y límite de fluencia de *350 MPa*.

Con esta última conclusión se puede definir el material del modelo a simular.

2.1.4. Modelación de los cables de estabilización de la torre de intervención

Los cables de acero presentes en la torre de intervención se encuentran principalmente para ofrecer estabilidad a la torre ante los vientos no extremos a los cuales esta estructura se enfrenta frecuentemente.

Debido a que el elemento cable no se encuentra como tal en el *software* empleado, es necesario modelarlo como un elemento de sección circular con el diámetro que realmente posee el cable, es decir, 15,65mm y la correspondiente longitud en dependencia de la posición del cable. Para ello partimos de un croquis que contiene el perfil circular y una línea que representa la trayectoria del cable, luego, con la ayuda de la herramienta *Saliente/Base barrido* se le proporciona de volumen a dicho cable. Todo lo antes mencionado se representa claramente en la *Figura 2.21*.

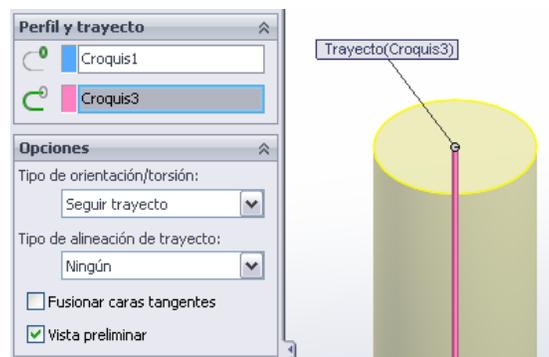


Figura 2.21. Uso de la herramienta Saliente/Base barrido en la realización del elemento cable.

Después se le otorgan las propiedades al cable (*Tabla 2.6*), permitiendo representar el comportamiento de un cable delgado bajo su propio peso, temperatura y tensión. En el momento de modelarlo no se le aplicó tensión alguna, ni deformación en toda su longitud debido a que estos datos no fueron proporcionados por los especialistas de la empresa.

Tabla 2.6 Propiedades de Cable

Material	Diámetro (m)	Área (m ²)	I (m ⁴)	AS (m ²)	Peso Total (KN)
Acero	0.01565	0.000192	2.945E-09	0.000173	6.516

Los puntos de fijación al suelo de los cables A, B y D se colocaron a 30m en cada dirección como se muestra en la *Figura 2.22*

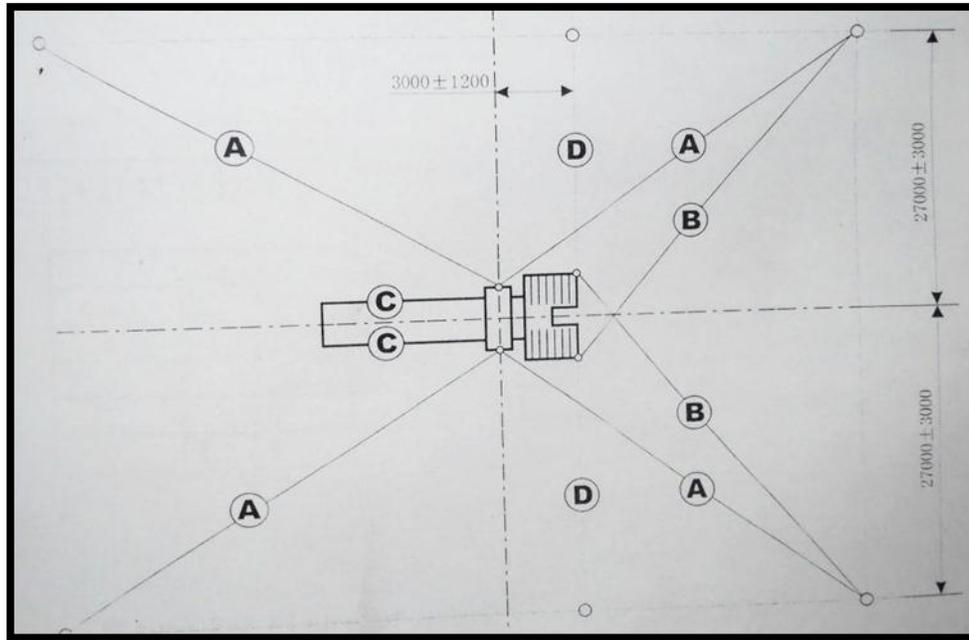


Figura 2.22 Vista en planta de la distribución de las fijaciones de los cables

Los cables A y C se fijan desde la corona en el punto más alto de la torre, mientras que los cables B y D se fijan desde las esquinas externas de la primera cuna, ver *Figura 2.23*.

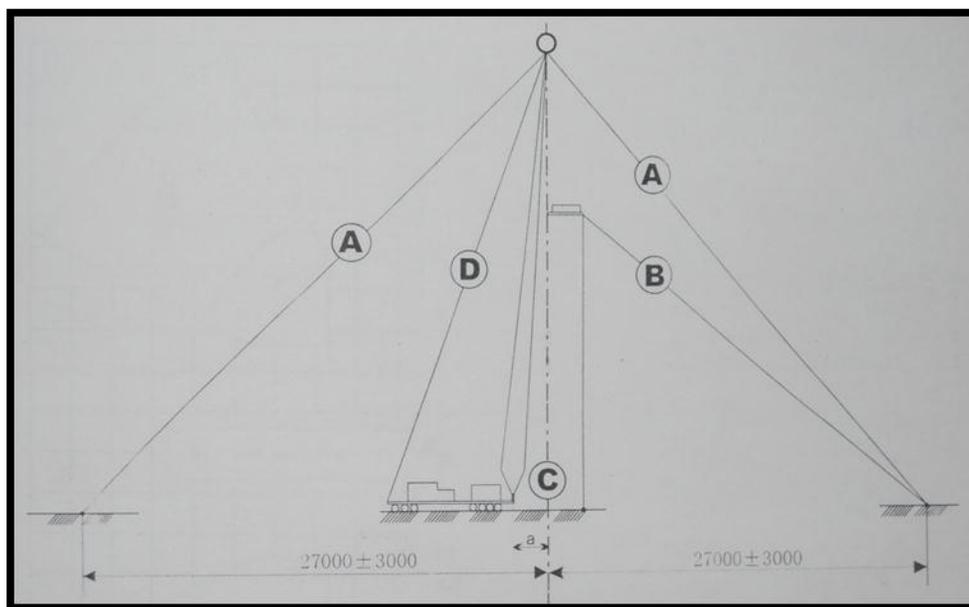


Figura 2.23. Vista lateral de la distribución de las fijaciones de los cables

Las condiciones de restricción de los nodos de fijación de los cables a tierra se determinaron como empotramiento ya que estos se unen a un peso muerto de 3.5 kN de tres metros de longitud.

