



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de Grado**

Previo a la obtención del título de:

**INGENIERO CIVIL**

Tema:

**“OPTIMIZACIÓN DEL ÁNGULO DE INCLINACION DE UNA  
TORRE DE UN PUENTE ATIRANTADO“.**

Por:

***GABRIEL ENRIQUE CASANOVA RADA***

Director:

**ING. JAIME HERNANDEZ**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
INGENIERIA CIVIL**

**TEMA:**

**“OPTIMIZACIÓN DEL ÁNGULO DE INCLINACION DE UNA  
TORRE DE UN PUENTE ATIRANTADO”.**

**AUTOR:**

**CASANOVA RADA, GABRIEL ENRIQUE**

**Trabajo de Seminario de Graduación**

**previo a la obtención del título de:**

**INGENIERO CIVIL**

**TUTOR:**

**HERNANDEZ BARREDO, JAIME**

**Guayaquil, Ecuador**

**2013**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERIA  
INGENIERIA CIVIL**

## **CERTIFICACIÓN**

Certificamos que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por Gabriel Enrique Casanova Rada, como requerimiento parcial para la obtención del Título de **Ingeniero Civil**.

**TUTOR**

---

**Jaime Hernández Barredo**

**REVISORES**

---

**Xavier Casal Rodríguez**

---

**Vilma Noemí St. Omer Navarro**

**DIRECTOR DE LA CARRERA**

---

**Mario Dueñas Rossi**

**Guayaquil, a los 8 del mes de agosto del año 2013.**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERIA  
INGENIERIA CIVIL**

## **DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD**

Yo, **Gabriel Enrique Casanova Rada**

### **DECLARO QUE:**

El Trabajo de Titulación “Optimización del ángulo de inclinación de una torre de un puente atirantado” previa a la obtención del Título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del Trabajo de Titulación referido.

**Guayaquil, a los 8 del mes de agosto del año 2013.**

**EL AUTOR**

---

**Gabriel Enrique Casanova Rada**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERIA  
INGENIERIA CIVIL**

## **AUTORIZACIÓN**

Yo, **Gabriel Enrique Casanova Rada**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: “Optimización del ángulo de inclinación de una torre de un puente atirantado”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

**Guayaquil, a los 8 del mes de agosto del año 2013.**

**EL AUTOR:**

---

**Gabriel Enrique Casanova Rada**

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por darme fuerza a lo largo de mi carrera, a mi familia por apoyarme en cada una de las etapas de mi vida universitaria y la empresa Sísmica Ingenieros Consultores por facilitarme la información necesaria para la elaboración de este trabajo de grado.

**Gabriel Enrique Casanova Rada**

## **DEDICATORIA**

A la memoria de mi madre por la confianza que depositó en mí al momento de inscribirme en la carrera, ser un ejemplo de constancia y una guía en mi vida en los momentos más duros.

A mi padre por todos sus consejos y recomendaciones que me fueron útiles a lo largo de mi vida universitaria y laboral.

**Gabriel Enrique Casanova Rada**

# TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

---

Jaime Hernández Barredo

PROFESOR GUÍA O TUTOR

---

Xavier Casal Rodríguez

PROFESOR DELEGADO





**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERIA  
INGENIERIA CIVIL**

**CALIFICACIÓN**

---

**Jaime Hernández Barredo.**

**TUTOR**

## Contenido

1	OBJETIVO, ALCANCE Y METODOLOGÍA.....	16
1.1	OBJETIVO.....	16
1.2	ALCANCE. ....	16
1.3	METODOLOGÍA. ....	17
2	INTRODUCCIÓN.....	19
3	CONCEPTOS GENERALES Y RESEÑA HISTÓRICA.....	22
3.1	PUENTES (CONCEPTOS GENERALES).....	22
3.2	PUENTES ATIRANTADOS. ....	24
3.2.1	GENERALIDADES. ....	24
3.3.	PUENTES ATIRANTADOS EN EL ECUADOR .....	29
3.3.1.	Puente Nacional Majestuoso Rio Napo. ....	29
3.3.2.	Paso Peatonal Avenida Barcelona (Guayaquil). ....	30
3.3.3.	Puente de Obenque Rio Pastaza. ....	31
3.4.	PUENTES ATIRANTADOS DE TORRES INCLINADAS EN EL MUNDO. ....	32
3.4.1.	Puente Alamillo y Puente del Reloj de Sol. ....	32
3.5.	DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES ATIRANTADOS.....	34
4	DESCRIPCION DEL PROYECTO Y METODOLOGÍA. ....	39
4.1	INTRODUCCIÓN.....	39
4.2	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO. ....	39
4.2.1	Geometría y secciones de la torre. ....	42
4.2.2	Cargas aplicadas.....	48
4.3	METODOLOGÍA .....	49
4.3.1	Puente Atirantado Ideal (Geometría de proyecto y de las torres). ....	49
4.3.2	Puente Atirantado Asimétrico con respecto a su torre. ....	50
4.3.3	Puente atirantado Asimétrico con torre inclinada.....	51
5	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	54
5.1	TENSIÓN EN LOS CABLES.....	55
5.1.1	Método manual. ....	55
5.2	MOMENTOS EN LA BASE.....	58

5.2.1	Método SAP 2000. ....	58
5.3	ÁNGULO DE INCLINACIÓN. ....	60
5.3.1	Mediante SAP 2000.....	60
5.3.2	Método manual. ....	61
6	RESULTADOS .....	67
6.1	TENSIONES EN LOS CABLES.....	67
6.2	MOMENTOS EN LA BASE.....	68
6.2.1	Método manual .....	68
6.2.2	Mediante SAP 2000.....	70
6.2.3	Considerando apuntalamientos.....	74
6.3	GRADOS DE INCLINACIÓN.....	76
6.3.1	Método SAP 2000. ....	76
6.3.2	Método manual. ....	78
6.4	COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	79
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	84
7.1	CONCLUSIONES.....	84
7.2	RECOMENDACIONES.....	85
8	ANEXOS. ....	89
8.1	METODO MANUAL:.....	89
8.2	MEDIANTE SAP 2000.....	95
8.3	COMBINACIÓN DE MÉTODOS.....	98
8.4	CÁLCULO DE PESO MUERTO DEL TABLERO .....	100
8.4.1	Vigas de Tablero.....	100
8.4.2	Baranda. ....	100
8.4.3	Losa y carpeta asfáltica. ....	100
8.4.4	Total. ....	100
8.5	RESOLUCIÓN DE LOS DOCE CASOS (MÉTODO MANUAL). ....	101
8.5.1	Caso Simétrico (12 módulos en el arranque).....	101
8.5.2	Caso 11 módulos en el arranque. ....	103
8.5.3	Caso 10 módulos en el arranque. ....	105

8.5.4	Caso 9 módulos en el arranque. ....	107
8.5.5	Caso 8 módulos en el arranque. ....	109
8.5.6	Caso 7 módulos en el arranque. ....	111
8.5.7	Caso 6 módulos en el arranque. ....	113
8.5.8	Caso 4 módulos en el arranque. ....	115
8.5.9	Caso 3 módulos en el arranque. ....	117
8.5.10	Caso 2 módulos en el arranque. ....	119
8.5.11	Caso 0 módulos en el arranque. ....	121
9	Bibliografía y referencias. ....	122

## **Índice de imágenes.**

Figura 3-1 Golden Gate Bridge.....	22
Figura 3-2 Componentes de un puente. ....	23
Figura 3-3 Distintos Tipos de configuración de cables para un puente atirantado.....	24
Figura 3-4 Tipos de torre para puentes atirantados. ....	25
Figura 4-1 Vista general del proyecto inicial (unidades en metros). ....	40
Figura 4-2 Módulo de arranque fundido en la torre (unidades en metros). ....	41
Figura 4-3 Bosquejo de cada módulo o dovela con sus tirantes (unidades en metros). ....	42
Figura 4-4 Configuración de la Torre (unidades en metros). ....	43
Figura 4-5 Secciones de la torre a lo largo de su altura (unidades en milímetros). ....	44
Figura 4-6 Sección transversal del tablero del puente sobre el río Napo proporcionado por la compañía Sísmica Ingenieros Consultores.....	46
Figura 4-7 Secciones transversales de las vigas de tablero (unidades en milímetros). ....	47
Figura 4-8 Vista frontal de las barandas usadas en el proyecto (unidades en milímetros). ....	47
Figura 4-9 Configuración de la Torre 1 con sus tirantes y módulos (Unidades en metros). ....	49
Figura 4-10 Ejemplo del caso asimétrico con 6 módulos en el sector de arranque de la torre 1 (unidades en metros). ....	50
Figura 4-11 Ejemplo del caso asimétrico con 6 módulos del lado izquierdo de la torre 1 (unidades en metros). ....	51
Figura 4-12 Ubicación del ángulo “ $\alpha$ ”. ....	52
Figura 5-1 Colocación del primer módulo del tablero (unidades en metros). ....	55
Figura 5-2 Diagrama de cuerpo libre para determinar Tcd1 (tensión cable derecho 1). Unidades en metros. ....	56
Figura 5-3 Diagrama de cuerpo libre para determinar Tcd2 (tensión cable derecho 2). Unidades en metros. ....	57
Figura 5-4 Modelo del caso simétrico en SAP 2000. ....	59
Figura 5-5 Resultados del análisis en SAP 2000 para el caso simétrico. ....	59
Figura 5-6 Torre modelada en SAP 2000. ....	60
Figura 5-7 Bosquejo de las nomenclaturas de las distancias, ángulos y fuerzas actuantes. ....	61
Figura 5-8 Corte del lado izquierdo del tablero. ....	62
Figura 5-9 Corte del lado derecho de la tablero. ....	63
Figura 5-10 Diagrama de Cuerpo libre de la torre. ....	64
Figura 6-1 Curva número de módulos vs momento en la base obtenido mediante el método manual. ....	69
Figura 6-2 Curva número de módulos vs momento en la base obtenido mediante SAP 2000. ...	71
Figura 6-3 Modelo en SAP 2000 del caso sin módulos en el sector de arranque. ....	72
Figura 6-4 Desplazamiento del tablero mostrado en SAP 2000. ....	73
Figura 6-5 Apuntalamiento del tablero a la torre. ....	74

Figura 6-6 Curva Número de módulos vs. Momento Flector con apuntalamientos. ....	75
Figura 6-7 Torre inclinada en programa SAP 2000 .....	76
Figura 6-8 Curva Grados de Inclinación vs Momento en la Base obtenidos mediante el Método SAP 2000. ....	78
Figura 6-9 Curva comparativa de los momentos en la base mediante los dos métodos empleados.....	80
Figura 6-10 Curva comparativa de los ángulos de inclinación mediante los dos métodos empleados.....	81
Figura 7-1 Comparación de una torre inclinada con una recta al momento del servicio.....	86
Figura 8-1 Bosquejo de las fuerzas que se deben considerar para cada lado de la torre (unidades en metros).....	89
Figura 8-2 Diagrama de cuerpo libre del lado izquierdo de la torre (unidades en metros). ....	90
Figura 8-3 Diagrama de Cuerpo Libre del lado derecho de la torre. ....	91
Figura 8-4 Diagrama de cuerpo libre del lado derecho de la torre (unidades en metros). ....	92
Figura 8-5 Vista en 3D del modelo en SAP 2000 para el caso con cinco módulos de lado izquierdo. ....	95
Figura 8-6 Vista en 3D de los momentos en SAP 2000 para el caso con cinco módulos de lado izquierdo. ....	96
Figura 8-7 Valores de momento flector y fuerza cortante en la base de la torre. ....	97
Figura 8-8 Vista en 3D del modelo en SAP 2000 con una inclinación de 17.43 grados. ....	98
Figura 8-9 Valores de momento flector y fuerza cortante en la base de la torre. ....	99

# **CAPITULO 1:** **OBJETIVO, ALCANCE Y** **METODOLOGÍA**

# **1 OBJETIVO, ALCANCE Y METODOLOGÍA.**

## **1.1 OBJETIVO.**

Objetivo general.- Determinar el ángulo de inclinación de la torre de un puente atirantado que permita equilibrar los efectos producidos por la asimetría del tablero.

Objetivos específicos.-

- Obtener y evaluar los momentos flectores producidos en la base de las torres de puentes atirantados debido a los efectos de asimetría del tablero mediante dos métodos de análisis, "Manual" y "SAP2000".
- Obtener y evaluar los momentos flectores producidos en la base de las torres de puentes atirantados debido al grado de inclinación de las torres mediante dos métodos de análisis, "Manual" y "SAP2000".
- Combinar los efectos producidos por la asimetría del tablero y por la inclinación de las torres con el fin de equilibrarlos y reducir al mínimo los momentos flectores en la base de las torres.
- Evaluar la precisión de los métodos utilizados en este trabajo de grado mediante un modelo matemático de elementos finitos en el programa SAP2000 el cual incluya todos los efectos analizados anteriormente.

## **1.2 ALCANCE.**

- Presentar los efectos causados por la asimetría del tablero en puentes atirantados
- Presentar los efectos causados por la inclinación de las torres en puentes atirantados



- Describir un método de análisis “manual” que permita obtener resultados rápidos de los momentos en la base de la torre de puentes atirantados
- Proponer un método para combinar los efectos anteriormente mencionados y así obtener el ángulo de inclinación óptimo de la torre para puentes atirantados.

### 1.3 METODOLOGÍA.

Para lograr los objetivos propuestos en este trabajo de grado se seguirán los siguientes pasos:

- Se definirá la geometría del puente y de la torre así como las cargas actuantes.
- Se elaborarán modelos estructurales del puente en SAP2000 para cada uno los casos estudiados (1 caso simétrico y 12 casos asimétricos).
- Se obtendrán los momentos en la base de la torre producidos en cada caso según el grado de asimetría.
- Se obtendrán los momentos en la base de la torre para distintos grados de inclinación de la torre del puente.
- Se relacionará gráficamente los momentos producidos por el grado de asimetría con los producidos por el grado de inclinación de la torre obtenidos en los pasos anteriores (Método SAP2000).
- Se programará una hoja de cálculo de Microsoft Excel (Método Manual) la cual obtendrá automáticamente el ángulo de inclinación de la torre necesario para balancear el grado de asimetría analizado.
- Se comparará y evaluará los resultados obtenidos mediante los 2 métodos descritos anteriormente

# **CAPÍTULO 2:** **INTRODUCCIÓN.**

## 2 INTRODUCCIÓN

Los puentes son de vital importancia en la sociedad ya que han permitido que muchas ciudades aumenten y desarrollen de manera notable la movilización o transporte lo que agiliza el comercio y fomenta el turismo. La construcción de un puente brinda a una población una herramienta o alternativa vial para su acceso o salida de manera más rápida.

En el Ecuador existen un sinnúmero de puentes que han permitido al país desarrollarse mejor. Ejemplo de ello es el Puente de la Unidad Nacional, el cual conecta Guayaquil con Samborondón y Durán. Antes de su construcción el transporte de vehículos, personas y mercadería dependía de gabarras y pequeños botes lo cual limitaba el desarrollo de dichas poblaciones. Actualmente, y gracias al puente, la vía a Samborondón se ha convertido en una zona “exclusiva” de alto potencial residencial y comercial. Además de ello el Puente de la Unidad Nacional ha permitido que se desarrolle toda una red vial que conecta a las provincias del sur de Ecuador con el Puerto Principal. En los últimos años, la red vial de todo el país experimentado un gran crecimiento. Para ello ha sido necesaria la construcción de cientos de puentes alrededor de todo el país. En algunos casos, estos proyectos viales han tenido que enfrentar dificultades de tipo topográfico, hidráulico, geotécnico e incluso económico, que han limitado la construcción de puentes convencionales y han permitido implementar nuevas soluciones. Uno de estos casos es el del Puente sobre el Rio Napo, el cual no permitía la construcción de pilas sobre el rio debido a la socavación que este produciría, por lo que se optó por un puente atirantado.

El diseño de puentes atirantados está fuertemente influenciado por el proceso constructivo a utilizarse. Debido a que su construcción se hace por medio del método de dovelas sucesivas, los elementos integrantes del puente experimentan variaciones de esfuerzos en cada “paso”. Estas variaciones de

esfuerzos producen, en algunos casos, que las fuerzas máximas de diseño se produzcan en la etapa de construcción, en lugar de en la etapa de servicio (circulación de vehículos).

Uno de los factores que pueden generar esfuerzos importantes en los elementos de un puente atirantado es la asimetría con respecto al eje de las torres. Esta asimetría produce momentos flectores en las torres y desplazamientos laterales del tablero en la etapa de construcción. Para puentes atirantados de una sola torre, la asimetría provocaría momentos permanentes en las torres las cuales se sumarían a las cargas de servicio generadas por el tráfico vehicular o peatonal. En puentes simétricos respecto al centro del puente los momentos flectores y desplazamientos producidos en la etapa de construcción se anulan al conectarse los tableros de ambos lados. Debido a esto, es posible que el diseño de las torres (y de su cimentación) este gobernada por la etapa constructiva.

Para evitar momentos flectores críticos en la etapa de construcción, momentos permanentes en la etapa de servicio o, en muchas ocasiones, por simplemente proveer belleza arquitectónica, ciertos puentes atirantados se construyen con torres inclinadas.

En este trabajo de grado se analizara, mediante un ejemplo práctico, los efectos de la inclinación de las torres en puentes atirantados. Para ello se estudiara primero el efecto de la asimetría en estos puentes; se realizaran cálculos de fuerzas internas en las torres debido a varios grados de asimetría. Luego se analizaran varios casos de torres para distintas inclinaciones y finalmente se buscara relacionar varios parámetros con el fin de evitar momentos flectores permanentes en las torres.

**CAPÍTULO 3:**  
**CONCEPTOS**  
**GENERALES Y RESEÑA**  
**HISTÓRICA.**

### 3 CONCEPTOS GENERALES Y RESEÑA HISTÓRICA.

#### 3.1 PUENTES (CONCEPTOS GENERALES).

Un puente es una estructura que se diseña y construye partiendo de la necesidad de superar un accidente geográfico o inclusive obstáculos generados por la mano del hombre. Existen diversos tipos de puentes usados a lo largo de la historia, cada uno superando las distintas adversidades de cada proyecto y ajustándose a la tecnología del momento para su construcción y diseño.

Tenemos puentes en viga, en arco, atirantados y colgantes (Figura 3.1). La elección de cada tipo de puente depende de las necesidades del proyecto y del criterio del diseñador al momento de seleccionar que tipo de puente será el indicado, considerando tanto costos como métodos constructivos del mismo sin dejar atrás el componente arquitectónico.



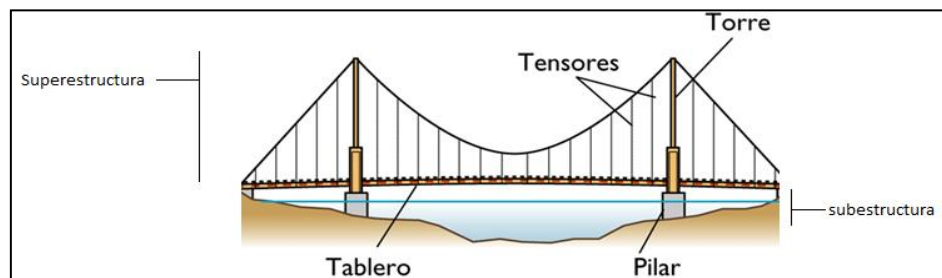
**Figura 3-1 Golden Gate Bridge**

**Fuente: <http://www.visitingdc.com/san-francisco/golden-gate-bridge-picture.asp>**

Definir cuál será el tipo de puente a usarse, luces que tendrá el proyecto, los materiales, etc., es tan importante como el proceso constructivo. Ambos deberían ir de la mano para que el proyecto sea llevado por buen camino.

Los puentes están compuestos por superestructura y subestructura. Cada una de estas partes con su objetivo y función al momento de ser exigido por las cargas que actuarán sobre el puente.

Se denomina superestructura a todo aquello que se encuentre sobre los apoyos del puente o sobre la subestructura. El elemento principal en una superestructura es el tablero el cual recibe las cargas de tráfico y las transmite a la subestructura (Figura 3-2). El tablero está compuesto generalmente de una losa de concreto, vigas, capa de rodadura, barandas, barreras, señalización, etc. Según el tipo de puente, la superestructura puede estar constituida también por torres y cables (en el caso de puentes atirantados y colgantes). La subestructura es aquella que transmite al suelo las cargas provenientes de la superestructura (Figura 3-2). Está conformada por las pilas, zapatas, estribos, apoyos, pilotes, muro de alas, etc.



**Figura 3-2 Componentes de un puente.**














**Fuente:**<http://jonathan-ria.blogspot.com/2012/02/los-punetes-ensayo-e-l-ser-humano-ha.html> (imagen modificada).

## 3.2 PUENTES ATIRANTADOS.

### 3.2.1 GENERALIDADES.

Se puede definir a un puente atirantado como un tablero el cual se encuentra soportado por cables dispuestos de forma recta e inclinada, los mismos que se encuentran unidos a la torre o mástil del puente. El uso de éste tipo de puentes ha ido creciendo debido a que tienen un costo más económico al momento de salvar grandes luces y tiene una estética más llamativa y vistosa que otro tipo de puentes.

Los cables usados para los puentes atirantados son llamados torones o tirantes. Éstos pueden ir distribuidos de manera paralela o arpa, semi paralelo o semi-arpa o radiales también llamados abanico (Figura 3.3). Es también opción del diseñador el poder disponer los cables según las necesidades del proyecto.

SENCILLA	DOBLE	TRIPLE	MÚLTIPLE	COMBINADA	
					RADIAL
					ARPA
					ABANICO
					ESTRELLA

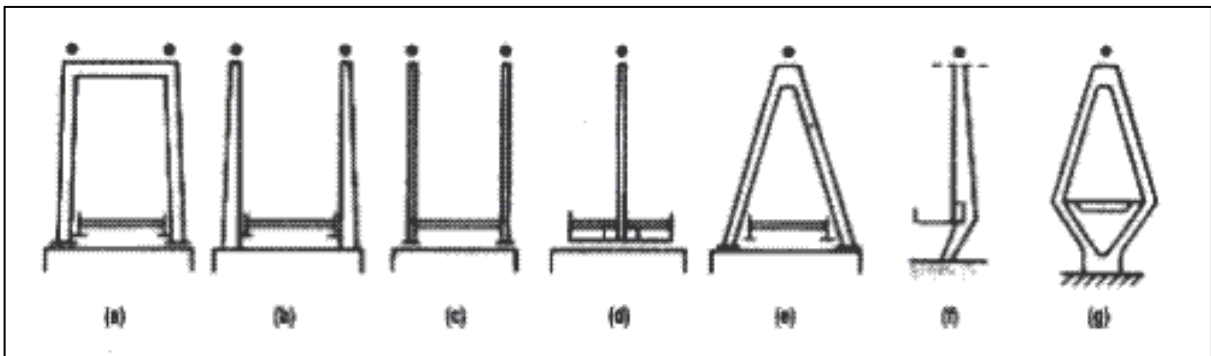
**Figura 3-3 Distintos Tipos de configuración de cables para un puente atirantado.**

**Fuente:** [http://www.ingenierocivilinfo.com/2012\\_02\\_01\\_archive.html](http://www.ingenierocivilinfo.com/2012_02_01_archive.html)



Estos cables o torones son de acero de alta resistencia y baja relajación. Para que sean empleados en este tipo de proyectos deben cumplir con la norma ASTM A416y son de grado 270.