2.2. Dificultades presentadas en la simulación del modelo completo

Al realizar la simulación se presentaron una serie de dificultades que limitaron la obtención de resultados a partir del modelo completo. Este modelo es de grandes dimensiones con gran número de nodos y elementos que hacen que el mismo sea muy parecido a la torre real, como se muestra en la *figura 2.24*. Se empleó la PC (*personal computer*) más potente del laboratorio de la Tarea Triunfo, y aun así no se logró su ejecución.



Figura 2.24. Modelo de elementos finitos y torre real.

Por esta causa se hizo necesario la simplificación del modelo para su simulación, lo cual se mostrará en capítulo III. Por lo que el modelo completo queda como un resultado de

este trabajo y propuesta para su simulación en un PC de mayor capacidad. El modelo completo se muestra en la *figura 2.25*.

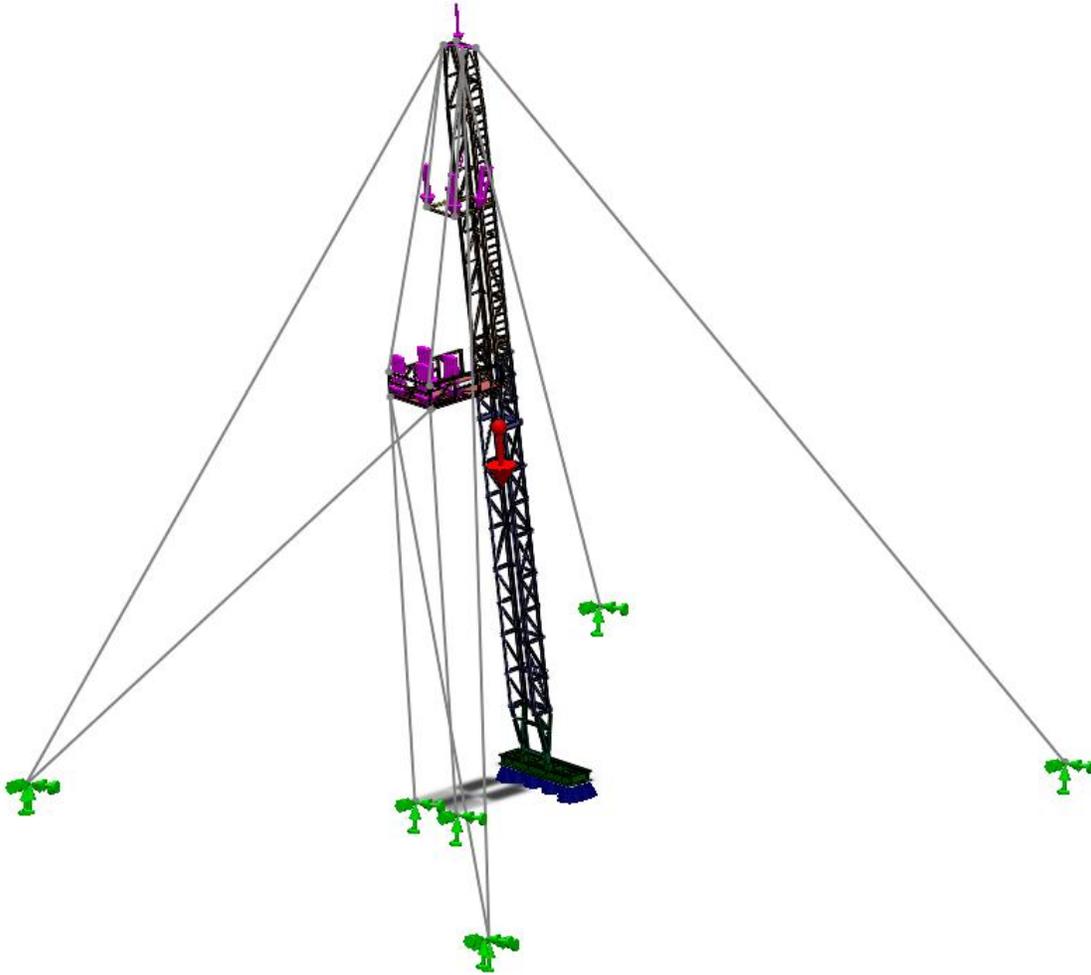


Figura 2.25. Modelo completo

Conclusiones parciales del capítulo

1. Las secciones de los perfiles que componen la estructura real son elementos cuyas secciones son similares a los encontrados en el *Manual LRFD* a pesar de que la torre fue manufacturada en China.
2. La torre presenta una conformación de estructura del tipo de celosía, pero no es simétrica por lo que la distribución de las cargas y los esfuerzos a los que están sometidos los elementos soportantes de la estructura no deben ser uniformes, presentando además gran diversidad de elementos de varias tipos de secciones.
3. En el cálculo de la carga de viento se consideró el viento como no extremo empleando la *NC-285 del 2003* por lo que se tuvo en cuenta solo el coeficiente de forma.
4. El acero presente en los elementos estructurales puede catalogarse como un *AISI 1030* en estado de “*as rolled*”, con resistencia a la rotura del orden de 550 MPa y límite de fluencia de 350 MPa.
5. Los cables presentes en la estructura fueron modelados sin imponerle tensión ni deformación alguna.
6. La simulación al presentar dificultades y no poder llevarse a cabo, se vio la necesidad de hacer una simplificación del modelo para poder obtener los resultados expuestos en el capítulo III.