Las torres de los puentes atirantados transfieren las cargas provenientes de los cables a la subestructura o cimentación del proyecto. Existen varios diseños de torres entre los cuales se pueden mencionar a los de forma de A, de H, de Y invertida, diamante (Figura 3-4).

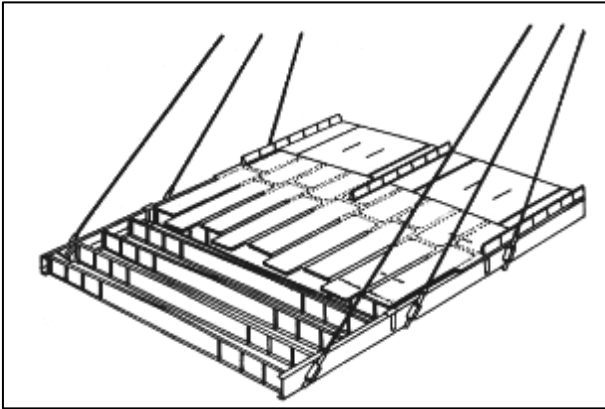


**Figura 3-4 Tipos de torre para puentes atirantados.**

**Fuente: <http://www.ingenierocivilinfo.com/2012/02/puentes-atirantados-configuraciones-de.html>**

Las torres pueden tener cierto grado de inclinación con respecto al tablero. Esta inclinación no solo aporta un fin estético, sino que, en algunos casos, permite reducir el número de cables que soportaran la calzada. Este caso se ilustra claramente en el puente del Alamillo, Sevilla, donde la torre ejerce un contra peso y permitió eliminar por completo los cables de retenida (es decir solo cuenta con tirantes en solo lado de la torre).

El tablero de este tipo de puentes suele ser distinto que al de otro tipo de puentes. Usualmente para proyectos de este tipo los tableros se encuentran compuestos de Vigas principales o longitudinales, vigas secundarias o transversales y largueros.



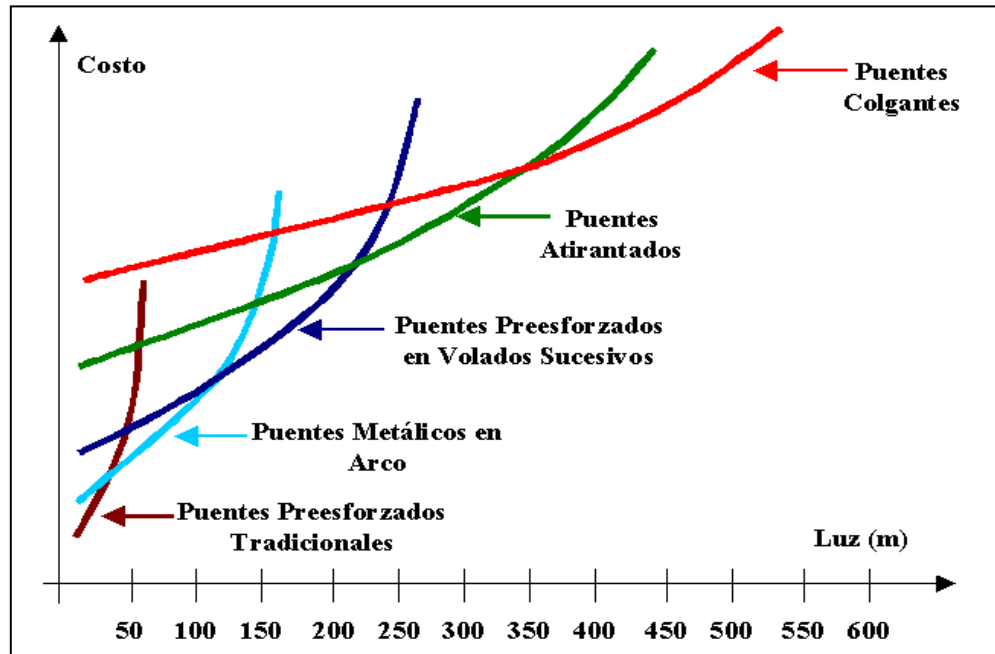
***Figura 3-5 Configuración usualmente usada en tableros de puentes atirantados.***

**Fuente:** <http://dc341.4shared.com/doc/9PCOkgvi/preview.html>

Debido a que las vigas de acero son más livianas que las vigas de hormigón y su colocación en obra es relativamente más sencilla, se suele usar este material para la elaboración del tablero en puentes atirantados. Mientras menor sea el peso del tablero menos carga soportaran los cables.

Los puentes atirantados, por lo general, son la alternativa más económica para el diseñador en caso de querer salvar accidentes que pasen los trescientos metros de longitud.

Para este tipo de luces la construcción de un puente tipo viga no sería una opción rentable debido que la colocación de pilas sucesivas restringen la navegabilidad si el accidente a salvar es un río o si las condiciones del terreno no lo permiten. Si bien es común encontrar que los proyectos que envuelven la construcción y diseño de un puente atirantado son de elevados costos, los mismos se verían incrementados de manera notable mediante el uso de otro tipo de puente.



**Figura 3-6 Grafica Luz vs. Costo para los distintos tipos de puentes.**

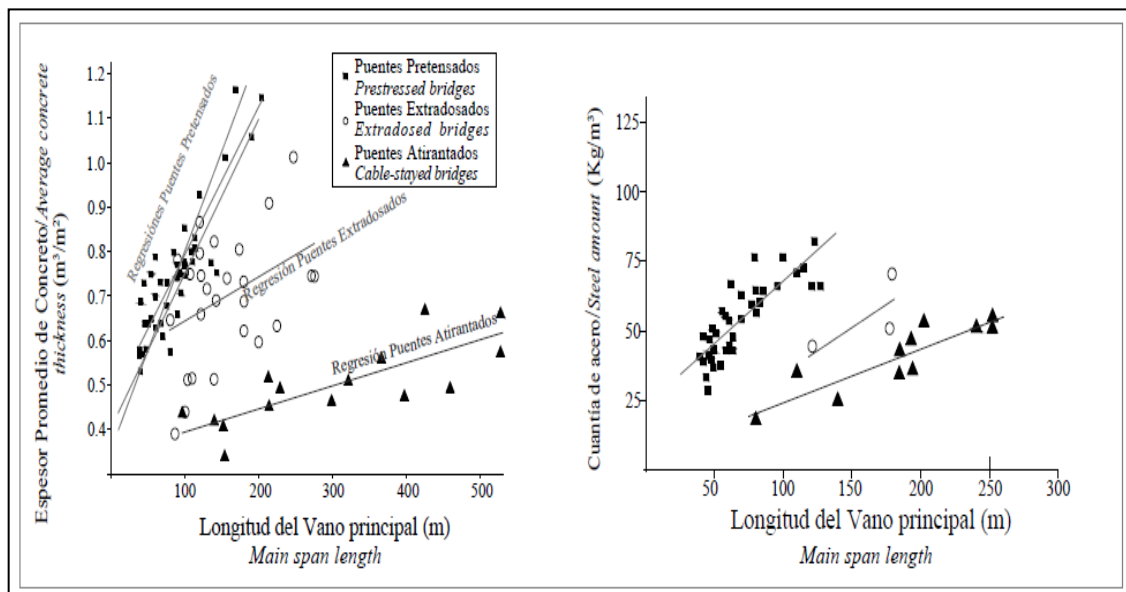
**Fuente:** <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/memoria/memoria11/puentes/puentes01.htm>

Entre los puentes más importantes en el Ecuador se encuentran el puente de la Unidad Nacional y el puente de Bahía de Caráquez. Para estos casos se usaron varias pilas intermedias lo cual permitió reducir las luces y poder prescindir de un puente atirantado.

El problema en este tipo de soluciones se dan cuando el proyecto exige tener luces más largas o las condiciones naturales del lugar no permiten la construcción de un sinnúmero de pilas sucesivas. Aunque construir bastantes pilas no sería una opción imposible, tanto el proceso constructivo como los materiales empleados ya no representarían una opción rentable al proyecto.

Cuando nos encontramos frente a proyectos de longitudes grandes, es importante recalcar que tanto el diseño del mismo como su construcción deben estar relacionados de manera muy cercana. Esto debido a que durante la

construcción es necesario seguir las pautas dadas por el diseñador, así como el diseño debe partir dependiendo de las metodologías que se puedan emplear para la construcción del mismo. Por ejemplo para el viaducto de Millau se consideró que la empresa constructora tenía la capacidad de poder construir el cien por ciento del tablero para luego empujar sobre las torres. Tecnología que posiblemente en otros países no se encuentre y esta forma de construcción sea imposible.



**Figura 3-7 Gráfica que muestra el uso de materiales en puentes pretensados, extradosados y atirantados. Izquierda: Imagen modificada de Memigas (2008). Derecha: Imagen modificada de Kasuga(2002).**

**Fuente: Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradosados: visión general y estado del arte. José Benjumea (2010).**

En la gráfica propuesta por Benjumea, Chio y Maldonado (2010) podemos ver como los otros tipos de puentes ya no representan una alternativa

económica para luces mayores de 200 metros. Basados en la cuantía de acero y el volumen promedio que se encontraba por metro cuadrado en un puente.

### **3.3. PUENTES ATIRANTADOS EN EL ECUADOR**

#### **3.3.1. Puente Nacional Majestuoso Río Napo.**

En nuestro país los puentes atirantados hoy en día son una solución viable. Ya existen estructuras de este tipo y aún hay más proyectos por realizarse. Incluso contamos con un puente atirantado con un disipador de energía como es el 'Puente Nacional Majestuoso Río Napo. Éste puente tuvo un costo de 48.792.557,83 dólares. Con una longitud de 740 metros y 16.40 metros de ancho. Sus torres ostentan 85 metros de altura así como una riqueza arquitectónica brindada por la iluminación controlada por computadora.



***Figura 3-8 Puente Nacional Majestuoso Río Napo.***

**Fuente: [http://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2012/10/01-05-2012\\_Especial\\_inauguracion\\_puente\\_Napo.pdf](http://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2012/10/01-05-2012_Especial_inauguracion_puente_Napo.pdf)**

### **3.3.2. Paso Peatonal Avenida Barcelona (Guayaquil).**

En Guayaquil se encuentra el paso peatonal de la Avenida Barcelona. Ésta obra tuvo un costo que redondeaba los cuatro millones de dólares. Obra que fue ejecutada por la empresa constructora Jalil & Montoya por un plazo de quince meses.

La torre tiene una altura de 35 metros en la cual se encuentran anclados los cables de 220 metros aproximadamente los cuales soportarán un tablero de 6.42 metros de ancho para conectar la calle 32 y Capitán Nájera con el estadio de Barcelona Sporting Club.



***Figura 3-9 Paso Peatonal de la avenida Barcelona.***

***Fuente (Izquierda):***

***<http://www.bigsoccer.com/community/threads/barcelona-sc-part-ii-2008-2010.221279/page-19>. Fuente (Derecha): <http://www.hoy.com.ec/noticias-ecuador/nebot-inaugura-el-puente-mas-largo-375369.html>***

### **3.3.3. Puente de Obenque Rio Pastaza.**

El primer puente atirantado en el Ecuador es el Puente de Obenque sobre el Rio Pastaza inaugurado en noviembre de 2006 y es el número 100 del mundo (según la página web [explored.com.ec](http://explored.com.ec)). Tuvo un costo de 10 millones de dólares.

Cuenta con una luz aproximada de 300 metros y 10.8 metros de ancho incluido los dos metros de paso peatonal. Previo a ésta majestuosa obra los habitantes cruzaban mediante dos puentes colgantes que no soportaban vehículos con cargas muy pesadas. Incluso ha tenido gran aporte al turismo de la zona como por ejemplo la visita al Laberinto del Chiguaza a tan solo 15 minutos de caminata.



***Figura 3-10 Puente de Obenque Rio Pastaza.***

**Fuente:**

**[http://www.amazoniaturistica.com/index.php?option=com\\_content&view=article&id=79:puente-de-obenque-sobre-el-rio-pastaza&catid=44:atractivos-turisticos&Itemid=71](http://www.amazoniaturistica.com/index.php?option=com_content&view=article&id=79:puente-de-obenque-sobre-el-rio-pastaza&catid=44:atractivos-turisticos&Itemid=71)**

### **3.4. PUENTES ATIRANTADOS DE TORRES INCLINADAS EN EL MUNDO.**

#### **3.4.1. Puente Alamillo y Puente del Reloj de Sol.**

Es posible destacar a un exponente en cuanto al tema de torres de contrapeso, al arquitecto español Santiago Calatrava, con un sinnúmero de proyectos en su experiencia. Dos ejemplos claros y puntuales de este tipo de puentes serían el puente del Alamillo en Sevilla, (España) así como el Puente del Reloj de Sol en Redding (EE.UU).

El puente del Alamillo salva una luz de aproximadamente 200 metros y cruza el río Guadalquivir. Su torre tiene una inclinación de  $58^\circ$  con respecto a la horizontal (eje x) y una altura de 140 metros, donde se puede acceder al mirador ubicado en la parte superior mediante una escalera al interior de la misma.

Ésta torre cuenta con placas de acero hexagonales, rellenas de hormigón armado de la cual se desprenden 13 pares de cables de 300 metros de longitud. Es importante notar que para la elaboración de este proyecto se utilizó tecnología de punta. Citando como ejemplo las grúas capaces de levantar 200 toneladas aproximadamente a más de 100 metros de altura.



***Figura 3-11 Puente del Alamillo (Sevilla, España).***

**Fuente:**

**[http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Puente\\_del\\_Alamillo\\_Guadalquivir\\_Seville\\_Spain.jpg](http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Puente_del_Alamillo_Guadalquivir_Seville_Spain.jpg)**



El Sundial bridge o Puente del reloj de Sol ubicado en Redding, California atraviesa el río Sacramento y salva una luz de 213 metros. Conecta el edificio del Museo de la Bahía de las Tortugas con el jardín botánico

Posee una torre que trabaja a contrapeso el cual tuvo con costo de 23 millones de dólares americanos, el mismo que fue terminado en el año 2004. Éste fue el primer proyecto del arquitecto Calatrava en Estados Unidos.



***Figura 3-12 Puente del Reloj de Sol (Redding, E.E.U.U.).***

**Fuente:**

**[http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Puente\\_del\\_Alamillo\\_Guadalquivir\\_Seville\\_Spain.jpg](http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Puente_del_Alamillo_Guadalquivir_Seville_Spain.jpg)**

En ambos casos la inclinación de la torre o llamada torre contrapeso permitió al diseñador prescindir de los cables de un lado de la torre, lo cual genera una apariencia más singular ante otros puentes atirantados.

La inclinación de la torre en éste tipo de puentes permite que el peso generado equilibre las fuerzas generadas por los cables que soportan el tablero. Al inclinar ésta torre hacia atrás se genera una especie de balanza que equilibra la estructura.

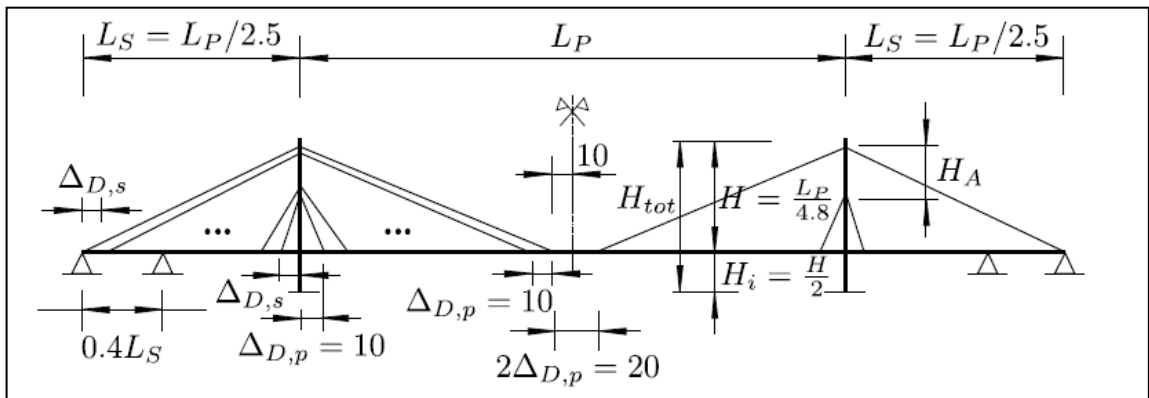
### 3.5. DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES ATIRANTADOS.

Muchos estudios se han realizado para el dimensionamiento eficiente de puentes atirantados, entre ellos se encuentra Como (1985), Materola (1994), Cámara (2011), entre otros. Recomendaciones de los trabajos antes mencionados serán mostrados a continuación, las cuales usaremos como guía para definir las dimensiones del proyecto a analizar en este trabajo de grado.

En la figura 3.6 se muestra el esquema utilizado en Cámara (2011) para representar las dimensiones de un puente atirantado, dicha nomenclatura será utilizada en éste trabajo de grado.

La altura total de la torre  $H_{tot}$  consta de dos partes: la altura comprendida entre la cimentación y el tablero ( $H_i$ ) y la altura comprendida desde el tablero hasta la parte superior de la torre ( $H$ ).

La altura  $H_i$  se encuentra por las condiciones naturales del terreno y del proyecto vial del puente.



**Figura 3-13 Bosquejo esquemático propuesto por el autor Alfredo Cámara Casado.**

En el trabajo realizado por Como (1985) se recomienda valores para la relación altura (H) y la longitud del vano principal (Ls) y la relación entre el vano secundario (Ls) y el vano principal (Lp) como se muestra a continuación:

$$\frac{H}{Lp} = \frac{1}{5} ; \frac{Ls}{Lp} = \frac{1}{3} \quad (3.1)$$

Debido a la tendencia de realizar proyectos de mayor impacto visual y estético es común realizar torres de mayor altura. Manterola (1994) obtuvo los parámetros especificados en la relación de Como (1985) en puentes ya construidos para juntarlos en una tabla y así determinar la variación de esta relación.

$$\frac{H}{Lp} = \frac{1}{4.8} ; \frac{Ls}{Lp} = \frac{1}{2.5} \quad (3.2)$$

Bridge	$L_P$	$L_S$	Deck height; $h$	Deck width; $B$	Tower height; $H$	Ratios		
						$\frac{H}{L_P}$	$\frac{h}{L_P}$	$\frac{L_S}{L_P}$
Jacksonville*	396	198	1.52	32.0	90.0	1/4.33	1/264	1/2.00
Diepoldsau	97	40.5	0.55	14.5	28.7	1/3.38	1/176	1/2.39
Skarnsundet	530	190	2.15	11.3	105.0	1/5.00	1/246	1/2.79
Helgeland	425	177.5	1.36	12.0	89.3	1/4.75	1/310	1/2.39
Guadiana	324	135	2.50	18.0	77.0	1/4.20	1/129	1/2.40
Sama Langreo*	130*	65	1.20	14.2	48.0	1/5.40	1/216	1/4.00
Arade	256	107	1.63	17.0	52.6	1/4.80	1/157	1/2.39
Yobuko <sup>h</sup>	250	121	2.20	10.9	62.6	1/4.00	1/113	1/2.10
C. Saone	151.8	44.8	1.03	15.5	33.3	1/4.55	1/146	1/3.39
G. Isere*	103*	67	1.90	11.8	38.0	1/5.40	1/108	1/3.07
Centenario	265	102	2.70	22.0	60.0	1/4.40	1/98	1/2.60

*Tabla 3.1.- \*Puente con una sola torre. Se duplica en el cálculo de radios  $h$  Distribución de cable tipo arpa. Los demás en semi arpa. Tomada del libro del autor Alfredo Cámara Casado "Cable-stayed bridges constructed in seismic prone areas". Muestra las relaciones y radios geométricos de puentes atirantados. Tomado del trabajo de Manterola 1994.*

Bridge	$L_P$	$L_S$	Deck height; $h$	Deck width; $B$	Tower height; $H$	Ratios		
						$\frac{H}{L_P}$	$\frac{h}{L_P}$	$\frac{L_S}{L_P}$
Tampa	363	164	4.47	28.8	73.7	1/4.92	1/181	1/2.21
Aomori	240	128	2.5-3.5	25.0	64.3	1/3.73	1/68-1/96	1/1.87
Coatzacoalcos	288	112	3.30	18.0	61.3	1/4.68	1/87	1/2.57
Usui*	111	111	2.50	21.4	61.0	1/3.63	1/88	1/2.00
Wandre*	168	144	3.30	21.8	79.0	1/4.25	1/100	1/1.93
Elorn	400	100	3.47	23.1	83.0	1/4.81	1/115	1/4.00
Chandoline	140	72	2.50	27.0	30.4	1/4.61	1/56	1/1.95
Elba	123	61	2.50	32.3	28.0	1/4.40	1/49	1/2.01

*Tabla 3.2.- \*Puente con una sola torre. Se duplica en el cálculo de radios  $h$  Distribución de cable tipo arpa. Los demás en semi arpa. Tomada del libro del autor Alfredo Cámara Casado "Cable-stayed bridges constructed in seismic prone areas". Muestra las relaciones y radios geométricos de puentes atirantados. Tomado del trabajo de Manterola 1994.*

Hay que tener en consideración que, si bien la altura  $H_i$  es dada por condiciones primarias del proyecto, ésta afectará de manera directa al centro de gravedad de la torre. Para el enfoque de éste trabajo las afectaciones y parámetros aerodinámicos no serán considerados pero es importante notar que los mismo son de principal preocupación para un diseñador a la hora de tener determinada las dimensiones de la torre. Pero el autor Alfredo Casado recomienda que para evitar éste inconveniente expuesto anteriormente se puede tener una relación de  $H_i = 0.5H$  la cual usaremos.

La dimensión  $H_A$  es la altura comprendida entre los anclajes de los cables de la torre. De acuerdo a Casado (2011),  $H_A$  debe ser reducida al mínimo para obtener mayor efectividad en el trabajo de los cables, por lo cual la distancia entre los anclajes de los cables debe reducirse al mínimo también. Debido a la instalación de éstos anclajes durante el proceso constructivo la distancia mínima entre anclajes de torre ( $\Delta_T$ ) serían dos metros según el mismo autor.

. Para la determinación de esta distancia  $H_A$  Alfredo Casado (2011) nos propone la siguiente fórmula (los valores se ingresan en metros):

$$H_A = \Delta_T(N_T - 1) \quad (3.3)$$

Dónde: 
$$N_T = \frac{L_P - 20}{20} \quad (3.4)$$

**CAPITULO 4:**  
**DESCRIPCIÓN DEL**  
**PROYECTO Y**  
**METODOLOGÍA.**

## **4 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO Y METODOLOGÍA.**

### **4.1 INTRODUCCIÓN.**

En este capítulo se describirá de forma detallada las características del proyecto y la metodología utilizada para resolver la asimetría de puentes atirantados mediante la inclinación de las torres.

Primero se mostrará la geometría general del puente atirantado a estudiar, así como cada uno de sus componentes (secciones de las torres, vigas de tablero, capa de rodadura, barandas, etc.). Además se calculará los pesos de los componentes estructurales y no estructurales, los cuales serán utilizados en los capítulos posteriores para el análisis de fuerzas internas.

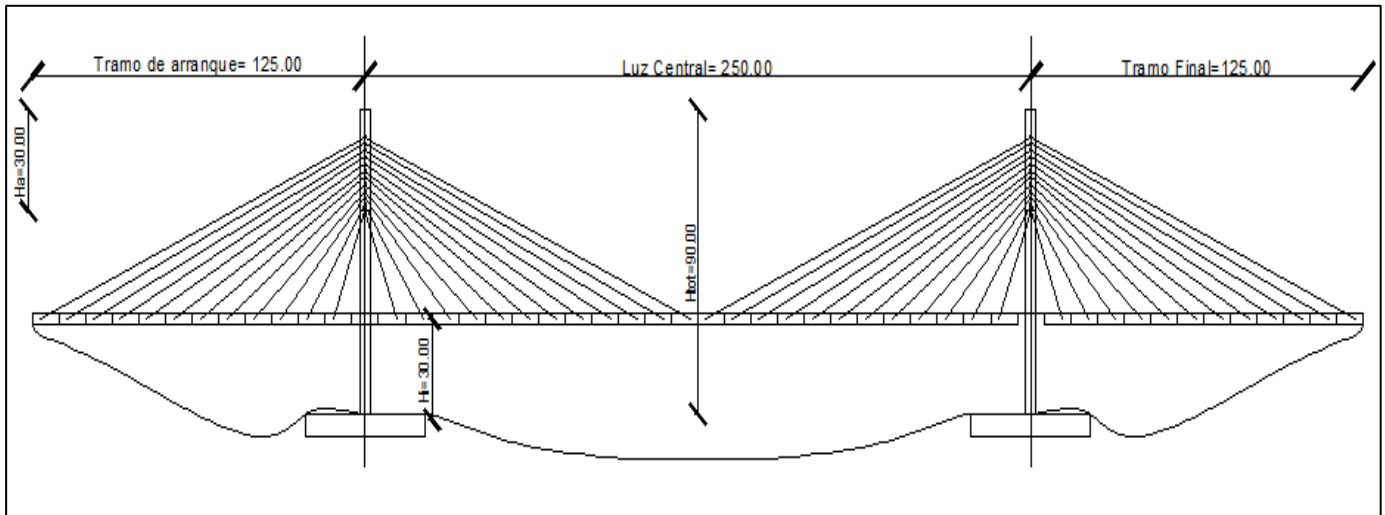
En la segunda parte del capítulo se analizará la configuración simétrica de puentes atirantados. Luego, sustrayendo módulos del tramo de arranque del puente, se estudiará diversos grados de asimetría. Finalmente se buscará solucionar el problema de la asimetría proporcionando un grado de inclinación a la torres para cada uno de los casos estudiados anteriormente.

### **4.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.**

El proyecto consta de un puente atirantado compuesto por 2 torres. El lado izquierdo llamado sector de arranque del puente tiene una longitud de 125.00 metros (tramo que será modificado en cada caso), una luz central de 250.00 metros (medida que no será modificada) y el tramo final tiene la misma distancia que el tramo de arranque.

La altura comprendida entre la base de la torre y el tablero ( $H_i$ ) es de 30.00 metros, dimensión que se ha asumido como condición natural del terreno.

La distancia comprendida entre el tablero y la punta de la torre ( $H_A$ ) tiene una altura de 60.00 metros, zona en la cual se colocarán los anclajes de los cables.



**Figura 4-1 Vista general del proyecto inicial (unidades en metros).**

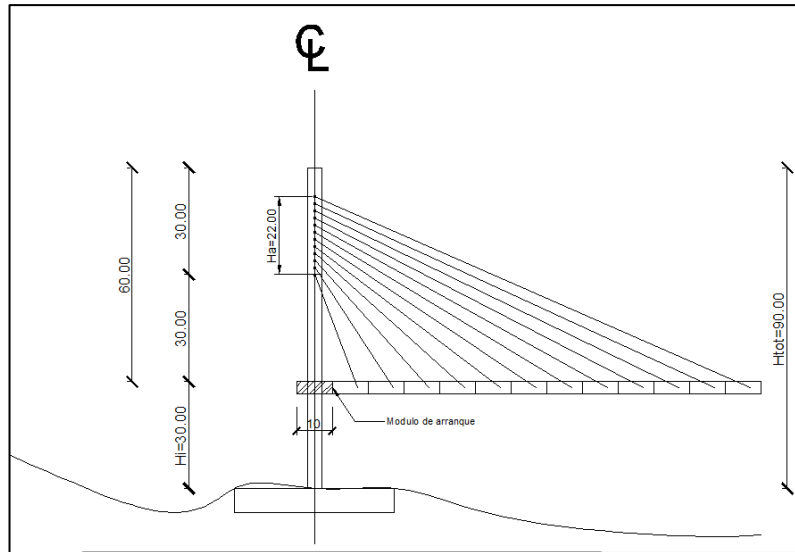
Como se indicó anteriormente, el diseño debe ir de la mano con la construcción del puente, para los cálculos que se realizarán se tomará en cuenta que el proyecto será construido por el proceso de dovelas sucesivas o mediante módulos.

Se considerará dovelas o módulos de 10.00 metros de longitud por 12.00 metros de ancho (al ancho se le aumenta 2.00 metros a cada lado por el volado). Éstos serán cargados y colocados con sus respectivos tirantes, los mismos que transmitirán la carga a zona denominada  $H_A$  de la torre.

Para la construcción de este tipo de puentes usualmente se colocará o fundirá un primer módulo o módulo de arranque, el cual cuenta con las mismas dimensiones que el resto de módulos, con la excepción de que éste no tendrá

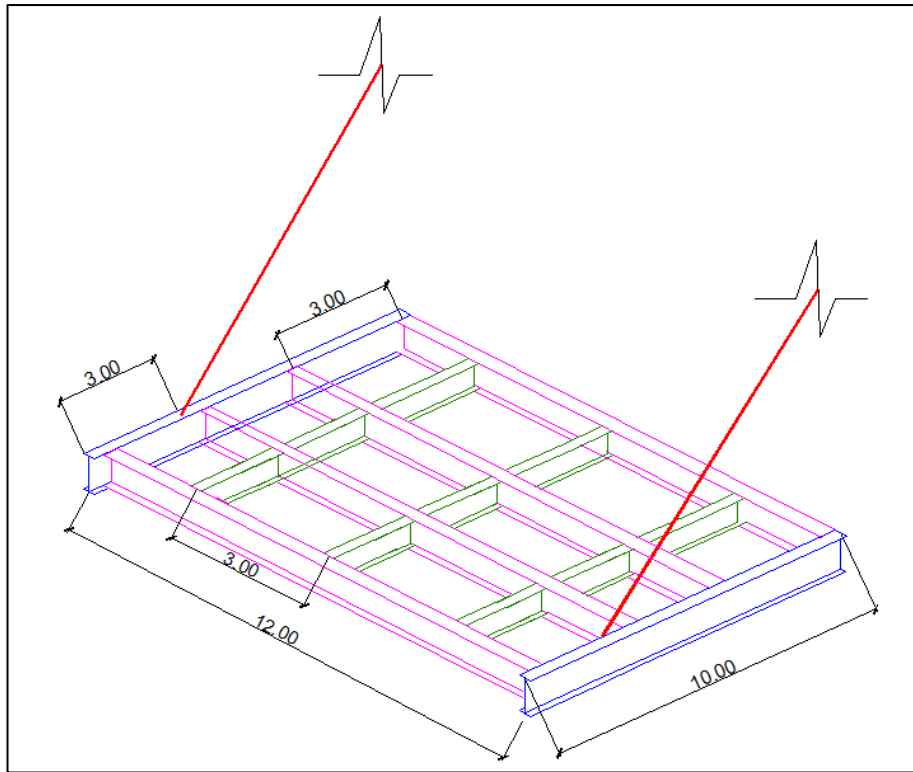


tirante. El mismo se puede colocar, fundir y apuntalar para dar comienzo al proceso de colocación de los módulos con sus respectivos cables.



**Figura 4-2 Módulo de arranque fundido en la torre (unidades en metros).**

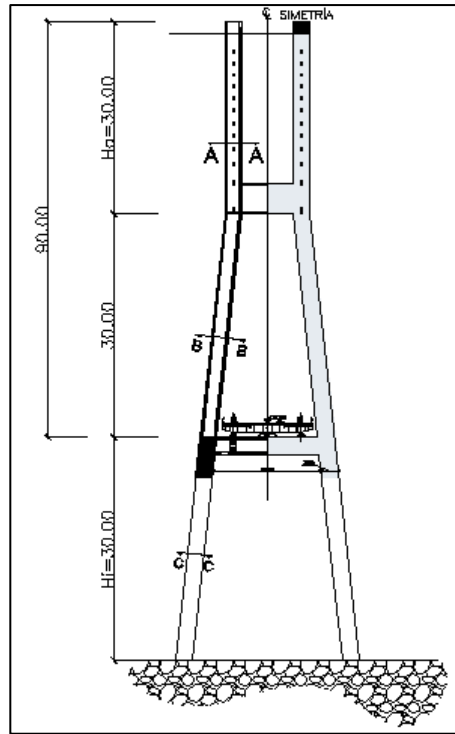
Es importante notar que cada módulo medirá diez metros y tendrá su anclaje y tirante a una distancia de tres metros con respecto al borde del mismo. Ésta configuración se da ya que durante el proceso constructivo, al unirse las vigas y acoplar los módulos, se funden placas y conectores. Tarea que se vería dificultada si en el extremo del módulo hubiese un anclaje.



**Figura 4-3 Bosquejo de cada módulo o dovela con sus tirantes (unidades en metros).**

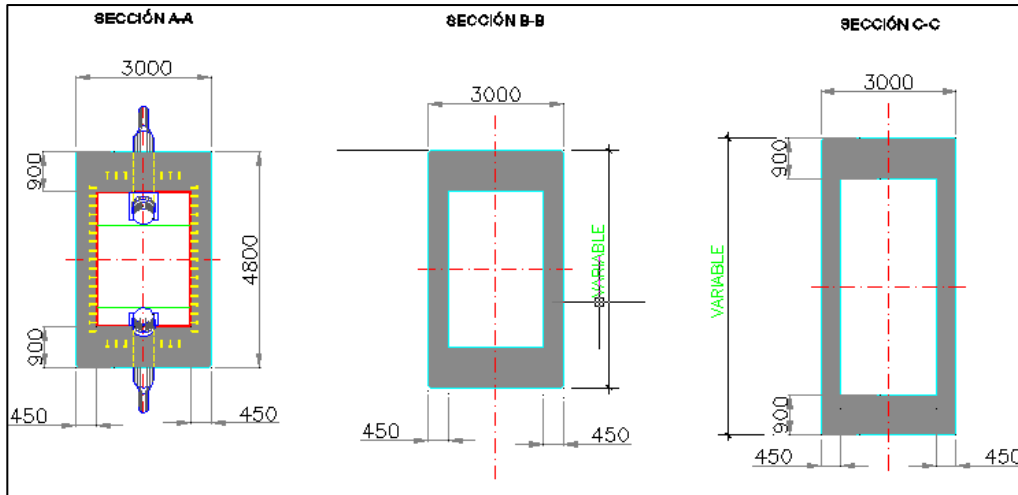
#### **4.2.1 Geometría y secciones de la torre.**

La torre contará con una altura total de 90.00 metros. La distancia comprendida entre el tablero y la cimentación ( $H_i$ ) es una medida que no depende del diseñador ya que esta viene dada por las condiciones naturales del proyecto o el trazado vial, altura que asumiremos de 30.00 metros.



**Figura 4-4 Configuración de la Torre (unidades en metros).**

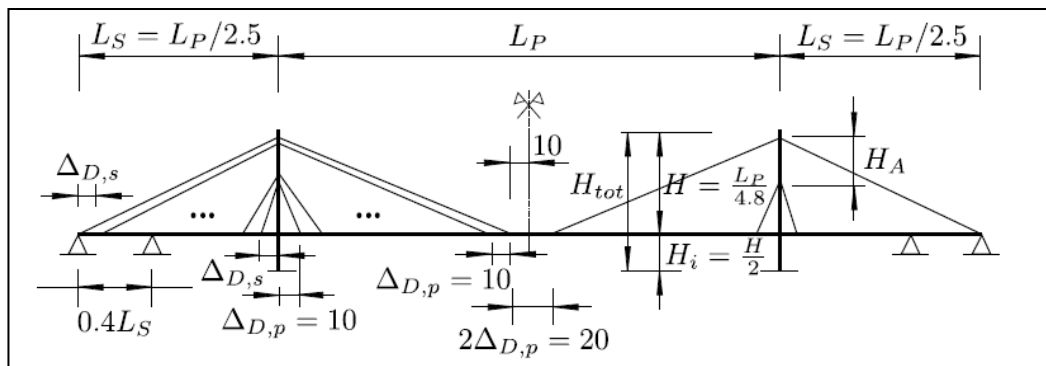
La torre está compuesta de secciones tipo cajón de hormigón armado. Estas secciones son variables a lo largo de su altura (ver Figura 4-4). El corte A-A es la sección de la torre que se ha denominado  $H_A$  y es donde se encuentran los anclajes. El corte B-B es la sección que comprende entre el tablero y el primer anclaje del primer cable (en la torre). El corte C-C es la sección usada en la torre a lo largo de la altura  $H_i$  (desde terreno natural hasta el tablero).



**Figura 4-5 Secciones de la torre a lo largo de su altura (unidades en milímetros).**

#### **4.2.1.1 Revisión de dimensionamiento de la torre.**

Para la determinación del valor H se emplearán las fórmulas expuestas anteriormente.



**Figura 3.13.- Bosquejo esquemático propuesto por el autor Alfredo Cámara Casado.**

$$H = \frac{Lp}{4.8}; \text{ donde } Lp = 250m \quad (3.2)$$

$$H = \frac{250}{4.8}; 52.08 \text{ metros}$$

Por facilidad de cálculos, en el ejemplo estudiado este valor fue asumido igual a 60mts.

Para determinar la distancia donde se encontrarán anclados los cables en la torre ( $H_A$ ) usaremos:

$$H_A = \Delta_T(N_T - 1) \quad (3.3)$$

$$H_A = 2(N_T - 1)$$

Dónde:

$$N_T = \frac{Lp - 20}{20} \quad (3.4)$$

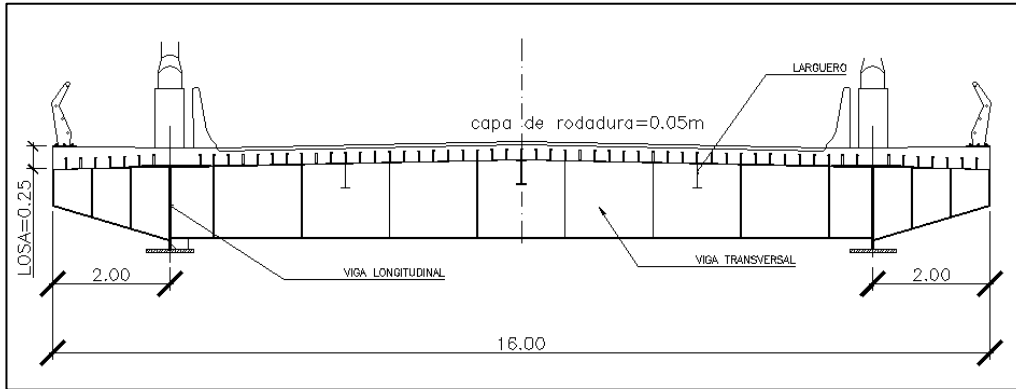
$$N_T = \frac{250 - 20}{20} = 11.50$$

Entonces:

$$H_A = 2(11.5 - 1) = 21.00 \text{ metros}$$

### 4.2.1.2 Tablero.

Debido a que el objetivo de este proyecto no es el de diseñar un tablero de un puente, se ha decidido utilizar el diseño del tablero de un proyecto existente, Puente Río Napo (ver Figura 4-6).



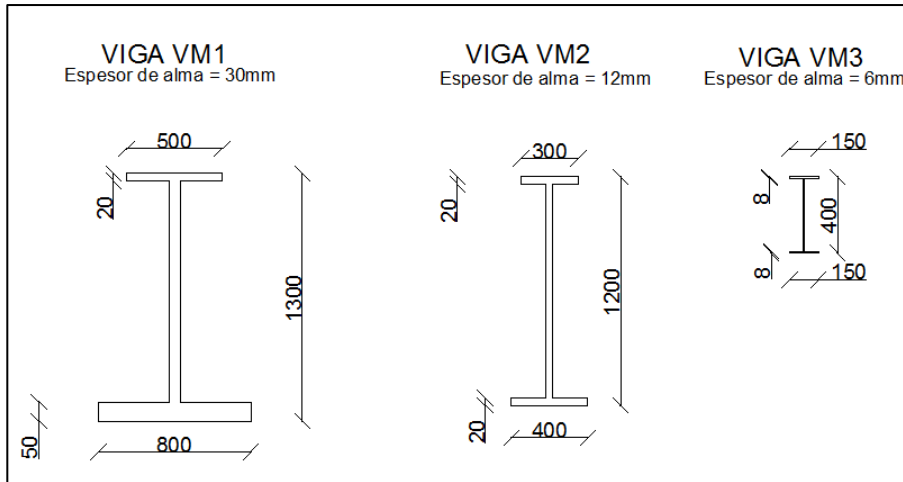
**Figura 4-6 Sección transversal del tablero del puente sobre el río Napo proporcionado por la compañía Sísmica Ingenieros Consultores.**

#### 4.2.1.2.1 Capa de Rodadura. (Concreto y asfalto)

Para el proyecto se va a considerar una losa de hormigón de 25 centímetros así como una capa de rodadura asfáltica de 5 centímetros de espesor.

#### 4.2.1.2.2 Vigas de Tablero.

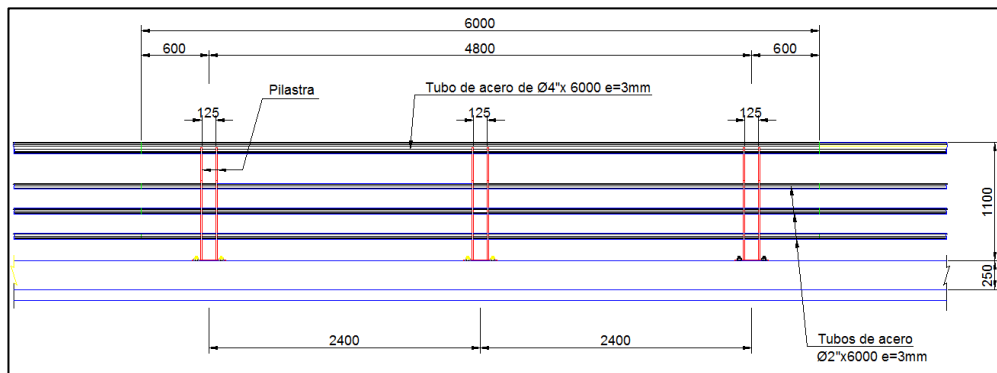
A continuación se mostrarán las secciones transversales de las vigas que conforman el tablero.



**Figura 4-7 Secciones transversales de las vigas de tablero (unidades en milímetros).**

#### 4.2.1.2.3 Barandas.

Para este proyecto se considerará barandas metálicas. Ésta se encuentra conformada por 3 tubos de acero de Ø2 pulgadas y una de Ø4 pulgadas en la parte superior. Cada 2.40 metros se encuentra un par de pilastras de acero.



**Figura 4-8 Vista frontal de las barandas usadas en el proyecto (unidades en milímetros).**

### 4.2.2 Cargas aplicadas.

Las cargas que ejercerán los esfuerzos en la torre serán las cargas de peso propio del tablero. Debido a que el análisis que se realizará en este trabajo de grado consiste en el proceso constructivo no se consideró las cargas vivas.

Para el análisis se tomará en cuenta el peso propio de las vigas (longitudinales, transversales y largueros), losa de hormigón de 25 centímetros de espesor, barandas y una carpeta asfáltica de 5 centímetros de espesor, que fueron descritas anteriormente (detalles de los cálculos realizados para la obtención de estos valores se encuentran en los anexos).

<b>CARGAS DE TABLERO (KG/M2)</b>	
<b>Viga Longitudinal</b>	170.54
<b>Viga Transversal</b>	196.71
<b>Largueros</b>	21.21
<b>Baranda Doble</b>	15.51
<b>Asfalto</b>	110.00
<b>Losa</b>	600.00
<b>Total</b>	1113.97

*Tabla 4.1.- Valores del peso propio que actúan en el tablero.*

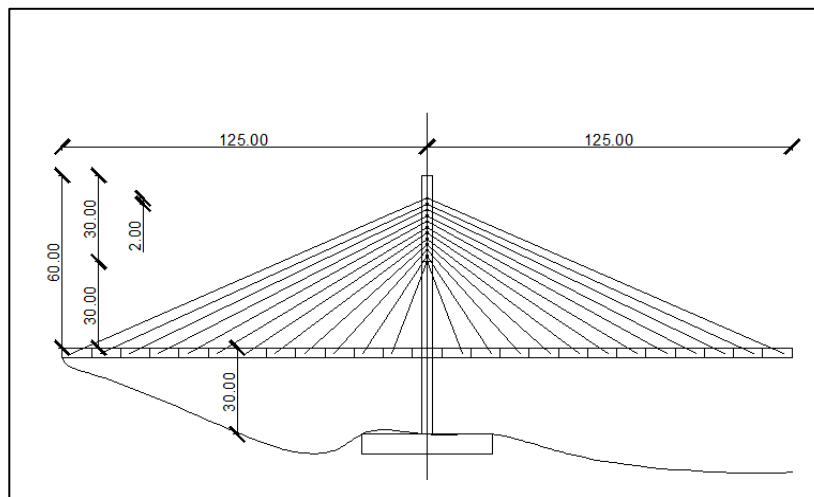


### 4.3 METODOLOGÍA

Para evaluar los efectos de inclinación de las torres en un puente atirantado se dividirá este trabajo en tres etapas. Primero se estudiará un puente “ideal” o caso simétrico. Segundo se analizarán casos de asimetría; para ellos se suprimirán uno por uno los módulos del tramo de arranque del puente y se evaluará sus efectos en las fuerzas internas de las torres. Tercero, se calculará el ángulo de inclinación de la torre que contrarreste los efectos causados por la asimetría debido a la eliminación de módulos.