CAPÍTULO III

RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN DE LA TORRE INTERVENCIÓN

CAPÍTULO III: RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN DE LA TORRE INTERVENCIÓN

Introducción.

En este capítulo se expondrán los resultados obtenidos de la simulación numérica de un modelo simplificado de la torre mástil del equipo de intervención de pozos de petróleo *Workover Rig XJ 350* con el empleo del *software ANSYS Workbench 14.0*. Para ello se tuvo en cuenta el comportamiento de la estructura ante las cargas actuantes, las cuales representan las cargas máximas de operación de la torre. Mediante la exposición de los resultados obtenidos se valora el efecto de las cargas sobre el elemento deformado en el apoyo de la armadura de la torre. Además se realiza la validación de la malla para variable “Tensiones von Mises” con el objetivo de conocer la influencia que pudiera tener el tamaño de la malla en los resultados.

3.1. Simplificación del modelo completo de la torre de intervención

Como fue explicado en el capítulo anterior, debido a la capacidad del *hardware* con que cuenta en la Facultad de Ingeniería Mecánica de la UCLV no se pudo realizar la simulación del modelo completo elaborado en *SolidWorks 2012*. Se hace necesario entonces realizar una simplificación del modelo, para lo cual se retiró la parte superior de la torre, así como las cunas de las cabillas y de los tubos. El elemento deformado (de interés para el análisis) se localiza en la parte inferior de la torre. Por lo que la simplificación no limitará el análisis de este elemento.

3.1.1. Simplificación de las cargas.

Teniendo en cuenta las cargas que afectan directamente a las secciones retiradas del modelo y que ellas también afectan las partes restantes, es preciso descomponer cada

carga dada en una fuerza aplicada en el punto O deseado y un par de fuerzas. Esto es posible debido al *principio de transmisibilidad* de la Mecánica el cual plantea: ***cualquier fuerza F que actúe sobre un cuerpo rígido puede desplazarse a un punto arbitrario O , si se agrega un par, de momento igual al momento de F con respecto a O .***[1]. Como resultado de esta transformación, se aplica ahora una fuerza F , resultante de la sumatoria de todas las fuerza; y las otras dos fuerzas forman un par de momento M , resultante de la sumatoria de todos los momentos a trasladar. Todo lo antes expuesto se denomina como un *sistema fuerza-par*. Ver las *figuras 3.1 y 3.2*; además de las *figuras 3.3* que muestra la aplicación de las cargas y los momentos al modelo.

Para el cálculo de la fuerza y el momento a aplicar se usaron las expresiones siguientes:

$$F = C1 + C2 + C3 + P \quad (10)$$

donde:

F es la sumatoria de las cargas.

$C1$ es el peso del *block* que es 50 kN, adicionado a las cargas máximas de trabajo que son 900 kN, lo que equivale a 950kN.

$C2$ es el peso de la cuna de los tubos que es 4 kN, más la carga ejercida por los tubos que es 1 kN, dando un total de 5 kN.

$C3$ es el peso de la cuna de las cabillas que es 2 kN, más la carga ejercida por las cabillas que es 95,82 kN, lo que da un total de 97.82 kN.

P es el peso de la parte superior de la torre con todos sus aditamentos ubicado en el centro de gravedad, que es 70 kN.

El momento de cada fuerza con respecto a O se calcula por la siguiente expresión:

$$M_o = r * C \quad (11)$$

donde:

M_o es el momento formado por el par de fuerzas en el punto O .

r es el vector posición.

C es la carga que actúa sobre el cuerpo rígido.

$$M = M_{o1} + M_{o2} + M_{o3} \quad (12)$$

donde:

M es la suma de todos los momentos.

M_{o1} , M_{o2} y M_{o3} son los momentos calculados para el punto O .

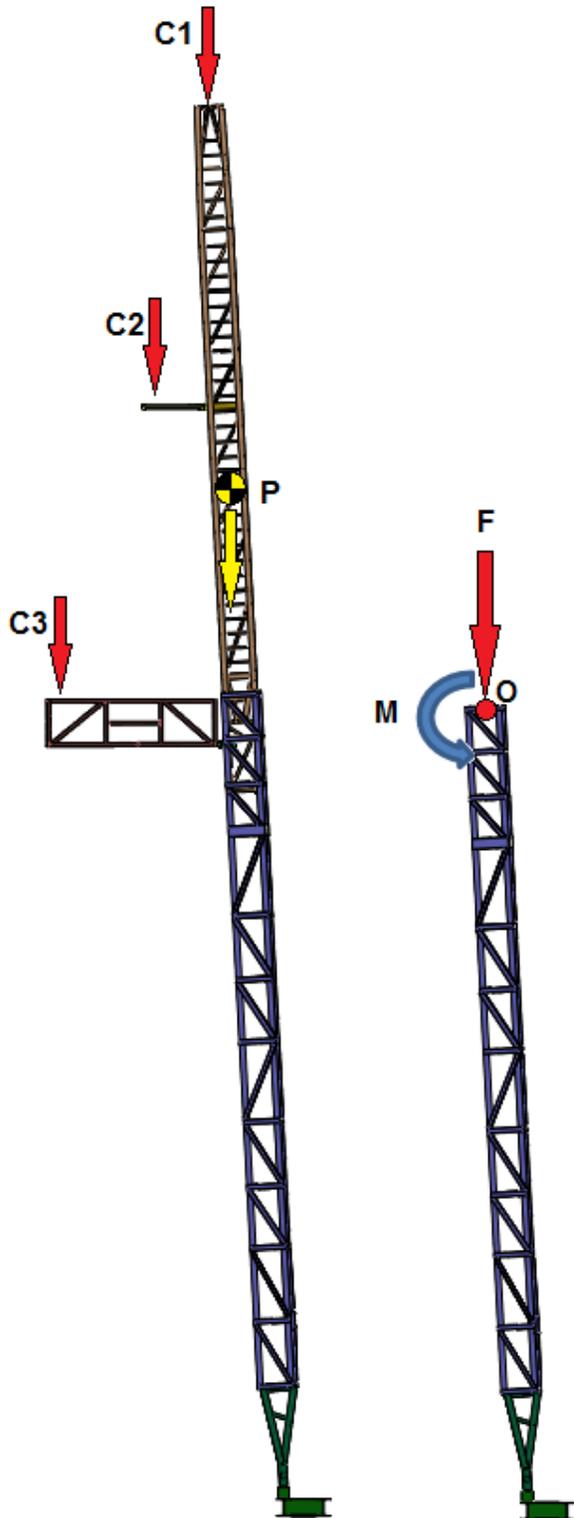


Figura 3.1. Modelo a simplificar.