#### 4.3.1 Puente Atirantado Ideal (Geometría de proyecto y de las torres).

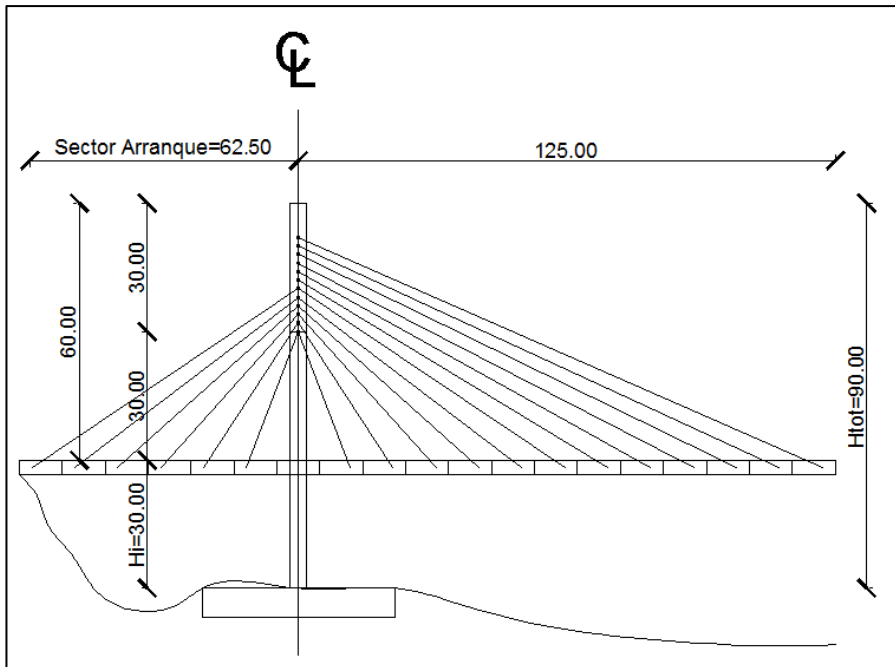
Este caso llamado “Puente atirantado ideal” es la condición inicial de nuestro análisis. Se tomará como ejemplo un puente atirantado con una torre vertical la cual posee un tablero simétrico con respecto a la torre. Tendrán el mismo número de módulos (de 10.00 metros de largo por 16.00 metros de ancho) a cada lado de la torre.



**Figura 4-9 Configuración de la Torre 1 con sus tirantes y módulos (Unidades en metros).**

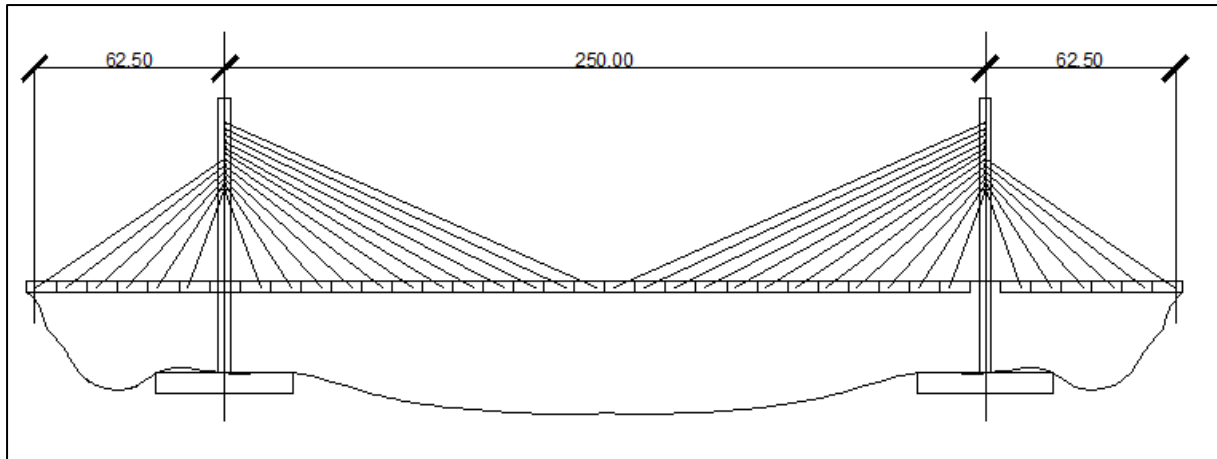
### 4.3.2 Puente Atirantado Asimétrico con respecto a su torre.

Como se ha venido describiendo a lo largo de este trabajo, se estudiará el efecto de la asimetría del tablero reduciendo el número de módulos en el puente. Para ello se estudiarán 12 casos, los cuales tienen características similares al puente ideal o simétrico, quitando uno a uno los módulos del sector de arranque hasta eliminarlos completamente.



**Figura 4-10 Ejemplo del caso asimétrico con 6 módulos en el sector de arranque de la torre 1 (unidades en metros).**

Generar estos doce casos nos proporcionara datos importantes como momentos y fuerzas cortantes que actuarán en la base de la torre. Dichas fuerzas internas serán representadas en curvas para apreciar su variación según distintas condiciones del proyecto

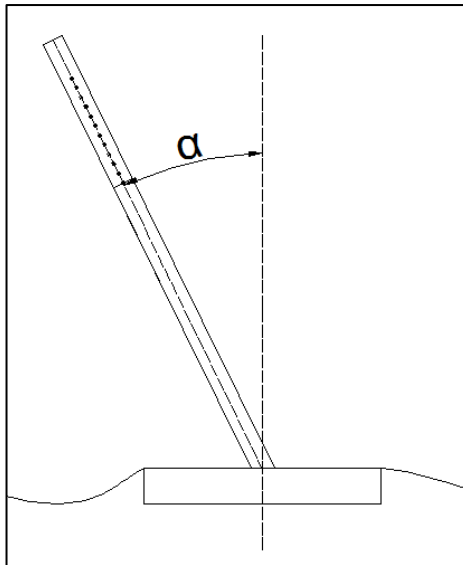


**Figura 4-11 Ejemplo del caso asimétrico con 6 módulos del lado izquierdo de la torre 1 (unidades en metros).**

Cabe recalcar que la falta de simetría a los lados del eje de la torre nos genera momentos que podrían desequilibrar la torre así como crear inconvenientes al momento del proceso constructivo.

### **4.3.3 Puente atirantado Asimétrico con torre inclinada.**

El desequilibrio en las fuerzas internas de la torre puede ser superado mediante la inclinación de la misma. Esta inclinación está dada por el ángulo  $\alpha$ , el cual se encuentra comprendido entre el eje de la torre y la vertical.



**Figura 4-12 Ubicación del ángulo “ $\alpha$ ”.**

La inclinación de la torre buscará que estos momentos que se generan en la base debido a la asimetría de cada caso sean eliminados. Mediante los dos métodos propuestos se determinará el ángulo “ $\alpha$ ” para el cual los momentos de la base sean igual a cero o muy cercanos a este valor.

**CAPITULO 5:**  
**ANÁLISIS**  
**ESTRUCTURAL.**

## 5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

El objetivo principal de este trabajo es encontrar el ángulo necesario que se debe inclinar una torre para lograr eliminar los momentos en la base en puentes atirantados asimétricos. Para lograr esto se realizarán dos métodos: Cálculo Manual y Modelo en SAP 2000.

El primer método, llamado “Cálculo Manual”, consiste en un análisis estático (diagramas de cuerpo libre) de las fuerzas en los cables y sus efectos en la torre.

Tomando en cuenta la configuración explicada anteriormente (descripción del proyecto) podremos determinar la tensión de los cables que se generan al momento de colocar cada módulo. Luego, hallada la fuerza en los cables, podemos obtener el momento de volteo que ellos producen en la torre. Todos estos cálculos están basados en simples diagramas de cuerpo libre.

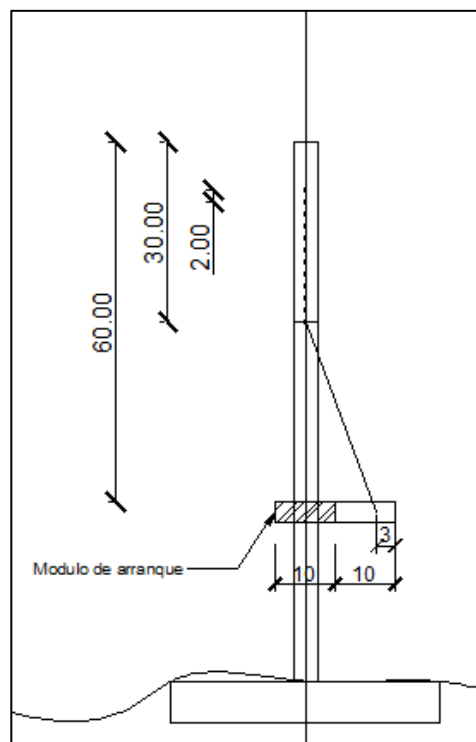
El segundo método consistirá en generar un modelo de elementos finitos en el programa SAP 2000. Dicho modelo considera al puente como una estructura hiperestática teniendo en cuenta la rigidez de sus componentes, lo cual es muy importante en el caso de los cables, ya que su comportamiento es no lineal (rigidez a compresión igual a cero).

Una vez elaborado los modelos, para cada caso se obtendrá de manera automática los momentos en la base. Mediante este programa también se logrará determinar el momento producido por la inclinación de la torre así como el peso total de la misma.

## 5.1 TENSIÓN EN LOS CABLES.

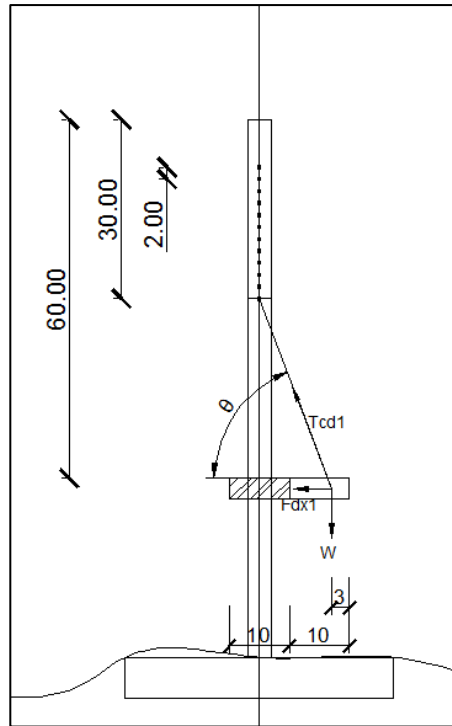
### 5.1.1 Método manual.

Este método consistirá en encontrar la tensión en los cables de cada módulo. Mediante la aplicación de Diagramas de Cuerpo Libre para cada parte del proceso constructivo será posible apreciar la tensión que será necesaria para sostener cada uno de los módulos.



**Figura 5-1 Colocación del primer módulo del tablero (unidades en metros).**

El primer módulo es montado después de que haya sido colocado el módulo de arranque. Al momento de que este módulo es puesto en su lugar comienzan a actuar los momentos de volteo mediante la tensión que sufren los cables.



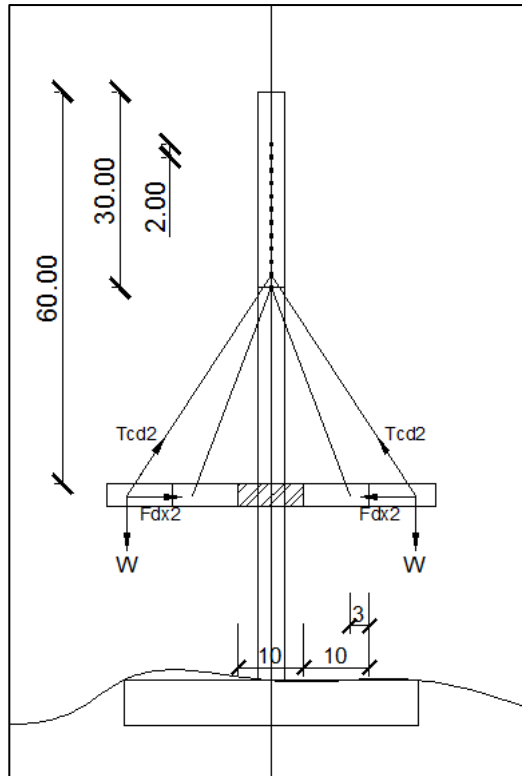
**Figura 5-2 Diagrama de cuerpo libre para determinar  $T_{cd1}$  (tensión cable derecho 1). Unidades en metros.**

Se puede determinar el ángulo " $\theta$ " (figura 5.3) para cada uno de los cables. Una vez obtenido este valor se procede a calcular la componente en el eje X de las tensiones de cada cable.

Cabe recalcar que la componente de la fuerza en el eje "x" provoca las fuerzas de compresión a la que están siendo sometidos los módulos, parámetro que el diseñador también debe cuidar al momento de hacer su diseño.

Este procedimiento se repetirá de manera sucesiva hasta determinar las tensiones en todos los cables como se puede apreciar en la imagen a continuación.





**Figura 5-3 Diagrama de cuerpo libre para determinar  $T_{cd2}$  (tensión cable derecho 2). Unidades en metros.**

Dado que estamos en una condición de simetría bastará analizar el lado derecho de la torre cuyos resultados serán los mismos para el lado izquierdo. Esta condición produce que alrededor de la torre no se generen momentos ya que las mismas tensiones y pesos actuantes del lado derecho actuarán del lado izquierdo anulándose entre sí. De igual manera se puede notar que no existirá deslizamiento o “columpiamiento” del tablero con respecto a la torre.

Estos resultados serán plasmados en capítulos próximos mediante tablas donde se podrá apreciar la tensión que necesitan los cables para poder soportar el peso de cada módulo. Para este análisis se asume que el peso del tablero es soportado totalmente por los cables.

A medida que la asimetría se empieza a generar habrá diferencia entre la sumatoria de fuerzas horizontales que se transfieren a la torre del lado izquierdo con la del lado derecho. A menor número de módulos del lado izquierdo de la torre menor será la fuerza horizontal ejercida sobre la torre y empiezan a generarse los momentos de volteo.

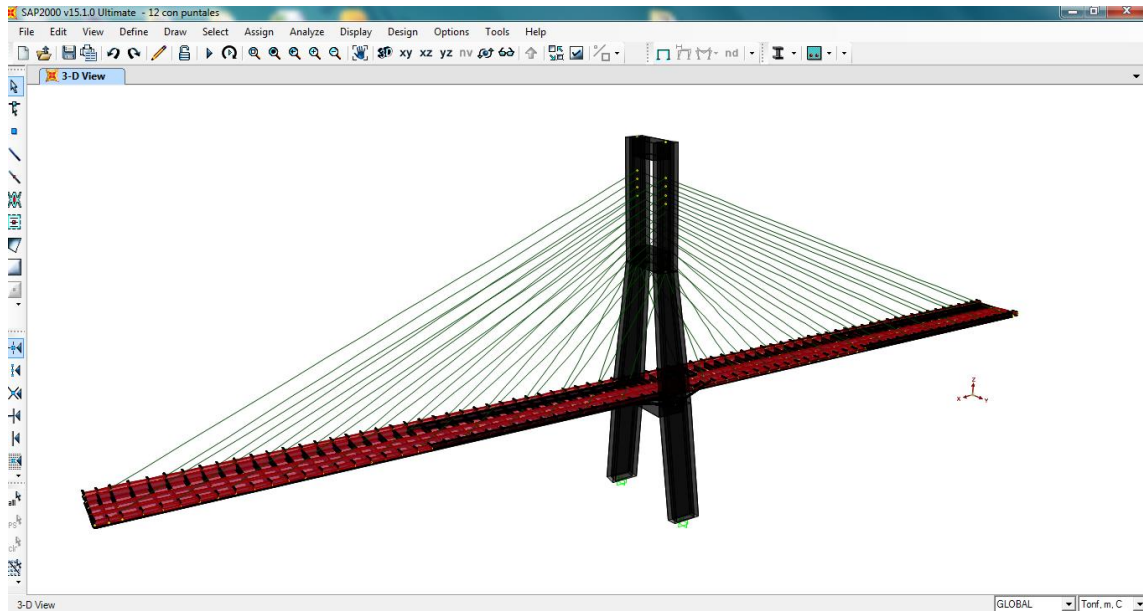
La obtención de estos valores permite tener una aproximación o estimación de la tensión requerida en los cables. Al momento de crear el modelo en SAP 2000 estos valores serán una referencia de la tensión que se deberá colocar en los cables.

## **5.2 MOMENTOS EN LA BASE.**

### **5.2.1 Método SAP 2000.**

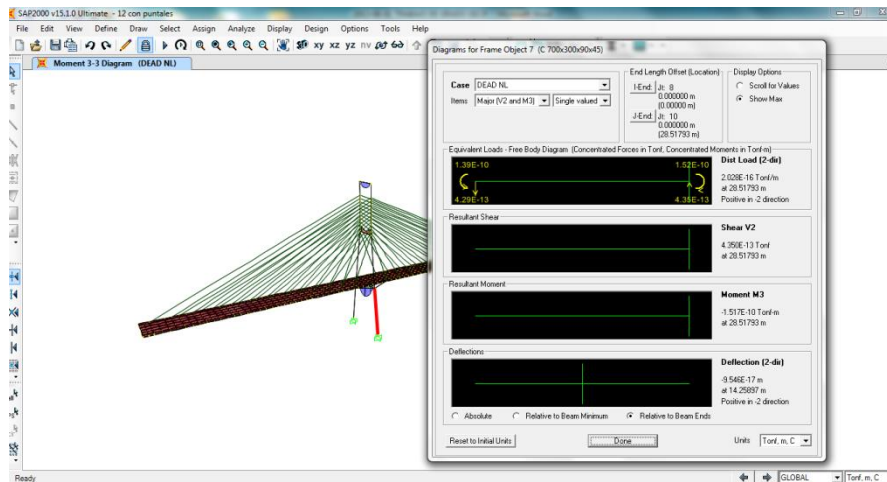
Para obtener los valores de momentos actuantes en la base de la torre nos valdremos del programa SAP 2000. Para esto, se modeló un primer caso en el cual la torre se consideró vertical y el tablero simétrico. Luego, partiendo del caso inicial, se generaron 12 casos más los cuales difieren en el número de tramos considerados en el arranque del puente proporcionando diferentes grados de asimetría. Por facilidad de análisis y comparación en los resultados, las tensiones en los cables en los casos asimétricos se mantuvieron iguales a las del caso simétrico, por ende no se controló las deformaciones del tablero.

El modelo incluye la torre y vigas de tablero así como la losa sobre el cual se colocó una carga sobrepuesta de 0.11 ton/m<sup>2</sup> debido a la carpeta asfáltica (espesor de 5 centímetros). También se colocó una carga uniformemente distribuida a lo largo de la viga longitudinal para representar el peso de la baranda (15.51 kg/cm<sup>2</sup>)



**Figura 5-4 Modelo del caso simétrico en SAP 2000.**

Se comprobó que en el caso simétrico, Figura 5.6, el momento y la fuerza cortante en la base de la torre sea igual a cero. Dicho resultado puede ser observado en la Figura 5.7.



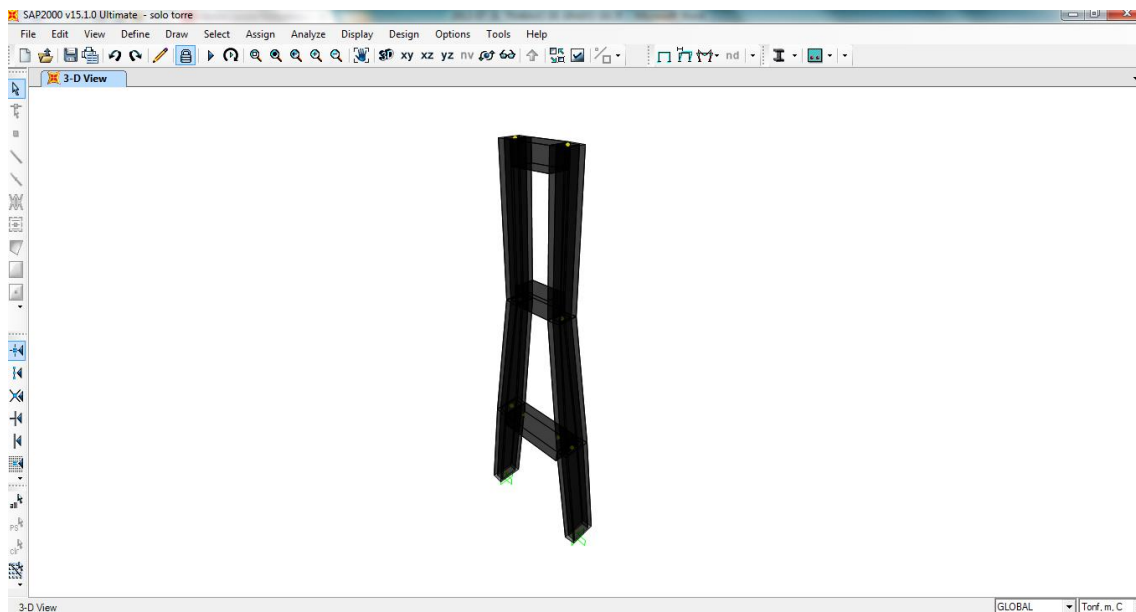
**Figura 5-5 Resultados del análisis en SAP 2000 para el caso simétrico.**

Ahora que ya se ha revisado el modelo del caso ideal se modificará el mismo y se obtendrán los momentos en la base, valores que se serán expuestos más adelante.

## 5.3 ÁNGULO DE INCLINACIÓN.

### 5.3.1 Mediante SAP 2000.

Los momentos flectores en la base, producidos por las asimetrías de los casos anteriores, serán contrarrestados mediante la inclinación de la torre. Para ello se modeló únicamente la torre para distintas inclinaciones (valores de alfa) y así evaluar su efecto individual.

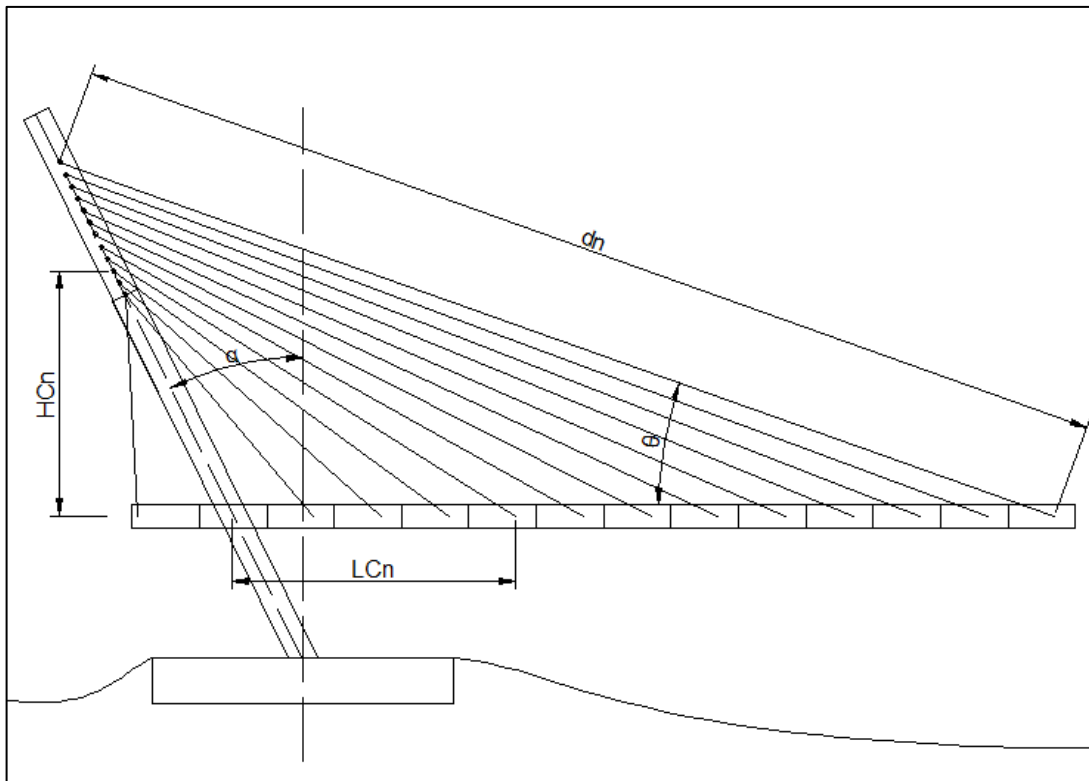


**Figura 5-6 Torre modelada en SAP 2000.**

Para cada grado de inclinación se obtuvo el momento flector en la base de la torre para comparar, más adelante, con los momentos producidos por la asimetría.

### 5.3.2 Método manual.

Para poder determinar el ángulo de inclinación necesario para que los momentos en la base de la torre sean cero se analizará el diagrama de cuerpo libre de la torre considerando la inclinación de la misma, las fuerzas ejercidas por los cables y las fuerzas ejercidas por el tablero.

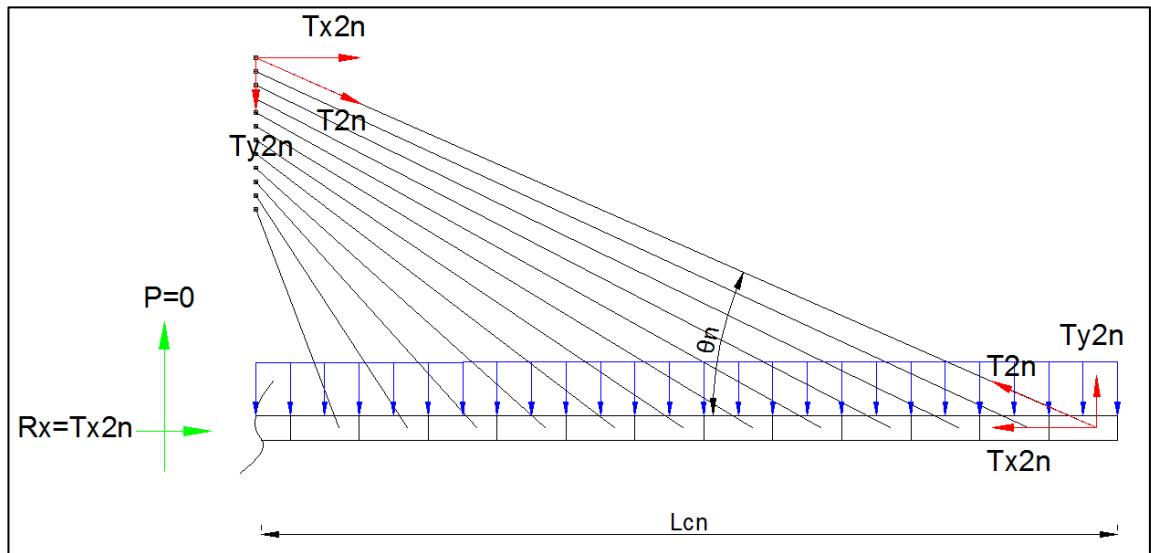


**Figura 5-7 Bosquejo de las nomenclaturas de las distancias, ángulos y fuerzas actuantes.**

En la figura se muestra las nomenclaturas que se usarán para este procedimiento manual. Los valores dependerán del caso que se vaya a resolver. Para el análisis de la carga de tablero se consideró una carga “q” uniformemente repartida.

Obtenida las fuerzas ejercidas en la torre, se calcularán los momentos con respecto a la base y se igualará a cero para así obtener el ángulo de

inclinación alfa que satisfaga dicha ecuación. Debido a la complejidad de la ecuación expresada en términos de alfa, se contó con la ayuda de una hoja de cálculo en Excel la cual nos permitió obtener los valores de alfa más rápidamente.



**Figura 5-8 Corte del lado izquierdo del tablero.**

- $T_{1n}$ = tensión en el cable  $n$  del lado izquierdo (lado 1)
- $L_{cn}$ = Distancia del anclaje en el tablero al punto de corte (torre).
- $q$ = Carga uniformemente repartida
- $p$ = Reacción del apoyo. Se asume cero para que los cables tomen el 100% del peso de cada módulo.
- $R_x$ = Reacción en sentido "x". ésta es igual a la componente en x de la tensión del cable para mantener el equilibrio.

Dependiendo de cada caso se repetirá el cálculo de las componentes de tensión de cada uno de los cables.

$$\sum F_y = 0$$

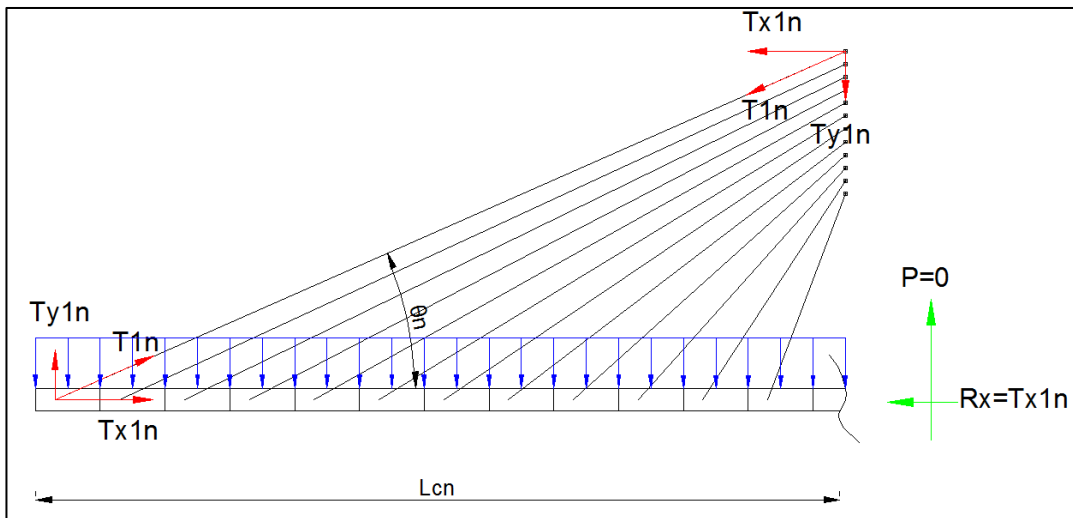
$$T_{y1n} + P_1 = qLcn$$

$$P_1 = qL_1 - T_{1y}$$

$$\sum M_a = 0$$

$$M_1 + \frac{qLcn^2}{2} = T_{y1n} * Lcn$$

$$M_1 = T_{y1n} * Lcn - \frac{qLcn^2}{2}$$



**Figura 5-9 Corte del lado derecho de la tablero.**

Las nomenclaturas explicadas para el lado izquierdo de la torre se repiten para el lado derecho. La variación será que el lado derecho de la torre sería el lado 2.

Mediante el mismo procedimiento utilizado para el análisis de los cables del sector de arranque del puente (lado izquierdo de la figura), se analiza la parte interior del puente (lado derecho de la figura).

$$\sum F_y = 0$$

$$T_{y2n} + P_2 = qLcn$$

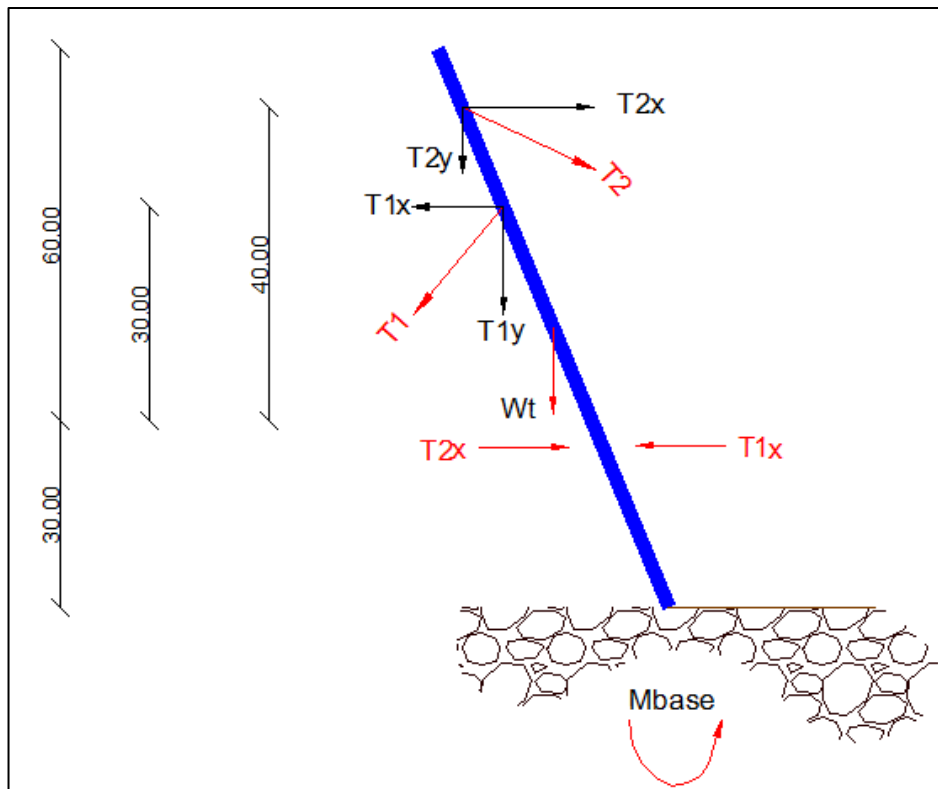
$$P_2 = qLcn - T_{y2n}$$

$$\sum M_b = 0$$

$$T_{y2n} * Lcn = M_2 + \frac{qLcn^2}{2}$$

$$M_2 = T_{y2n} * Lcn - \frac{qLcn^2}{2}$$

Obtenidas las cargas del tablero que actúan en la torre, como siguiente paso se realizará el análisis estático de la torre 1.



**Figura 5-10 Diagrama de Cuerpo libre de la torre.**



Este proceso se repite para cada cable que llega a la torre. Donde variarán las componentes para cada uno de los cables.

$$\Sigma M_{base} = 0$$

$$0 = M_b - (T_{1x} - T_{2x})H_1 + W_t * \frac{H_1 + H_2}{2}$$

$$* \tan \alpha + T_{1x} * (H_1 + H_{c1}) - T_{2x}(H_2 + H_{c2}) + T_{1y} * (H_1 + H_{c1})$$

$$* \tan \alpha + T_{2y} * (H_2 + H_{c2}) * \tan \alpha$$

La ecuación mostrada anteriormente se desarrolló considerando un solo cable. Este proceso se debe repetir para cada cable. A continuación se mostrará la ecuación simplificada y en base a la sumatoria de todas las componentes de todos los cables.

$$-M_b = + \tan \alpha$$

$$* \left[ (P_1 + P_2) * H_1 + W_t \left( \frac{H_1 + H_2}{2} \right) + \Sigma T_{y1i} * H_{1i} + \Sigma H_{c1i} T_{y1i} \right.$$

$$\left. + \Sigma T_{y2i} * H_{1i} + \Sigma H_{c2i} T_{y2i} \right] + \Sigma T_{1ix} H_{c1i} - \Sigma T_{2ix} H_{c2i}$$

Las cargas "P" no fueron consideradas ya que para este análisis se asume que el peso del tablero es tomado por los cables.

Esta ecuación permitirá obtener el valor del ángulo  $\alpha$  para que los momentos en la base sean cero. Aprovechando las ventajas de Microsoft Excel se puede encontrar el valor de momentos en la base dándole a  $\alpha$  un valor de cero. De ésta manera se podrá determinar el momento en la base para cada caso.

# **CAPITULO 6:** **RESULTADOS.**

## 6 RESULTADOS

### 6.1 TENSIONES EN LOS CABLES

A continuación se mostrará una tabla del valor de tensión que deberían llevar los cables según el cálculo manual.

Cable (n)	Tn (ton)
1	208.34
2	234.98
3	265.94
4	296.67
5	328.08
6	354.94
7	384.07
8	409.11
9	432.47
10	454.32
11	474.47
12	493.25

*Tabla 6.1.- Determinación de la tensión de los cables*

Estos valores serán una referencia de la tensión que debería llevar cada cable al momento de realizar el modelo en SAP 2000, recordando que en este análisis se está asumiendo que el tablero es sostenido totalmente por los cables, situación que en la realidad no es enteramente correcta.

## 6.2 MOMENTOS EN LA BASE.

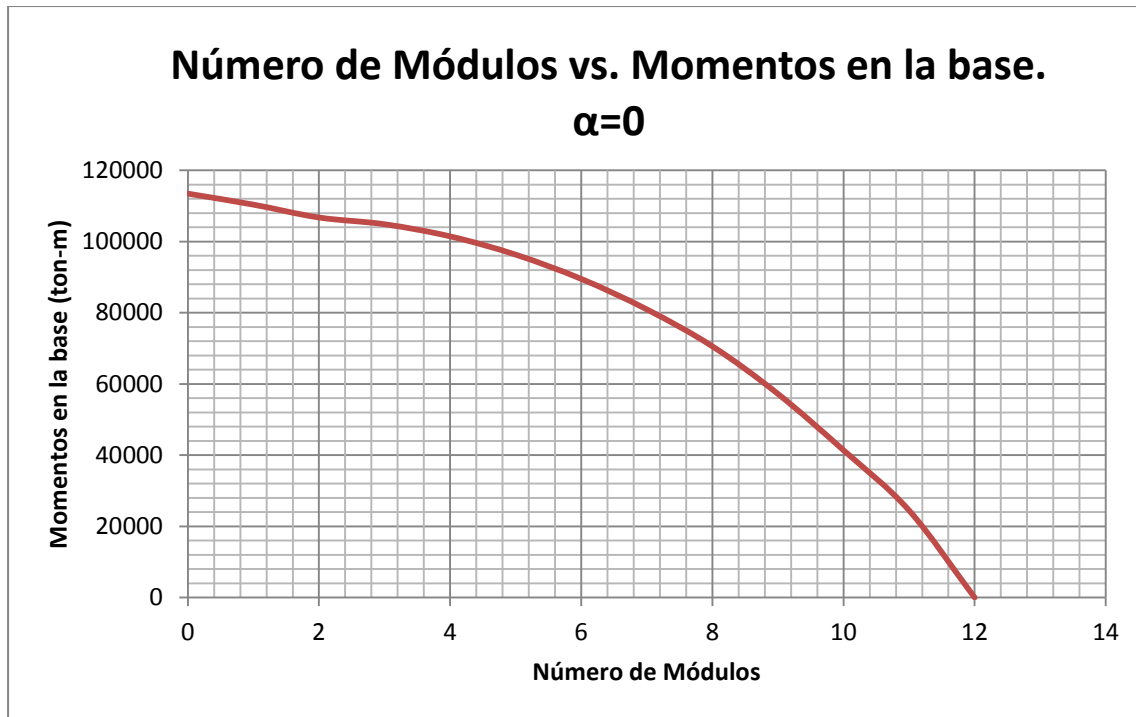
### 6.2.1 Método manual

Como se pudo explicar anteriormente, al momento de realizar una hoja de cálculo en Excel para la obtención del ángulo de inclinación, se puede tomar la ecuación de Mb y la variable  $\alpha$  darle valor de cero.

No. Módulos	Momentos en la base
0	113468.65
1	110377.12
2	106764.12
3	104872.24
4	101468.58
5	96322.11
6	89509.57
7	80953.39
8	70574.97
9	57214.38
10	41384.85
11	24468.87
12	0.00

*Tabla 6.2.- Valores de momento en la base obtenidos mediante el método manual.*

Los valores de la Tabla 6.1 se muestran en la Figura 6.1. Aquí se puede apreciar como los momentos de la base de la torre varía al reducir el número de módulos en el sector de arranque del puente.



***Figura 6-1 Curva número de módulos vs momento en la base obtenido mediante el método manual.***

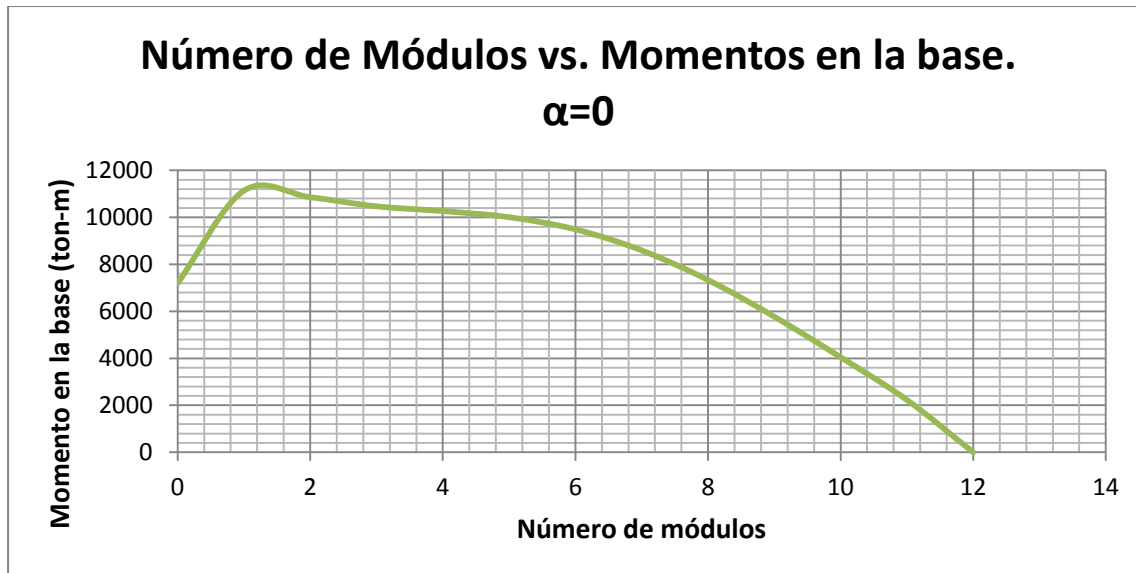
En el eje X de la figura 6-1 se encuentra representado el número de módulos en el sector de arranque. En el eje Y están los valores de momento en la base obtenidos cuando  $\alpha=0$ . Es fácil apreciar que a menor número de módulos en este sector mayor será la asimetría por ende mayor es el momento en la base. Teniendo como caso crítico cuando no existen módulos del lado de arranque.

## 6.2.2 Mediante SAP 2000

Los resultados que se mostrarán a continuación se obtuvieron del modelo en SAP 2000 descrito anteriormente. Se partió de un caso inicial con 12 módulos en el sector de arranque. Dichos módulos (detallados anteriormente) fueron reducidos uno por uno hasta llegar a cero módulos de lado de arranque.

<b>No. Módulos</b>	<b>Momento Flector</b>
<b>0</b>	7194.26109
<b>1</b>	11135.5156
<b>2</b>	10858.0006
<b>3</b>	10469.678
<b>4</b>	10266.7828
<b>5</b>	10006.5933
<b>6</b>	9489.56605
<b>7</b>	8593.36735
<b>8</b>	7333.33542
<b>9</b>	5773.53663
<b>10</b>	4046.7669
<b>11</b>	2230.76544
<b>12</b>	0

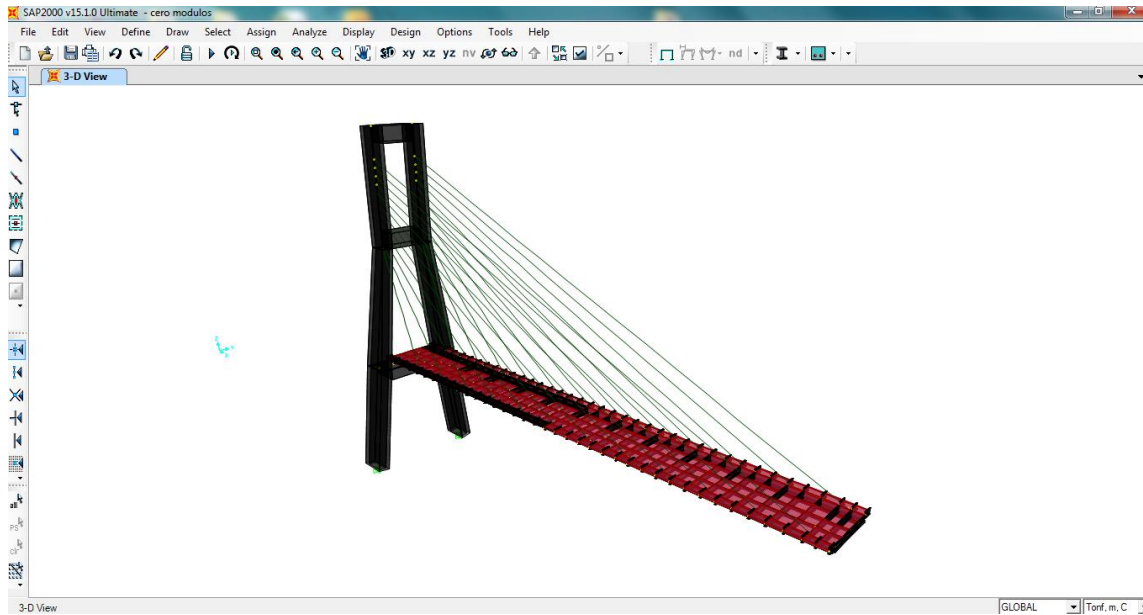
*Tabla 6.3.- Valores obtenidos en los doce casos generados en SAP 2000. "No. Módulos" es el número de módulos que se encuentran del lado izquierdo la torre.*



***Figura 6-2 Curva número de módulos vs momento en la base obtenido mediante SAP 2000.***

En el eje “x” de la figura 6.1 se encuentra representado el número de módulos en el sector de arranque. En el eje Y están los momentos en la base obtenidos corriendo cada caso en SAP 2000.