Calculo de la fuerza y el momento para el punto O :

$$F = C1 + C2 + C3 + P$$

$$F = 950 + 5 + 97.82 + 70$$

$$F = 1122.82 \text{ kN}$$

$$Mo1 = r1 * C1$$

$$Mo1 = 0,69 * 950$$

$$Mo1 = 655,5 \text{ kN * m}$$

$$Mo2 = r2 * C2$$

$$Mo2 = 1,3 * 5$$

$$Mo2 = 6,5 \text{ kN * m}$$

$$Mo3 = r3 * C3$$

$$Mo3 = 3,5 * 97,82$$

$$Mo3 = 342,37 \text{ kN * m}$$

$$M = Mo1 + Mo2 + Mo3$$

$$M = 655,5 + 6,5 + 342,37$$

$$M = 1004,37 \text{ kN * m}$$



Figura 3.2. Modelo simplificado.

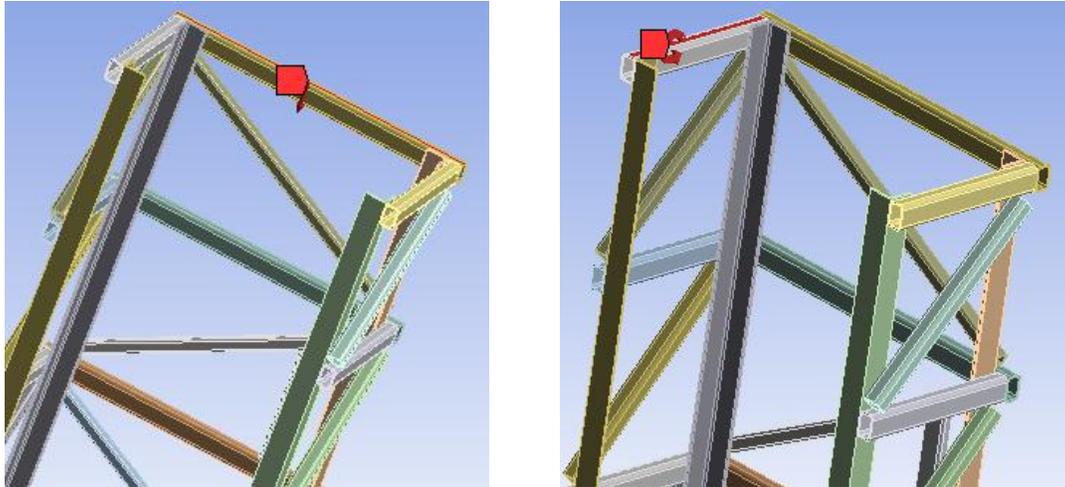


Figura 3.3. Aplicación de las cargas y los momentos.

Otra simplificación realizada al modelo completo fue la modificación de los apoyos elásticos de la base. Basados en la idea de ganar rapidez en la simulación numérica y teniendo en cuenta que el área de la base de apoyo es suficientemente grande lo que hace que haya una menor presión por centímetro cuadrado del suelo, se colocaron apoyos fijos en la superficie inferior de la base. Se mantiene la fijación al camión. En las *figuras 3.4 y 3.5* se muestran la colocación de los apoyos del modelo simplificado.

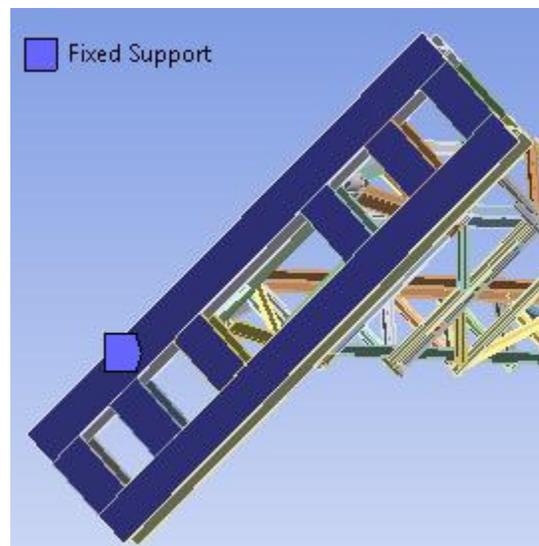


Figura 3.4. Aplicación de las restricciones en la base.

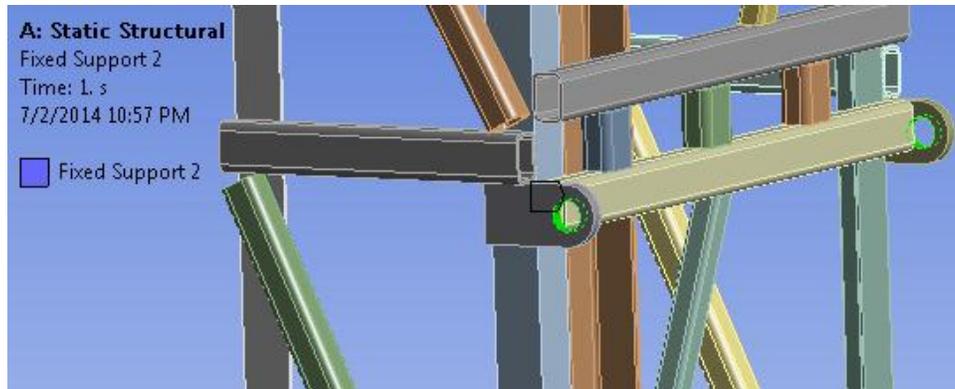


Figura 3.5. Aplicación de la fijación con el camión.