Una vez obtenidos estos resultados es fácil apreciar que existe un valor que no sigue la tendencia del resto de los casos. Esto nos da un indicio de que hay algún parámetro que no está siendo considerado o el modelo necesita de alguna modificación. Razón por la cual éste será analizado para poder encontrar que problemas presenta el modelo.

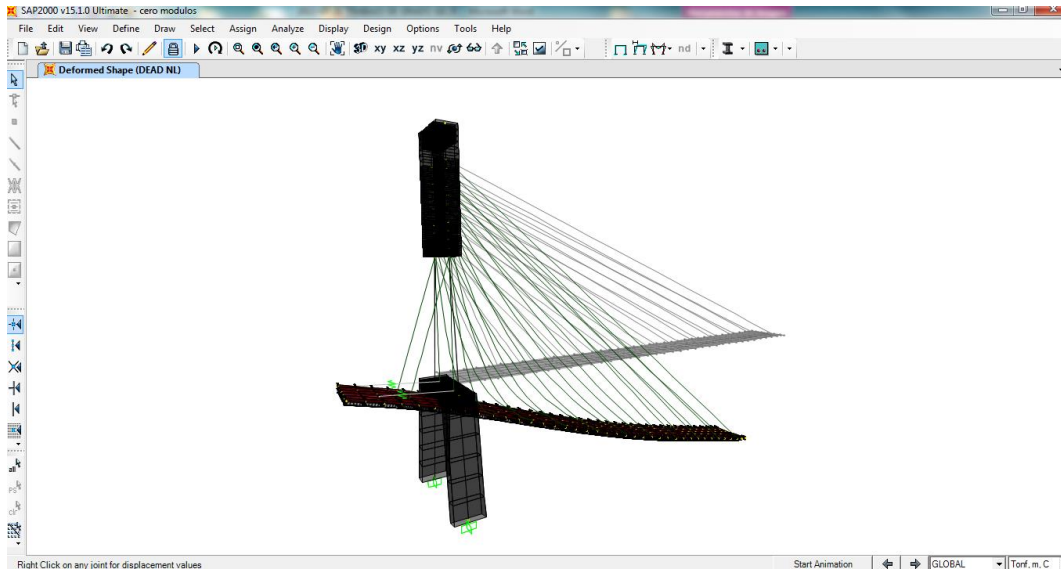


***Figura 6-3 Modelo en SAP 2000 del caso sin módulos en el sector de arranque.***

Para buscar estas anomalías en los valores, se tomará como ejemplo el caso en el cual no existen módulos del lado izquierdo de la torre 1.

Se mantiene la misma configuración de cables y la tensión en los mismos. Teóricamente este caso debió darnos un resultado que siga la misma tendencia de los resultados en el resto de casos pero no fue así.



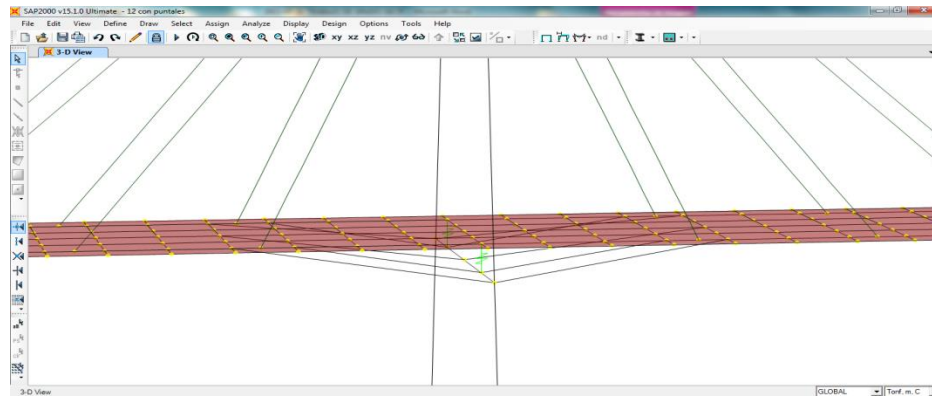


**Figura 6-4 Desplazamiento del tablero mostrado en SAP 2000.**

Claramente se puede observar que el tablero ha sufrido un desplazamiento importante en el eje X debido a que no hay restricción alguna que permita al tablero mantenerse fijo en su posición inicial. Dicho desplazamiento provoca que el tablero se “columpie”, haciendo que el centro de gravedad del tablero se “centre” con respecto al eje de la torre y reduciendo los momentos producidos en la base.

Debido a que este trabajo busca apegarse en la medida de lo posible a un caso real es importante notar que en este modelo expuesto previamente no se ha considerado ningún tipo de apuntalamiento del tablero a la torre, razón por la cual es posible que los valores obtenidos en los siguientes casos puedan presentar anomalías o no seguir una tendencia marcada.

Será necesario modificar cada uno de estos casos y colocarle apuntalamiento y así poder notar las diferencias que se generan al aplicar este cambio. El apuntalamiento brinda al tablero una restricción para que no se desplace hacia el lado con menos carga lateral o se “columpie”.



**Figura 6-5 Apuntalamiento del tablero a la torre.**

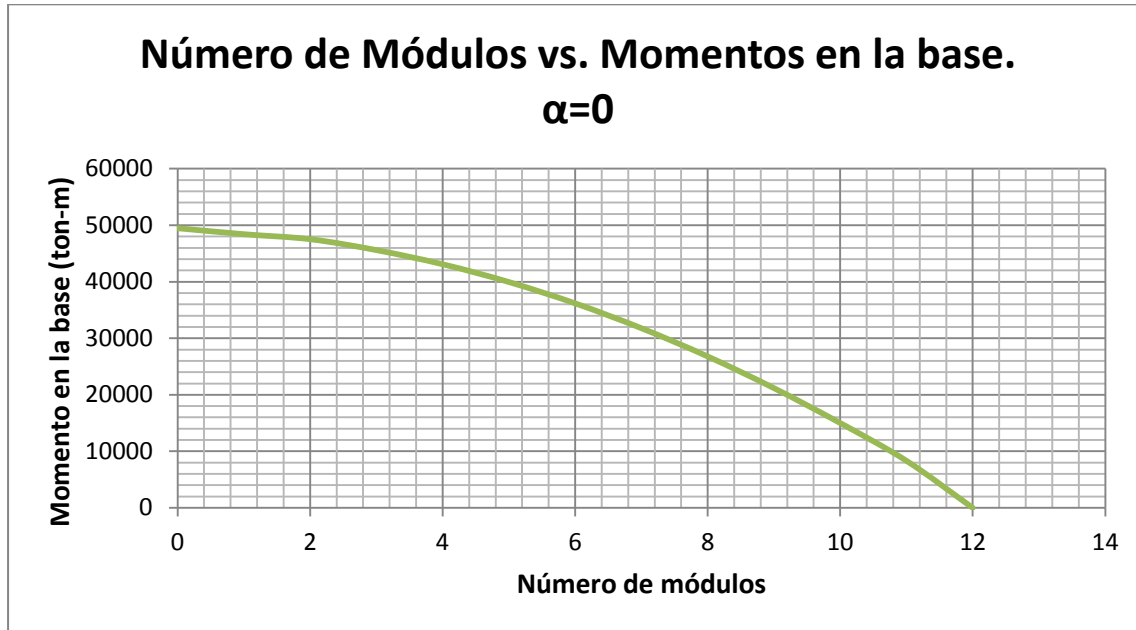
Este tipo de apuntalamiento se lo usará para todos los casos de tal manera que se deberá presentar una nueva tabla con los valores de momento y cortante que actúan debido a la modificación que se realizó.

### 6.2.3 Considerando apuntalamientos.

No.	Momentos en la base
0	98937.5
1	96826.62
2	95047.838
3	91190.106
4	86191.76
5	79899.974
6	72347.76
7	63557.636
8	53561.86
9	42347.238
10	29997.9708
11	16628.0249
12	0

*Tabla 6.4.- Valores nuevos de momento flector y cortante debido al apuntalamiento*

Los valores de la Tabla 6.4 se muestran en la Figura 6.6. Aquí se puede apreciar como los valores de momentos en la base siguen una tendencia más lógica a la obtenida en el caso sin apuntalamiento.

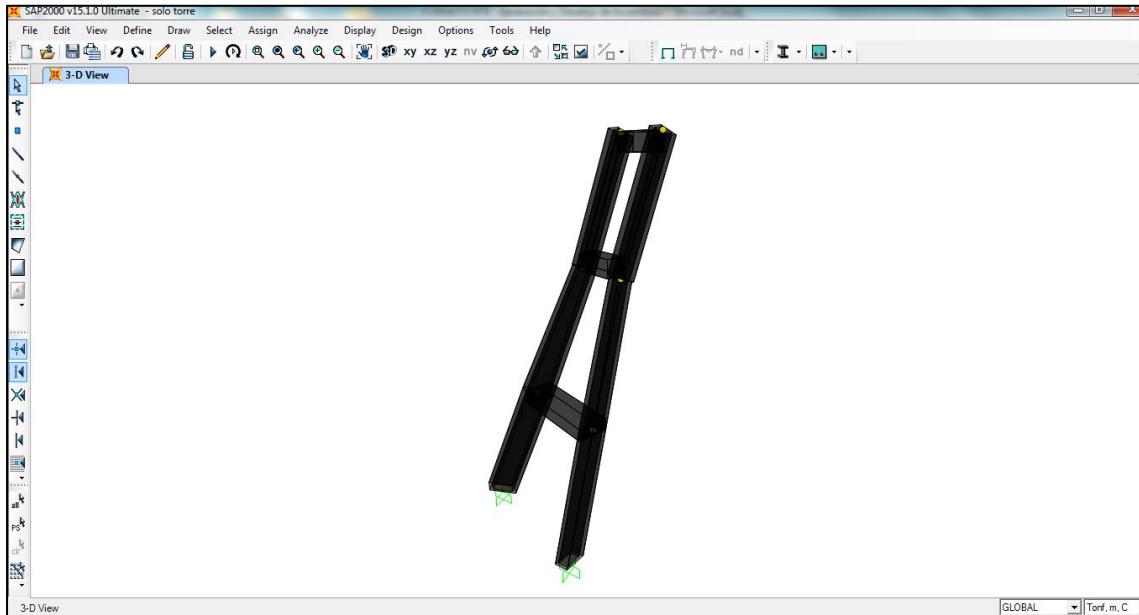


***Figura 6-6 Curva Número de módulos vs. Momento Flector con apuntalamientos.***

## 6.3 GRADOS DE INCLINACIÓN.

### 6.3.1 Método SAP 2000.

Se tomará el modelo de la torre y se la inclinará paulatinamente para poder obtener los valores de momento flector que se producen en la base debido a esta inclinación.



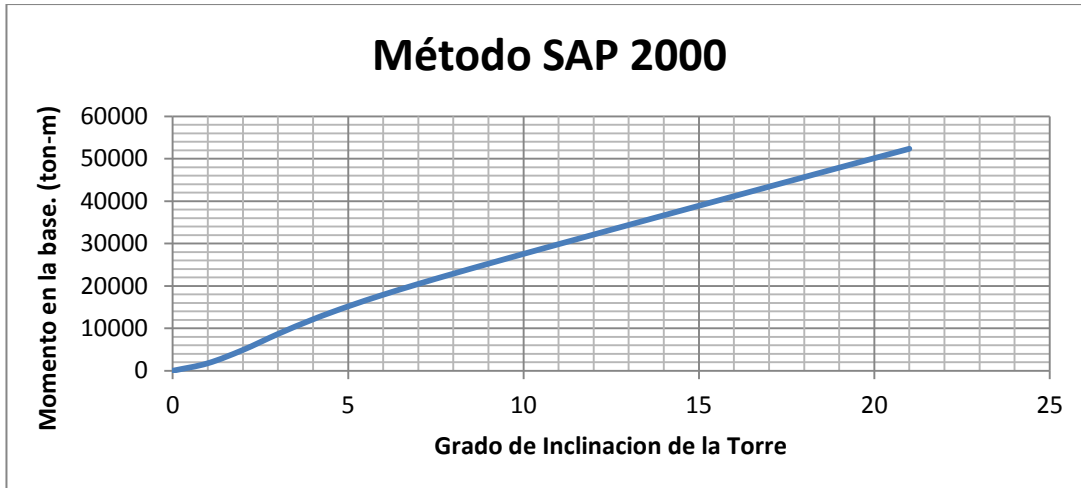
**Figura 6-7 Torre inclinada en programa SAP 2000**

Dichos momentos consideran solo el peso propio de la torre. Se llegó a probar hasta con 21 grados de inclinación debido a que la mayor exigencia de momentos la genera el caso con cero módulos a la izquierda de la torre 1 y es suficiente para cubrir esta demanda.

<b>Grados de Inclinación</b>	<b>Momento en la base</b>
0	0
-1	1767.078
-2	4902.724
-3	8670.977
-4	12131.7687
-5	15184.546
-6	17927.389
-7	20470.164
-8	22892.166
-9	25243.6513
-10	27554.7819
-11	29843.0925
-12	32118.462
-13	34386.188
-14	36648.843
-15	38907.384
-16	41161.812
-17	43411.578
-18	45655.819
-19	47893.501
-20	50123.514
-21	52344.717

*Tabla 6.5.- Momentos producidos en la base debido a la inclinación de la torre.*

La Tabla 6.5 muestra los valores de momento en la base obtenidos en el programa SAP 2000 al momento de inclinar la torre. Estos resultados se mostrarán en la Figura 6-7. En el eje X se encuentra representado los grados de inclinación de la torre y en el eje Y muestra los momentos en la base producidos por dicha inclinación.



**Figura 6-8 Curva Grados de Inclinación vs Momento en la Base obtenidos mediante el Método SAP 2000.**

### 6.3.2 Método manual.

Como se explicó en capítulos anteriores, la ecuación de Mb queda en función del ángulo  $\alpha$ . En la siguiente tabla se mostrará los resultados del grado de inclinación para cada caso resuelto mediante este método.

No. Módulos	Angulo de Inclinación
0	23.70
1	22.47
2	20.93
3	19.99
4	18.84
5	17.43
6	15.79
7	13.93
8	11.85
9	9.38
10	6.62
11	3.82
12	0.00

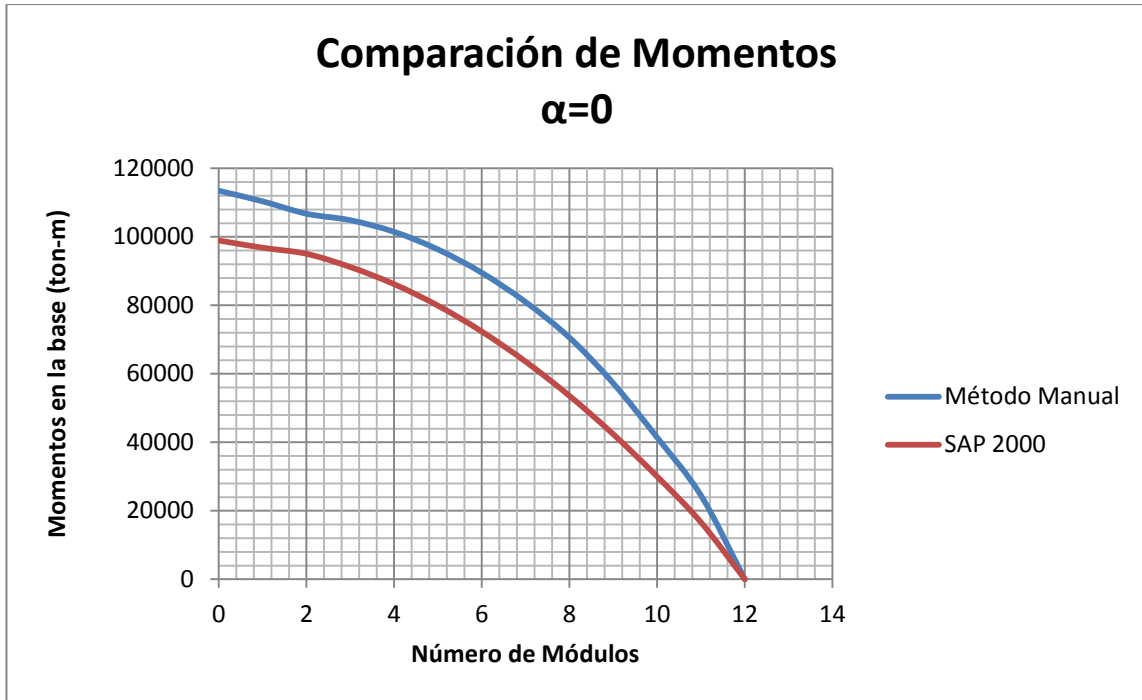
*Tabla 6.6.- Ángulos de inclinación obtenidos mediante método manual.*

## 6.4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

No. Módulos	METODO MANUAL		METODO SAP 2000	
	Angulo Inclinación	Momentos base	Angulo Inclinación	Momentos base
0	23.70	113468.65	21	98937.50
1	22.47	110377.12	20	96826.62
2	20.93	106764.12	19	95047.84
3	19.99	104872.24	18	91190.11
4	18.84	101468.58	17	86191.76
5	17.43	96322.11	16	79899.97
6	15.79	89509.57	14	72347.76
7	13.93	80953.39	12	63557.64
8	11.85	70574.97	10	53561.86
9	9.38	57214.38	8	42347.24
10	6.62	41384.85	5	29997.97
11	3.82	24468.87	3	16628.02
12	0.00	0.00	0	0.00

*Tabla 6.7.- Tabla comparativa de los datos obtenidos*

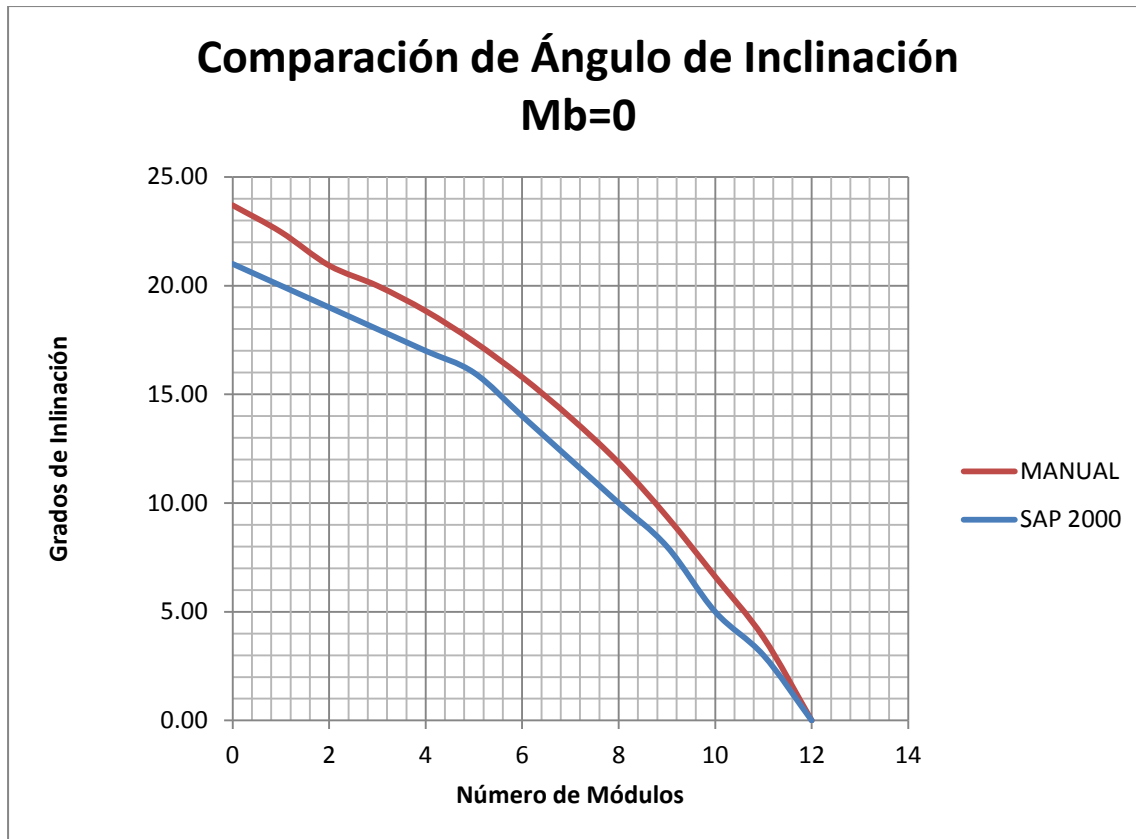
En la tabla se encuentra la recopilación de los datos obtenidos tanto de los momentos que fueron obtenidos mediante los modelos en SAP 2000 debido a la asimetría del tablero así como el momento producido por el grado de inclinación de la torre. También se encuentra el ángulo de inclinación encontrado mediante el método manual.



**Figura 6-9 Curva comparativa de los momentos en la base mediante los dos métodos empleados.**

La Figura 6.7 es una gráfica comparativa de los dos métodos empleados para la obtención de los momentos en la base de la torre para cada caso. Para la obtención de estos valores se consideró la torre recta ( $\alpha=0$ ). Cuando esto ocurre la asimetría genera estos momentos en la base.





**Figura 6-10 Curva comparativa de los ángulos de inclinación mediante los dos métodos empleados.**

En la figura 6.8 se muestra los valores de ángulo de inclinación necesario para contrarrestar los momentos en la base para cada caso. Cabe recalcar que para la obtención de éste ángulo “ $\alpha$ ” cada método tuvo un procedimiento y desarrollo distinto.

En resumen para el método de SAP2000 se siguieron los siguientes pasos:

- Se calculó los momentos en la base de la torre producidos por cada caso de asimetría (eliminación de módulos).
- Se obtuvo los momentos en la base de la torre correspondiente al grado de inclinación de la misma. Para esto, se consideró

únicamente el peso propio de la torre y por ende no se modeló el tablero.

- Obtenido los momentos en la base producidos por la asimetría, se eligió el grado de inclinación que provocara un momento de igual magnitud y sentido contrario. El grado de inclinación puede ser encontrado mediante la interpolación de los datos mostrados en la Tabla 6.5 o mediante la Figura 6-7.