3.1.2. Softwares empleados

Las simplificaciones del modelo y las simulaciones del mismo se llevaron a cabo en *Autodesk Professional Inventor 2014* para el modelado y *ANSYS Workbench 14.0* para su simulación.

Autodesk Inventor es un paquete de modelado paramétrico de sólidos en 3D producido por la empresa de software Autodesk. Compite con otros programas de diseño asistido por computadora (CAD) como SolidWorks, Pro/ENGINEER, CATIA y Solid Edge. Este *software* permite la creación de ensamblajes muy grandes y complejos, especialmente porque los sistemas de piezas pueden ser puestos juntos antes de que se ensamblen en el ensamblaje principal; algunos proyectos pueden tener muchos sub-ensamblajes parciales.

ANSYS es un software de simulación para predecir cómo funcionará y reaccionará determinado producto bajo un entorno real. Además es un software de simulación ingenieril que está desarrollado para funcionar bajo la teoría de elementos finitos tanto para estructuras y volúmenes finitos como para fluidos.

3.2. Análisis de los resultados

Tensiones Von-Mises

La distribución de las tensiones en el modelo mostrado en la *figura 3.6* revela una alta concentración de tensiones en las vigas ubicadas en el extremo superior del modelo debido a que en dichas zonas se encuentra el sistema fuerza-par antes descrito. Las tensiones surgidas no representan peligro para la estructura ya que el valor máximo obtenido es de 208.44 MPa y el límite de fluencia del material es de 350 MPa, por lo tanto no ocurren fallas de resistencia.

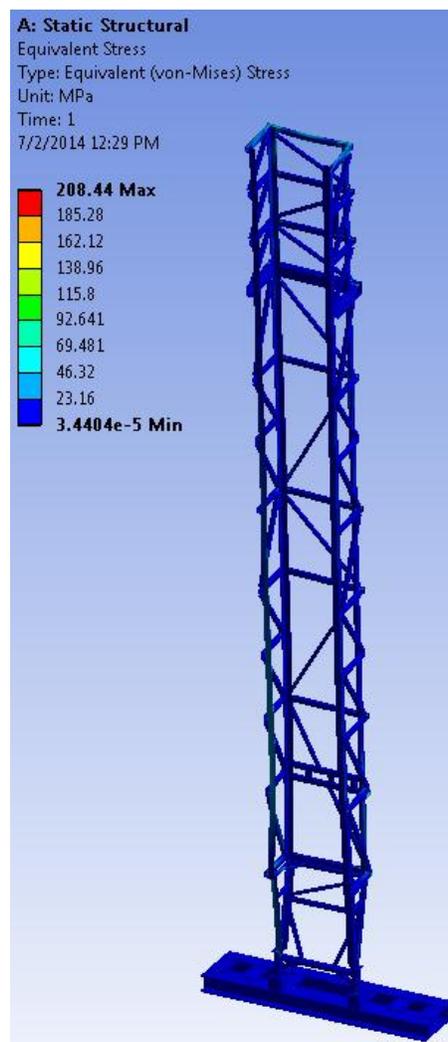


Figura 3.6. Tensiones Von-Mises.

Deformaciones elásticas equivalente

Los resultados obtenidos en las deformaciones elásticas equivalente confirman que el comportamiento de la torre es adecuado para este tipo de estructura y cargas de trabajo, ya que los valores son relativamente bajos. Esto se puede apreciar con claridad en la *figura 3.7*.

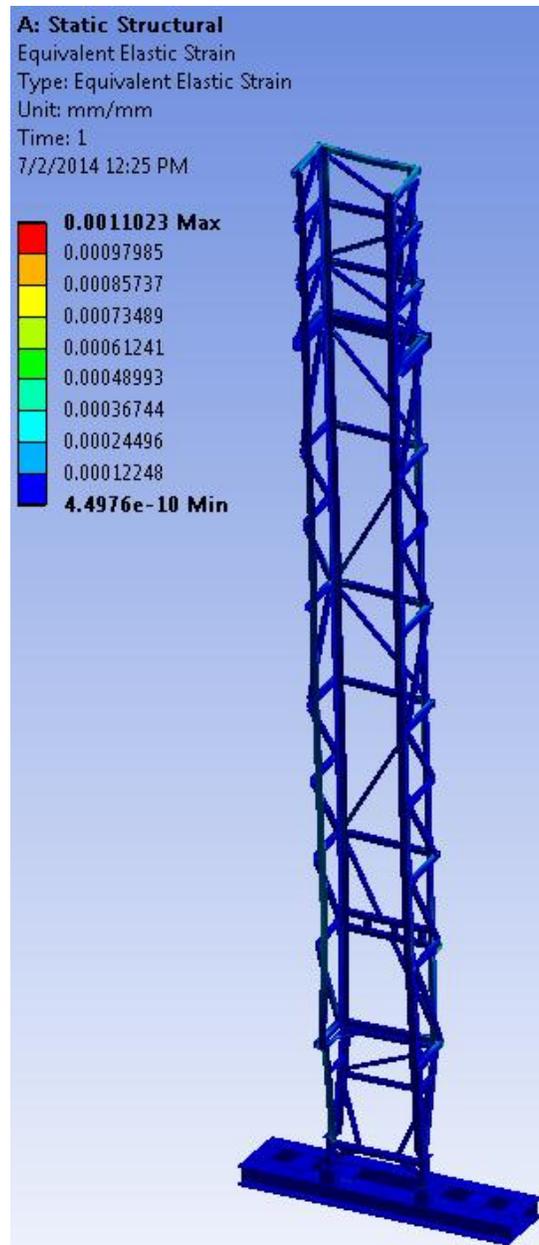


Figura 3.7. Deformaciones elásticas equivalentes.

Desplazamientos resultantes

Como se puede apreciar en la *figura 3.8* los desplazamientos se comportan de forma aceptable (2.37 cm) si se tiene en cuenta que se trata de una estructura del tipo celosía de más de 15 metros de altura, 1.63m de ancho y 1.03m de altura, que soporta cargas de más de 100 toneladas métricas.



Figura 3.8. Deformaciones totales.

Factor de seguridad

El factor de seguridad alcanza un valor adecuado (1.19) (*figura 3.9*). Se recomienda chequear periódicamente las vigas donde se encuentran estos mínimos del factor de seguridad con el fin de evitar futuros accidentes.

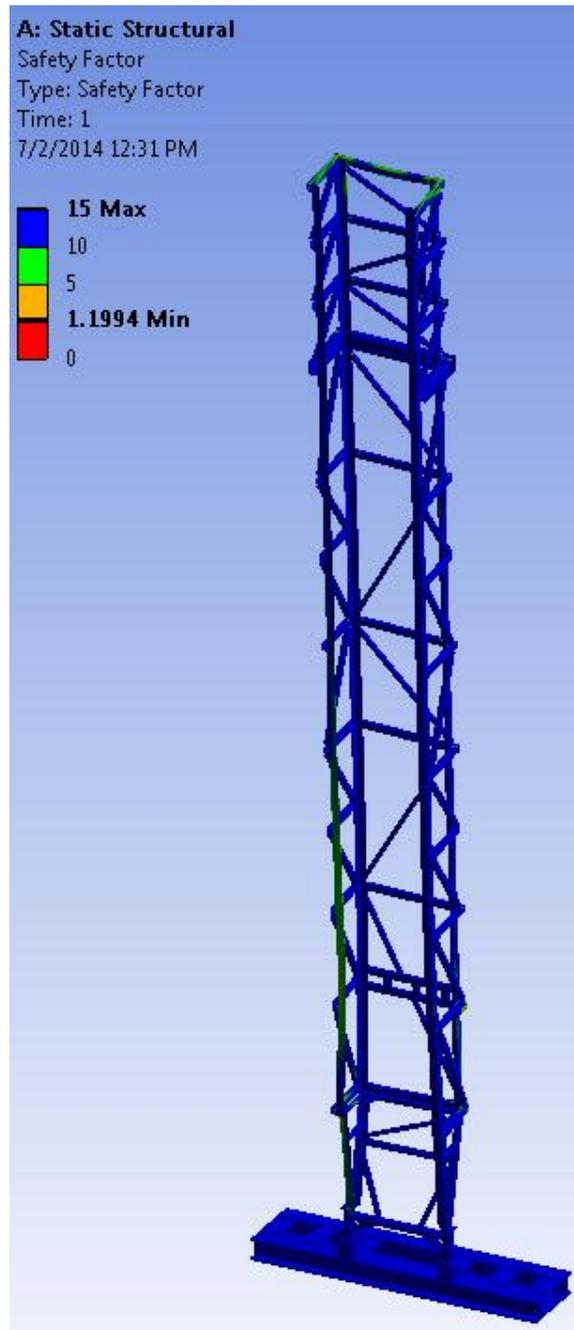


Figura 3.9. Factor de seguridad.

3.3. Análisis del comportamiento del elemento deformado

Tensiones Von-Mises

Las tensiones Von-Mises en el elemento deformado, como se puede observar en la *figura 3.10*, son bajas (18.911 MPa), por lo que no representa peligro alguno, desde el punto de vista de la resistencia para el elemento deformado. Como consecuencia la estructura puede trabajar a las cargas máximas de operación.

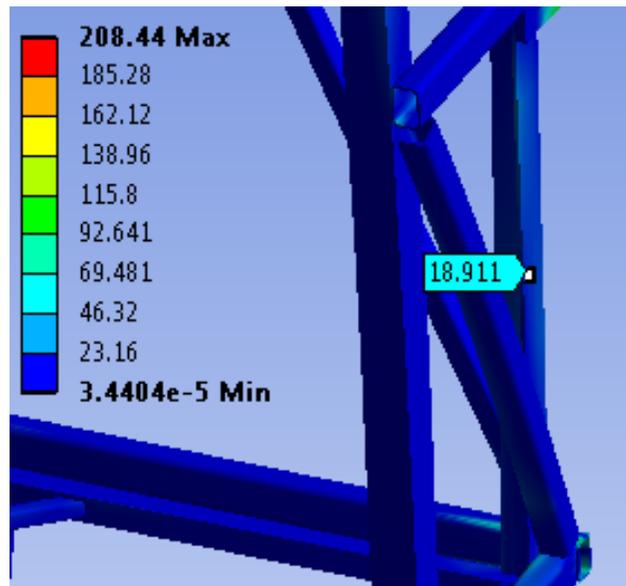


Figura 3.10. Tensiones Von-Mises en el elemento deformado.

Deformaciones

Como se muestra en la *figura 3.11*, las deformaciones presentes en el elemento deformado tienen el mismo comportamiento que el resto de la estructura, es decir, que no aumentan en dicho lugar debido a la pequeña variación de la geometría de este elemento.

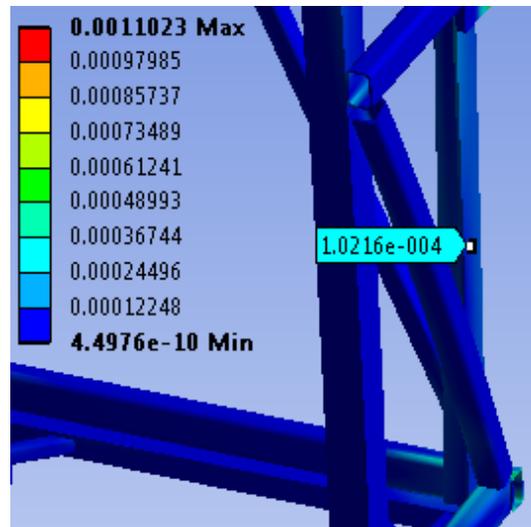


Figura 3.11. Deformaciones en el elemento deformado.

Desplazamientos resultantes

Debido a que por encima y relativamente cerca de la zona donde está ubicado el elemento deformado se encuentra la fijación al camión, los valores de desplazamiento son muy bajos (0.9261 mm), lo cual se traduce en que no habrán problemas de rigidez posterior.

Ver figura 3.12.