Los resultados del Cálculo Manual se obtuvieron de la siguiente manera:

- Se calcularon los pesos de cada módulo.
- Se calculó la inclinación de cada cable en función del ángulo de inclinación alfa de la torre.
- Se calcularon las tensiones en los cables. Al depender del ángulo de inclinación de cada cable, las tensiones son dependientes de la inclinación de la torre también.
- Se aplicaron sobre la torre las fuerzas provenientes de los cables. Se consideró también el peso propio de la torre y su ubicación dependiente del ángulo alfa.
- Se calculó el momento en la base de la torre producido por las fuerzas de los cables y del peso propio de la torre.
- Mediante iteración, se obtuvo el ángulo de inclinación alfa para el cuál el momento de la base de la torre fue igual a cero.

**CAPITULO 7:**  
**CONCLUSIONES Y**  
**RECOMENDACIONES.**

## 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

### 7.1 CONCLUSIONES.

Este trabajo de grado fue concentrado en poder resolver cual sería en ángulo de inclinación " $\alpha$ " con respecto al eje vertical de la torre para puentes atirantados con tableros asimétricos con respecto a sus torres. La implementación de dos métodos para encontrarlo tiene como fondo poder comparar un método de cálculo "manual", con un método más complejo como lo es el de elementos finitos. La exactitud de los resultados dependerá de las consideraciones que se hagan al momento de realizar el análisis de la estructura. Se asumieron ciertos detalles a la hora de analizar el problema, los mismos que pueden ser más precisos en trabajos a futuro y de esta manera.

Estos resultados y procedimientos de análisis van apegados a lo que sería el proceso constructivo del proyecto. Por estas razones no se consideraron la carga viva ya que esta entrará a actuar en el tablero una vez que el puente se encuentre en servicio.

Se puede inferir entonces que el método manual carece de la precisión que puede brindar un modelo en SAP 2000 pero nos permite tener una idea del valor de los momentos flectores producidos en la base de las torres de puentes atirantados. De esta manera sería posible modelar torres en puentes atirantados con inclinaciones cercanas a la óptima.

Llegar a una fórmula o regla totalitaria que diga exactamente cuál es el ángulo de inclinación para un puente atirantado sería una tarea que podría llegarse a considerar imposible por esta razón este trabajo tiene como referencia un proyecto existente. Y las ecuaciones y resultados mostrados en el capítulo 5 representan solución para este proyecto en específico.

Cabe recalcar, que las fórmulas presentadas en este trabajo consideran la geometría específica y las cargas consideradas del ejemplo mostrado. Aunque la metodología puede ser implementada en futuros trabajos, se deberá considerar cualquier variante al proyecto mostrado aquí.

## **7.2 RECOMENDACIONES.**

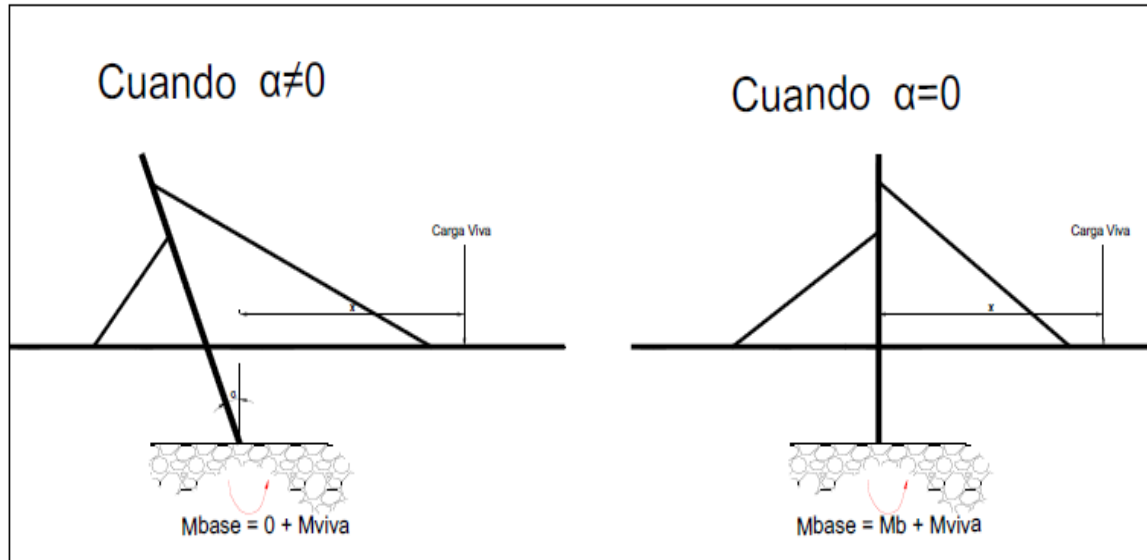
Para futuras trabajos se puede tomar este trabajo y adaptarlo a cada proyecto. Se puede llegar a tomar en cuenta que variación tendría sobre el proyecto considerar las cargas en servicio.

Para el modelo en SAP 2000 se debe inicialmente colocar puntales del tablero a la torre ya que al ser analizado se producirían desplazamientos importantes en el tablero y los resultados variarían. Así poder eliminar un paso en el proceso de buscar dicho ángulo.

El uso de SAP 2000 es una herramienta que permite obtener valores de deformación, momentos flectores, fuerzas cortantes, etc. Pero al momento de obtener los resultados en este programa es recomendable realizar una comparación con el método manual ya que así se puede apreciar si los valores tienen concordancia.

Obviamente es de esperarse que haya diferencia entre los resultados del método manual contra los del método SAP 2000 pero los mismos no deben variar de manera abrupta.

No hay duda de que inclinar una torre es una tarea bastante complicada pero realizar esto también nos aporta un beneficio en el comportamiento de la estructura. Beneficio que se puede notar al momento de que el proyecto entre en servicio.



**Figura 7-1 Comparación de una torre inclinada con una recta al momento del servicio.**

En la figura 8.1 se muestra la comparación entre la torre inclinada contra la torre recta en la etapa de servicio. Cuando la torre no se encuentra inclinada la misma soporta un momento en la base debido a la asimetría del proyecto si es que la hubiere. Al momento de inclinar la torre se busca contrarrestar estos momentos generados por la asimetría llegando a anularlos casi en su totalidad. Esto quiere decir que la diferencia entre estos dos casos es que al momento que el puente se encuentre en servicio la torre recta soportara el momento debido a la asimetría más el momento producido por la carga viva. La torre inclinada parte de un momento inicial de cero, por lo tanto la misma durante servicio solo soportara el momento producido por la carga viva.

Pero como es de esperarse también existen desventajas a la hora de adoptar esta solución. Al momento de construir la torre inclinada, ésta va a soportar momentos en la base debido a la inclinación. De esta manera la torre tendrá que soportar su propio peso hasta que el tablero sea construido y anclado a la torre para que se anulen estos momentos.

Por esta razón se recomienda que la torre sea soportada por cualquier método constructivo para que ésta no soporte el momento generado por la inclinación. En un caso extremo si no se podría realizar apuntalamiento o suspensión de la torre hasta que se encuentre armado y anclado el tablero la torre debe ser diseñada para soportar estos momentos que se actuarán hasta que se encuentre terminado el proyecto.

Si el proyecto contara con dos torres similares y de la misma asimetría al momento de colocar el módulo de cierre y unir estas dos torres los momentos se ven contrarrestados y se anularían. De esta manera la inclinación de la torre sería una solución más práctica para proyecto de una torre y que tengan asimetría.

# **CAPITULO 8:**

# **ANEXOS.**

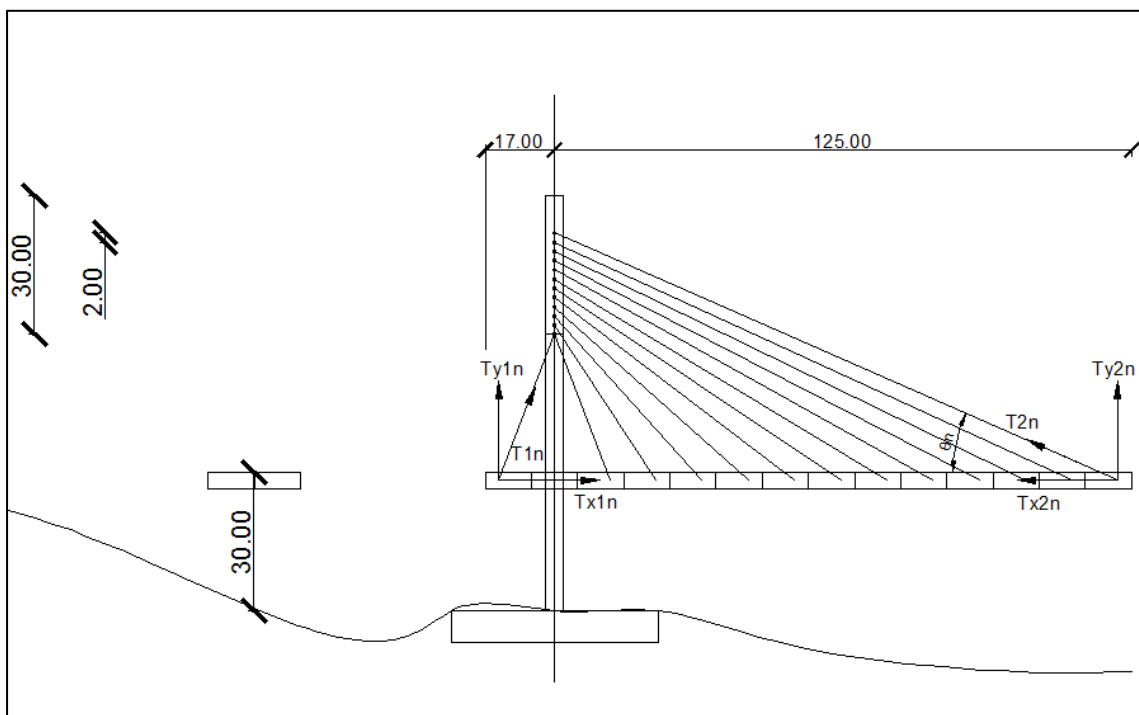


## 8 ANEXOS.

### 8.1 METODO MANUAL:

#### Ejemplo 1: Un módulo del lado izquierdo.

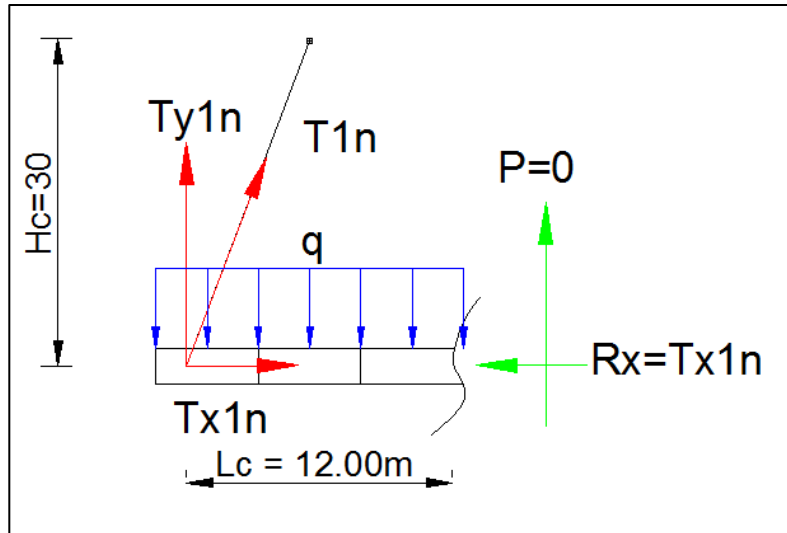
A continuación se desarrollara un ejemplo para demostrar que el ángulo obtenido en la ecuación (2.1) nos permite llevar el momento de la base a cero.



**Figura 8-1** Bosquejo de las fuerzas que se deben considerar para cada lado de la torre (unidades en metros).

**PASO 1: Diagramas de cuerpo libre del tablero.**

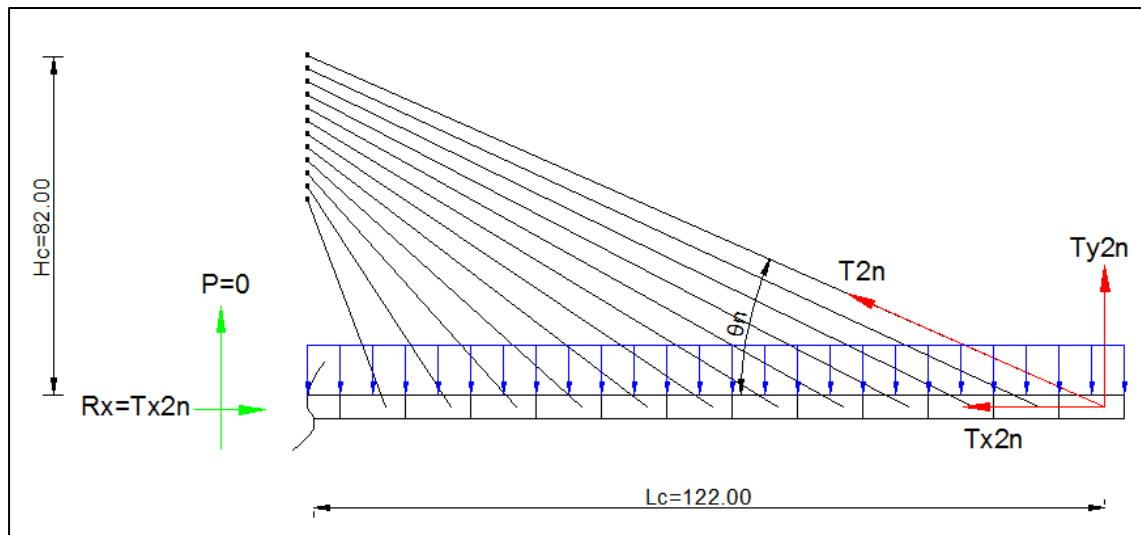
Lado izquierdo.



**Figura 8-2 Diagrama de cuerpo libre del lado izquierdo de la torre (unidades en metros).**

Se realizará un corte del tablero del lado izquierdo de la torre. Una vez hecho el corte se calculará las componentes de cada cable y el momento con respecto al punto de corte generado por cada cable.

Lado derecho.



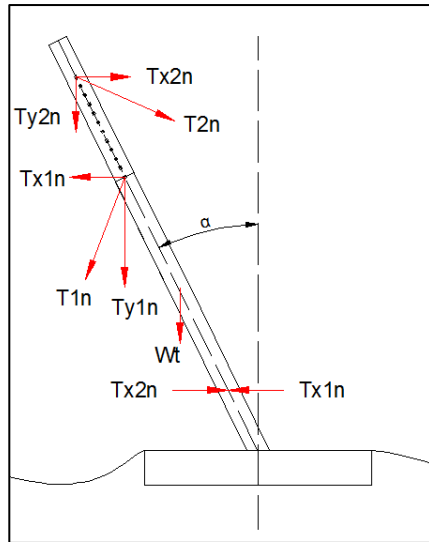
**Figura 8-3 Diagrama de Cuerpo Libre del lado derecho de la torre.**

El valor de  $L_c$  para el cable más lejano a la torre es de 122.00 metros. Esta distancia se ve reducida 10.00 metros a medida que se analiza el siguiente cable.

La altura  $H_c$  para este cable más lejano es de 82.00 metros. A medida que se analiza el siguiente cable esta medida se verá reducida en 2.00 metros.

## **PASO 2: Diagrama de cuerpo libre de la torre.**

Una vez obtenido cada uno de los valores de las fuerzas que actuarán en la torre se realiza un diagrama de cuerpo libre. Estas cargas generarán momento con respecto a la base de la torre



**Figura 8-4 Diagrama de cuerpo libre del lado derecho de la torre (unidades en metros).**

Para el lado izquierdo se tiene un solo cable. Para el lado derecho el proceso se repite para los 12 cables.

$$\sum M_{base} = 0 \text{ (positivo contrario a manecillas del reloj)}$$

$$0 = M_b + (T_{1x} - T_{2x})H_1 + W_t * \frac{H_1 + H_2}{2}$$

$$* \tan \alpha + T_{1x} * (H_1 + H_{c1}) - T_{2x}(H_2 + H_{c2}) + T_{1y} * (H_1 + H_{c1}) * \tan \alpha + T_{2y} * (H_2 + H_{c2}) * \tan \alpha$$

$$-M_b = \tan \alpha * [448287.45] - 171892.80$$

Una vez llegada a esta ecuación se necesitara tantear el ángulo “α” para que el momento  $M_b$  llegue a cero. Una vez encontrado dicho ángulo podemos llegar a la conclusión que los momentos de la base de esta torre han sido eliminados y ésta se ha equilibrado.

$$\text{Para este caso } \alpha = 22.47^\circ$$

## Ejemplo 2: Cinco módulo del lado izquierdo.

Debido a que cada caso sigue el mismo procedimiento para este ejemplo se usará tan solo la hoja de cálculo de Microsoft Excel. La misma cuenta con una celda en la cual se podrá apreciar que los momentos en ambos lados del tablero son cero permitiendo comprobar que los diagramas de cuerpo libre se encuentran equilibrados.

Se mostrara a continuación los valores obtenidos para este caso mediante la hoja de cálculo.

$L_1=$	53.60 m	$\alpha=$	17.43
$L_2=$	125.00 m	<input type="button" value="ITERAR"/>	
$H_1=$	30.00 m		
$H_2=$	60.00 m		
$q=$	19.34 Ton/m		
$W_t=$	6106.05 Ton		

UNO	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	60.39	83.5026182	328.85	37.45
2	62.00	22.00	62.05	87.66	193.44	7.92
3	64.00	32.00	65.10	79.46	193.44	36.00
4	66.00	42.00	69.35	72.13	193.44	62.38
5	68.00	52.00	74.59	65.73	127.67	57.56

DOS	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	67.46	62.80	328.85	168.99
2	62.00	22.00	74.59	56.23	193.44	129.36
3	64.00	32.00	82.52	50.86	193.44	157.44
4	66.00	42.00	91.05	46.46	193.44	183.82

5	68.00	52.00	100.02	42.83	193.44	208.64
6	70.00	62.00	109.32	39.81	193.44	232.05
7	72.00	72.00	118.88	37.27	193.44	254.16
8	74.00	82.00	128.64	35.12	193.44	275.07
9	76.00	92.00	138.56	33.26	193.44	294.88
10	78.00	102.00	148.60	31.66	193.44	313.68
11	80.00	112.00	158.74	30.26	193.44	331.53
12	82.00	122.00	168.97	29.03	154.75	278.82

$\Sigma T_{1y} =$	1036.84	Ton				
$\Sigma T_{2y} =$	2418.00	Ton				
$\Sigma H_{c1} T_{1y} =$	65552.91	Ton-m				
$\Sigma H_{c2} T_{2y} =$	169762.85	Ton-m	Cuando	$\alpha =$	0.00	
$\Sigma H_{c1} T_{1x} =$	13073.17	Ton		$M_B =$	-96322.11	Ton-m
$\Sigma H_{c2} T_{2x} =$	205717.39	Ton				

<b>Cuando</b>	<b><math>\alpha =</math></b>	<b>17.43</b>
	$M_B =$	0.00 Ton-m

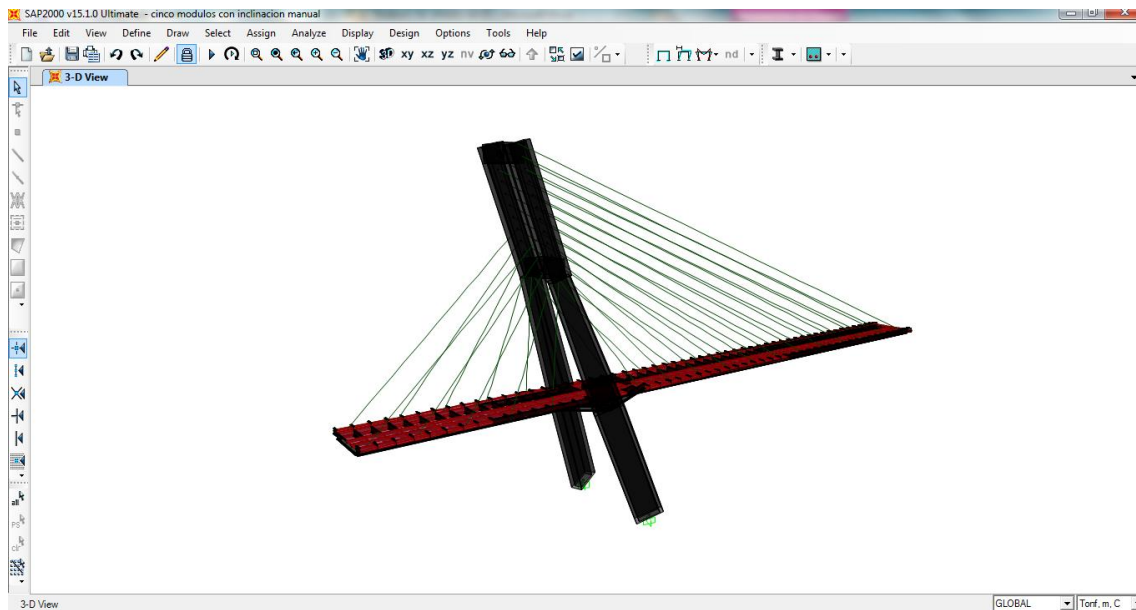
Se puede los datos insertados en la hoja de cálculo de Microsoft Excel lo cual nos permite ver un valor de “ $\alpha$ ” de 17.43°. Así mismo en la parte inferior podemos apreciar que los momentos en la base quedaron en cero y de esta manera resolviendo el problema.

Este procedimiento se puede repetir para cada uno de los casos y así revisar los 12 casos.

## 8.2 MEDIANTE SAP 2000.

### Ejemplo 1: Cinco módulos del lado izquierdo.

Basado en los cálculos presentados en capítulos anteriores para este caso la resolución sería inclinar la torre  $15^\circ$  con respecto al eje vertical de la torre. Se desarrollara un modelo con esta inclinación y así comprobar los valores de momento en la base.