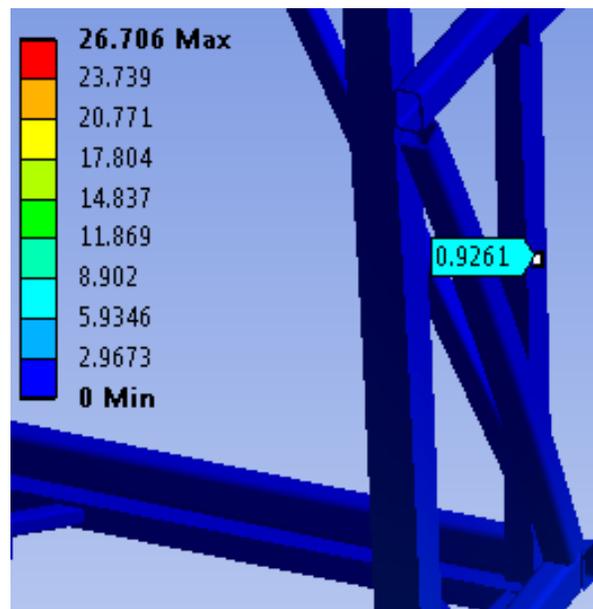


Figura 3.12. Desplazamientos resultantes en el elemento deformado.

Factor de seguridad

El factor de seguridad en esta sección de la torre es muy elevado lo que garantiza un alto grado de confiabilidad. Observe la *figura 3.13*.

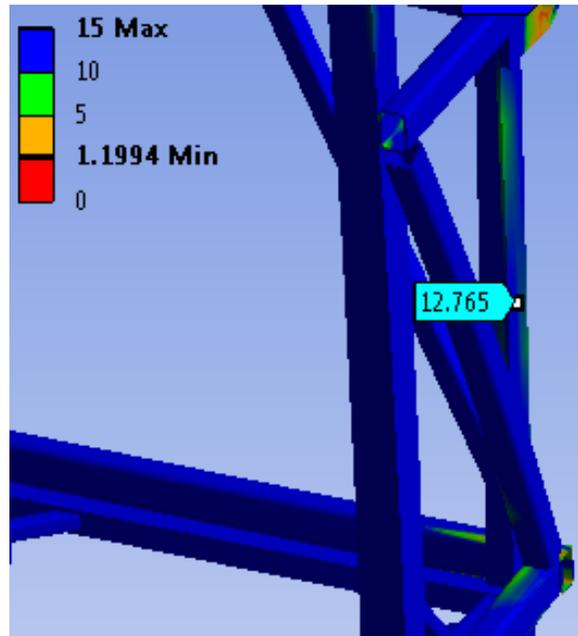


Figura 3.13. Factor de seguridad en el elemento deformado.

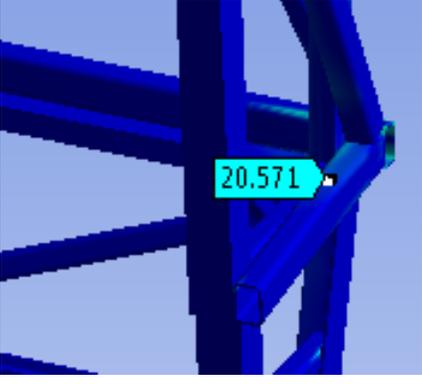
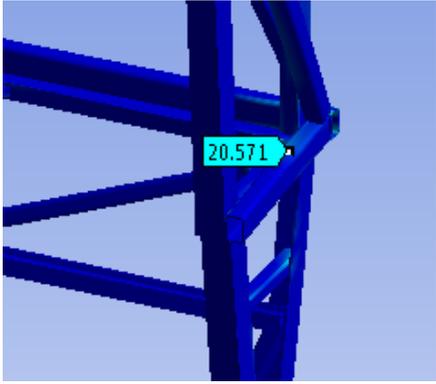
3.4. Validación de la malla de elementos finitos

La validación de la malla se realizó para la variable “Tensiones *Von-Mises*”. Se midieron estas tensiones en el mismo lugar geométrico para tres tamaños de malla. Como resultado se observó que las tensiones *Von-Mises* para las tres mallas dieron el mismo valor. Por lo que se concluye que el tamaño de la malla no tiene influencia en el valor de las tensiones, la malla se puede realizar con el tamaño grueso que ofrece el *software* por *default*.

Es importante señalar que los tamaños de mallas seleccionado son los propuestos por *ANSYS Workbench 14.0*, gruesa, media y fina. Este software, a diferencia de otros, no permite ver el mallado cuando se trabaja en la ventana de los resultados de la simulación,

por lo que solo se puede apreciar los valores obtenidos, como se muestra a continuación en la *tabla 3.1*.

Tabla 3.1. Validación de la malla

Malla Gruesa	
Tensiones <u>Von-Mises</u>:20.571 MPa	
Coordenadas (mm):	
X= 5946.4 Y= 20275 Z= -15141	
Mall Media	
Tensiones <u>Von-Mises</u>:20.571 MPa	
Coordenadas (mm):	
X= 5946.4 Y= 20275 Z= -15141	
Malla Fina	
Tensiones <u>Von-Mises</u>:20.571 MPa	
Coordenadas (mm):	
X= 5946.4 Y= 20275 Z= -15141	

Conclusiones parciales del capítulo

1. Al realizar la simplificación del modelo se emplea el principio de transmisibilidad de la Mecánica, según el cual una fuerza se puede trasladar para un punto O , siempre y cuando esta se descomponga en una fuerza y un par de momento igual al momento de fuerza con respecto al punto.
2. Se realizó la validación de la malla de elementos finitos que ofreció como resultado que no hubo variación de las tensiones Von-Mises para las 3 mallas elaboradas de distintos tamaños, lo que demuestra que la malla se puede realizar con el tamaño grueso de malla que brinda el software utilizado.
3. Se realizó el análisis estático del modelo simplificado de la torre. Las tensiones Von-Mises obtenidas son bajas, trayendo como resultado un adecuado factor de seguridad. Los desplazamientos y las deformaciones que se alcanzan también son pequeños. Todos estos resultados coinciden plenamente con la realidad del comportamiento estructural de la torre.
4. El análisis realizado al elemento deformado arrojó como resultado que el elemento no obtuvo dicha deformación debido a las cargas de operación, sino a una mala manipulación por parte de los operarios a la hora de realizar el mantenimiento a la torre, como bien pensaban los ingenieros de EMPERCAP.

CONCLUSIONES GENERALES

CONCLUSIONES GENERALES

1. Para el modelado del suelo una solución factible y sencilla es considerar el suelo como una base elástica tipo *Winckler*, y de esta manera se puede tratar como si estuviera compuesta por muelles. El modelado de los cables se realiza atendiendo a los tipos de cargas que sobre estos actúan. En el análisis de cables flexibles se supone despreciable toda resistencia opuesta a la flexión. Esta hipótesis significa que la fuerza en el cable tiene siempre la dirección de este; lo que nos permite modelarlo como un elemento de sección circular con el diámetro y la longitud del cable, otorgándole las propiedades mecánicas correspondientes, ya que el *software SolidWorks* no posee el elemento cable.
2. Se elaboró un levantamiento gráfico, mediante croquis y fotos, donde se puede apreciar la distribución y orden de los elementos, tipos de uniones y el elemento deformado; además de un levantamiento de la estructura, donde se tomaron todas las dimensiones entre elementos y de las secciones de estos, se procedió a la identificación de cada uno de estos. Para la confección del modelo de la torre, primeramente se hace un croquis en el plano superior con las dimensiones de la base de la estructura a dibujar, luego partiendo del croquis se comienza a levantar la torre a través de un croquis en 3D. Los distintos perfiles que conforman la torre son colocados posteriormente con la ayuda de la herramienta *Miembro Estructural*.
3. En las visitas realizadas a la empresa, se determinaron a través de entrevistas realizadas con los ingenieros y directivos a cargo de estas instalaciones, las distintas cargas actuantes a las que se encuentra sometida la estructura. Los valores de estas solicitaciones son: Capacidad de carga máxima del gancho: 800 a 900 kN; Peso del *block*: 50 kN; Peso de Escaleras, Mangueras y tuberías hidráulicas, gato hidráulico

para el telescopio, cuello de ganso, etc. que pueden suponerse distribuidas e iguales en magnitud a: 20 kN; Peso de la Cuna de los Tubos: 4 kN; Peso de la Cuna de las Cabillas: 2 kN; Peso de los tubos en la primera cuna: 578,52 kN; Peso de las cabillas en la segunda cuna de 95,82 kN; La carga del viento no extremo obtenida es de 0.053 kN/m en todos los elementos de la torre.

4. Debido a la capacidad del hardware con que cuenta en la Facultad de Ingeniería Mecánica de la UCLV no se pudo realizar la simulación del modelo completo elaborado en SolidWorks 2012. Fue necesario realizar una simplificación del modelo, para lo cual se retiró la parte superior de la torre, así como las cunas de las cabillas y de los tubos. El elemento deformado (de interés para el análisis) se localiza en la parte inferior de la torre. Por lo que la simplificación no limitó el análisis de este elemento. A este modelo simplificado se le realizó la validación de la malla de elementos finitos que ofreció como resultado que no hubo variación de las tensiones Von-Mises para las 3 mallas elaboradas de distintos tamaños.
5. Se realizó el análisis estático del modelo simplificado de la torre. Las tensiones Von-Mises obtenidas son bajas, trayendo como resultado un adecuado factor de seguridad. Los desplazamientos y las deformaciones que se alcanzan también son pequeños. Todos estos resultados coinciden plenamente con la realidad del comportamiento estructural de la torre.
6. Los cálculos realizados al elemento deformado dieron como resultado que el elemento no obtuvo dicha deformación debido a las cargas de operación, sino a una mala manipulación por parte de los operarios, lo cual coincide con las opiniones de los ingenieros de EMPERCAP

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

1. Realizar la simulación del modelo completo en una computadora con mejores recursos que las existentes en la facultad, y así de ese modo poder comparar los resultados obtenidos con la simulación de la torre simplificada.
2. Hacer inspecciones periódicas a los elementos que presentaron un bajo factor de seguridad, con el objetivo de prevenir futuros accidentes.
3. No poner en funcionamiento la torre sin antes evaluar mediante simulación el comportamiento del elemento deformado.

BIBLIGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

1. Beer, F.R.J., E., Jr., *Mecánica vectorial para ingenieros. Estática*. 1997, Mexico D.F.: McGRAW-HILL INTERAMERICADNA, S. A. DE C.V.
2. CUPET *Asimilación de los servicios de reparación de pozos*. 2004.
3. SA, *Manual de Workover Rigs*. 2010.
4. Gil, F.R., *Modelación y Análisis de una instalación de intervención de pozos de Petróleo (EMPERCAP)*, in *Departamento de Ingeniería Civil*. 2013, UCLV: Santa Clara.
5. González, J.E., *Revisión de una instalación de intervención de pozos de petróleo.*, in *Departamento de Ingeniería Civil*. 2013, UCLV.
6. Zeevaert W., L., *Interaccion suelo-estructura de cimentacion*. 1991: LIMUSA S.A. de C.V.
7. Luis, B., *Mecánica de los Suelos* l.o. bernal, Editor.
8. Chagoyén M., E.L. *Conferencia N°10 de Maestría de Estructuras*. 1996.
9. Méndez, E.C., *MODELO DE LA VIGA SOBRE APOYOS ELÁSTICOS. MÉTODO DE LOS PARÁMETROS DE ORIGEN*.
10. Chagoyén M., C.A., et al., *Estado actual y perspectivas de investigación de los cables metálicos de tiro e izaje para cargas medias y altas*.
11. Beer, F. and E. Russell Johnston, Jr., *Mecánica vectorial para ingenieros. Estática*. 1997, Mexico D.F.: McGRAW-HILL INTERAMERICADNA, S. A. DE C.V.
12. Castellón, O.F.R., Miguel L. Pino, *MODELACION MECANICA DE ESTRUCTURAS ISOSTATICAS*. 2011.

13. Encurred, www.ecurred.cu.
14. William A. Thornton, C., *MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN*. 1994.
15. Normalizacion, *NC 285 Carga de viento.Método de cálculo*. 2003.