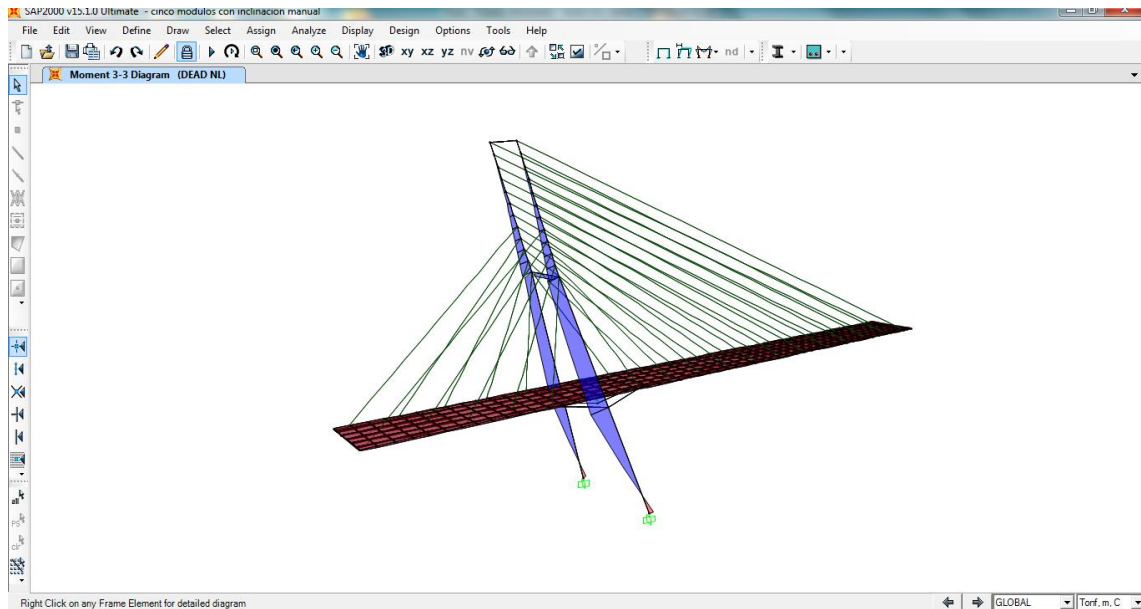


***Figura 8-5 Vista en 3D del modelo en SAP 2000 para el caso con cinco módulos de lado izquierdo.***

Para este ejemplo se tomó el ángulo que fue encontrado mediante la inclinación de la torre en el mismo programa SAP 2000 y se lo utilizó en el modelo completo para revisar si los momentos son cercanos a cero.

Es importante notar que las tensiones en los cables no fueron modificadas en comparación con el caso ideal. La idea es mantener las mismas

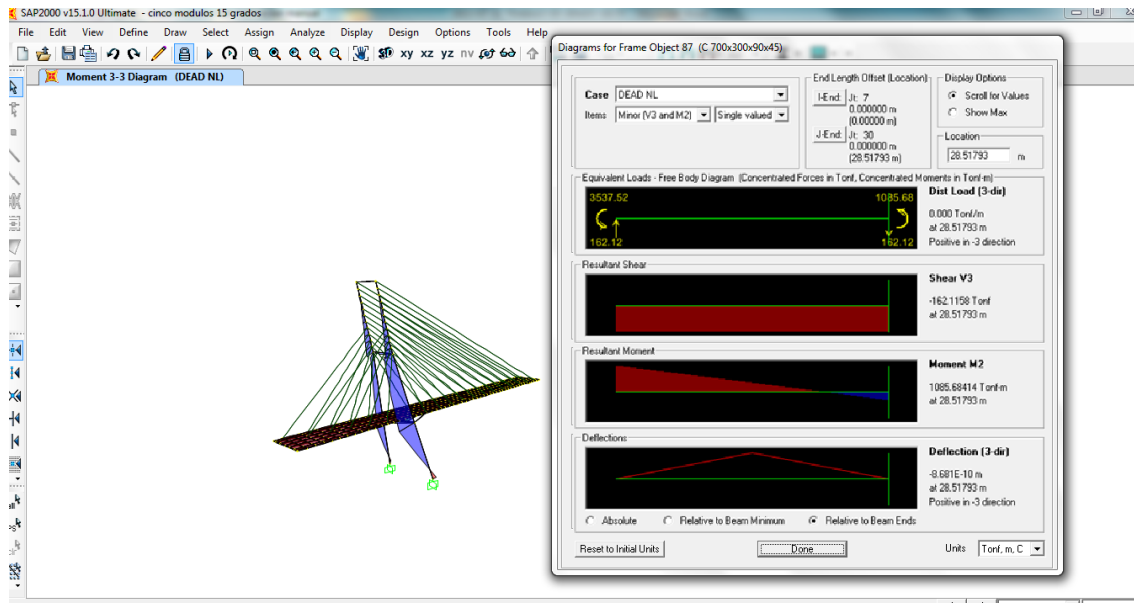
condiciones que se obtuvieron inicialmente, Esto quiere decir que las deformaciones de tablero no fueron controladas.



**Figura 8-6 Vista en 3D de los momentos en SAP 2000 para el caso con cinco módulos de lado izquierdo.**

En la figura 6.7 se puede apreciar los momentos que se están produciendo en la torre del proyecto. Estos momentos van aumentando a medida que se acerca a la altura en la que se encuentra el tablero.





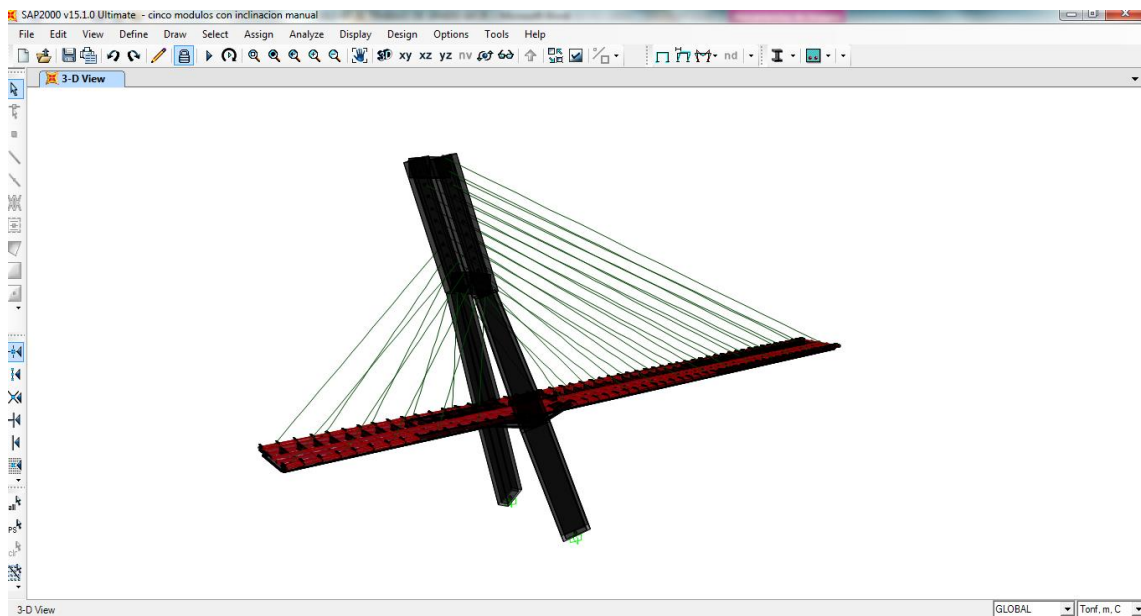
**Figura 8-7 Valores de momento flector y fuerza cortante en la base de la torre.**

Se puede apreciar claramente que los momentos no son cero o no fueron anulados en su totalidad. El programa nos dice que la base tiene un momento de 1085.68 ton\*m lo cual se puede tomar con un resultado positivo ya que se buscó contrarrestar un momento de aproximada mente 40,000 ton\*m. esto quiere decir que se llegó a anular el 97% de los momentos en Beam Ends actuantes en el modelo.

## 8.3 COMBINACIÓN DE MÉTODOS.

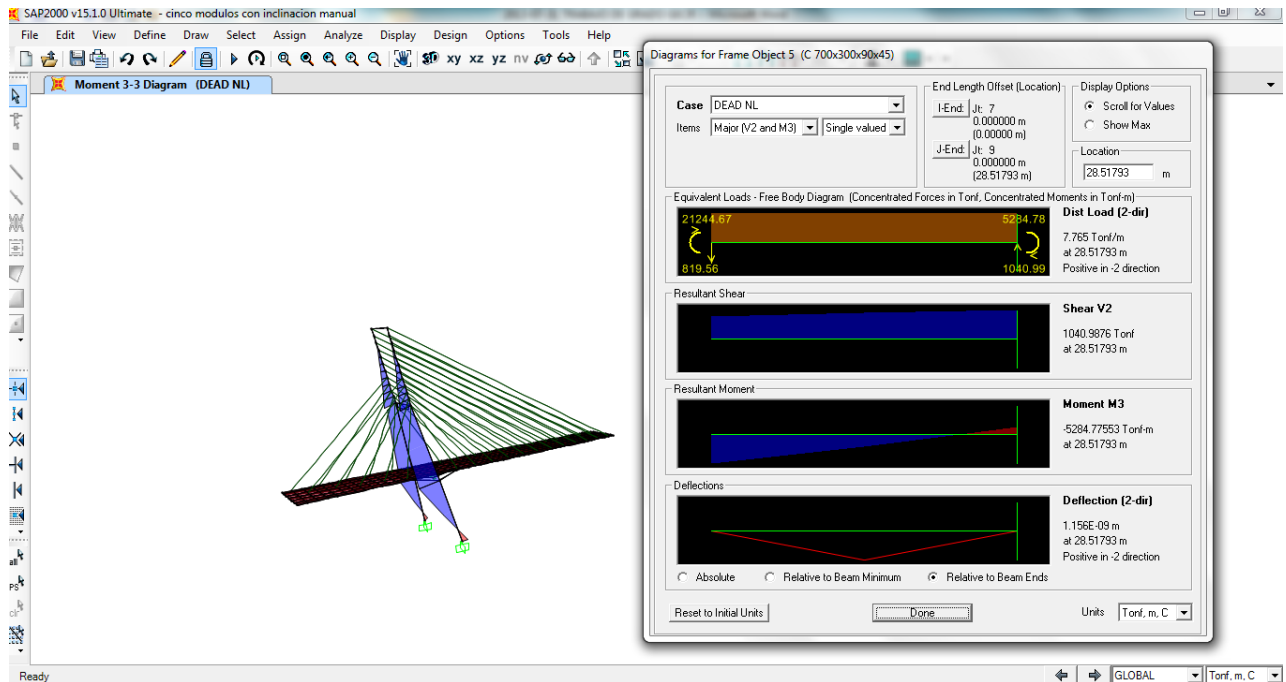
### Ejemplo 1: Cinco módulo del lado izquierdo.

Para el ejemplo realizado anteriormente se inclinó la torre 15 grados con respecto al eje vertical de la torre ya que el método implementado con SAP 2000 nos da como resultado que para este caso ese ángulo sería el indicado para eliminar los momentos en la base. Para comprobar que el método manual tiene concordancia con la realidad y no se mantenga como una simple resolución de un problema estático se inclinara la torre del modelo 17.43 grados con respecto al eje vertical de la torre, valor que se encontró mediante el método manual.



**Figura 8-8 Vista en 3D del modelo en SAP 2000 con una inclinación de 17.43 grados.**

Para este modelo se tomó la torre y se la inclinó con el valor de alfa que fue encontrado mediante el método manual. De esta manera una vez corrido el modelo se podrán apreciar las diferencias.



**Figura 8-9 Valores de momento flector y fuerza cortante en la base de la torre.**

Se puede apreciar que los momentos en la base de la columna son mayores que para el ejemplo anterior. Al inclinar más la torre se generó mayor momento provocando una diferencia notable. Dado que el momento a anular era aproximadamente 40,000 ton\*m, tener un momento de 5,000 ton\*m representa que se anuló aproximadamente el 87% de los momentos actuantes inicialmente. La efectividad al combinar los dos métodos es menor que mediante el modelo pero es importante notar que hay factores que pueden influir en este resultado ya que el programa SAP 2000 es un software que considera más variantes y más efectos que el simple cálculo manual.

## 8.4 CÁLCULO DE PESO MUERTO DEL TABLERO

### 8.4.1 Vigas de Tablero.

Viga Longitudinal		Alto	Ancho	Área	Long	Peso	Separación	Peso
	-	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	Kg/ml	mt	kg/m <sup>2</sup>
	Ala Sup	500	20	10000	1000	78.5	6	13.08
	Alma	30	1230	36900	1000	289.665	6	48.28
	Ala Inf	800	50	40000	1000	314	6	52.33
Viga Transversal		Alto	Ancho	Área	Long	Peso	Separación	Peso
	-	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	Kg/ml	mt	kg/m <sup>2</sup>
	Ala Sup	300	20	6000	1000	47.1	3	15.70
	Alma	12	1160	13920	1000	109.272	3	36.42
	Ala Inf	400	20	8000	1000	62.8	3	20.93
Largueros		Alto	Ancho	Área	Long	Peso	Separación	Peso
	-	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	Kg/ml	mt	kg/m <sup>2</sup>
	Ala Sup	150	8	1200	1000	9.42	3	3.14
	Alma	6	384	2304	1000	18.0864	3	6.03
	Ala Inf	150	8	1200	1000	9.42	3	3.14

### 8.4.2 Baranda.

Baranda Doble	Pilastra	Area	espesor	volumen	Peso (2 barandas)	Peso	Peso			
		m <sup>2</sup>	m	m <sup>3</sup>	kg	kg/ml	kg/m <sup>2</sup>			
		0.1734	0.01	0.001734	27.22	11.34	1.42			
Tubo Ø2"	Radio exterior	Radio interior	Área Exterior	Área Interior	Área	Volumen	Peso 3 tubos	Peso	Peso	
	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	kg	kg/ml	kg/m <sup>2</sup>	
	0.0254	0.0239	0.002026835	0.001794513	0.00023232	0.001393928	32.83	13.68	1.71	
Tubo Ø4"	Radio exterior	Radio interior	Area Exterior	Area Interior	Area	Volumen	Peso	Peso	Peso	
	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	kg	kg/ml	kg/m <sup>2</sup>	
	0.1016	0.0986	0.032429354	0.03054251	0.00188684	0.01132107	88.87	37.03	4.63	

### 8.4.3 Losa y carpeta asfáltica.

Asfalto	Espesor	Peso Total (Kg/m <sup>2</sup> )
	0.05	110.00
Losa	Espesor	Peso Total (Kg/m <sup>2</sup> )
	0.25	600.00

### 8.4.4 Total.

En total se obtiene 1209.00 kg/m<sup>2</sup>.

## 8.5 RESOLUCIÓN DE LOS DOCE CASOS (MÉTODO MANUAL).

Para cada caso se presentara primero las variables o condiciones de cada caso a resolver. Siguiete se presentarán los valores de los cables en el tramo de arranque seguido de los cables del lado derecho de la torre. Seguido se mostrarán los valores de las fuerzas actuando en la torre y por último el valor de  $\alpha$  para el caso expuesto.

### 8.5.1 Caso Simétrico (12 módulos en el arranque).

$L_1=$	125.00	m
$L_2=$	125.00	m
$H_1=$	30.00	m
$H_2=$	60.00	m
$q=$	19.34	Ton/m
$W_t=$	6106.05	Ton

UNO	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	61.19	78.6900675	328.85	65.77
2	62.00	22.00	65.79	70.46	193.44	68.64
3	64.00	32.00	71.55	63.43	193.44	96.72
4	66.00	42.00	78.23	57.53	193.44	123.10
5	68.00	52.00	85.60	52.59	193.44	147.92
6	70.00	62.00	93.51	48.47	193.44	171.33
7	72.00	72.00	101.82	45.00	193.44	193.44
8	74.00	82.00	110.45	42.06	193.44	214.35
9	76.00	92.00	119.33	39.56	193.44	234.16
10	78.00	102.00	128.41	37.41	193.44	252.96
11	80.00	112.00	137.64	35.54	193.44	270.82
12	82.00	122.00	147.00	33.91	154.75	230.24

DOS	H <sub>c</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	d (m)	θ (°)	T <sub>y</sub> (Ton)	T <sub>x</sub> (Ton)
1	60.00	12.00	61.19	78.69	328.85	65.77
2	62.00	22.00	65.79	70.46	193.44	68.64
3	64.00	32.00	71.55	63.43	193.44	96.72
4	66.00	42.00	78.23	57.53	193.44	123.10
5	68.00	52.00	85.60	52.59	193.44	147.92
6	70.00	62.00	93.51	48.47	193.44	171.33
7	72.00	72.00	101.82	45.00	193.44	193.44
8	74.00	82.00	110.45	42.06	193.44	214.35
9	76.00	92.00	119.33	39.56	193.44	234.16
10	78.00	102.00	128.41	37.41	193.44	252.96
11	80.00	112.00	137.64	35.54	193.44	270.82
12	82.00	122.00	147.00	33.91	154.75	230.24

$\Sigma T_{1y} =$	<b>2418.00</b>	<b>Ton</b>
$\Sigma T_{2y} =$	2418.00	Ton
$\Sigma H_{c1} T_{1y} =$	169762.85	Ton-m
$\Sigma H_{c2} T_{2y} =$	169762.85	Ton-m
$\Sigma H_{c1} T_{1x} =$	152430.64	Ton
$\Sigma H_{c2} T_{2x} =$	152430.64	Ton

$\alpha =$	<b>0.00</b>
------------	-------------

### 8.5.2 Caso 11 módulos en el arranque.

$L_1=$	<b>113.00</b>	m
$L_2=$	125.00	m
$H_1=$	30.00	m
$H_2=$	60.00	m
$q=$	19.34	Ton/m
$W_t=$	6106.05	Ton

UNO	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	60.53	82.4080787	328.85	43.83
2	62.00	22.00	64.52	73.93	193.44	55.73
3	64.00	32.00	69.75	66.57	193.44	83.81
4	66.00	42.00	75.96	60.33	193.44	110.19
5	68.00	52.00	82.93	55.09	193.44	135.02
6	70.00	62.00	90.48	50.68	193.44	158.43
7	72.00	72.00	98.49	46.98	193.44	180.53
8	74.00	82.00	106.84	43.84	193.44	201.45
9	76.00	92.00	115.47	41.16	193.44	221.26
10	78.00	102.00	124.31	38.86	193.44	240.05
11	80.00	112.00	133.33	36.87	116.06	154.75

DOS	H <sub>c</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	d (m)	θ (°)	T <sub>y</sub> (Ton)	T <sub>x</sub> (Ton)
1	60.00	12.00	62.10	75.07	328.85	87.71
2	62.00	22.00	67.28	67.14	193.44	81.55
3	64.00	32.00	73.56	60.46	193.44	109.63
4	66.00	42.00	80.68	54.89	193.44	136.00
5	68.00	52.00	88.43	50.26	193.44	160.83
6	70.00	62.00	96.67	46.40	193.44	184.24
7	72.00	72.00	105.27	43.15	193.44	206.35
8	74.00	82.00	114.17	40.40	193.44	227.26
9	76.00	92.00	123.28	38.06	193.44	247.07
10	78.00	102.00	132.58	36.04	193.44	265.87
11	80.00	112.00	142.01	34.29	193.44	283.72
12	82.00	122.00	151.57	32.75	154.75	240.56

$\Sigma T_{1y} =$	<b>2185.87</b>	Ton
$\Sigma T_{2y} =$	2418.00	Ton
$\Sigma H_{c1} T_{1y} =$	150883.12	Ton-m
$\Sigma H_{c2} T_{2y} =$	169762.85	Ton-m
$\Sigma H_{c1} T_{1x} =$	114818.63	Ton
$\Sigma H_{c2} T_{2x} =$	163756.37	Ton

$\alpha =$	<b>3.82</b>
------------	-------------



### 8.5.3 Caso 10 módulos en el arranque.

$L_1=$	<b>103.60</b>	m
$L_2=$	125.00	m
$H_1=$	30.00	m
$H_2=$	60.00	m
$q=$	19.34	Ton/m
$W_t=$	6106.05	Ton

UNO	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
<b>1</b>	60.00	12.00	60.21	85.1972051	328.85	27.63
<b>2</b>	62.00	22.00	63.74	76.57	193.44	46.21
<b>3</b>	64.00	32.00	68.56	68.99	193.44	74.29
<b>4</b>	66.00	42.00	74.40	62.51	193.44	100.66
<b>5</b>	68.00	52.00	81.06	57.03	193.44	125.49
<b>6</b>	70.00	62.00	88.34	52.41	193.44	148.90
<b>7</b>	72.00	72.00	96.10	48.52	193.44	171.01
<b>8</b>	74.00	82.00	104.24	45.23	193.44	191.92
<b>9</b>	76.00	92.00	112.68	42.42	193.44	211.73
<b>10</b>	78.00	102.00	121.34	40.00	127.67	152.15

DOS	H <sub>c</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	d (m)	θ (°)	T <sub>y</sub> (Ton)	T <sub>x</sub> (Ton)
1	60.00	12.00	62.92	72.46	328.85	103.91
2	62.00	22.00	68.53	64.79	193.44	91.07
3	64.00	32.00	75.17	58.37	193.44	119.15
4	66.00	42.00	82.59	53.04	193.44	145.53
5	68.00	52.00	90.61	48.63	193.44	170.36
6	70.00	62.00	99.08	44.95	193.44	193.77
7	72.00	72.00	107.89	41.86	193.44	215.87
8	74.00	82.00	116.97	39.25	193.44	236.79
9	76.00	92.00	126.25	37.01	193.44	256.60
10	78.00	102.00	135.70	35.08	193.44	275.39
11	80.00	112.00	145.29	33.41	193.44	293.25
12	82.00	122.00	154.98	31.94	154.75	248.19

$\Sigma T_{1y} =$	<b>2004.04</b>	Ton
$\Sigma T_{2y} =$	2418.00	Ton
$\Sigma H_{c1} T_{1y} =$	136467.98	Ton-m
$\Sigma H_{c2} T_{2y} =$	169762.85	Ton-m
$\Sigma H_{c1} T_{1x} =$	89349.79	Ton
$\Sigma H_{c2} T_{2x} =$	172119.49	Ton

$\alpha =$	<b>6.62</b>
------------	-------------

### 8.5.4 Caso 9 módulos en el arranque.

$L_1=$	<b>93.60</b>
$L_2=$	125.00
$H_1=$	30.00
$H_2=$	60.00
$q=$	19.34
$W_t=$	6106.05

UNO	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	60.04	88.0036915	328.85	11.46
2	62.00	22.00	63.11	79.26	193.44	36.69
3	64.00	32.00	67.49	71.49	193.44	64.77
4	66.00	42.00	72.96	64.77	193.44	91.15
5	68.00	52.00	79.29	59.05	193.44	115.98
6	70.00	62.00	86.28	54.22	193.44	139.39
7	72.00	72.00	93.79	50.14	193.44	161.49
8	74.00	82.00	101.71	46.68	193.44	182.41
9	76.00	92.00	109.95	43.73	127.67	133.46

DOS	H <sub>c</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	d (m)	θ (°)	T <sub>y</sub> (Ton)	T <sub>x</sub> (Ton)
1	60.00	12.00	63.87	69.94	328.85	120.08
2	62.00	22.00	69.88	62.53	193.44	100.59
3	64.00	32.00	76.86	56.37	193.44	128.67
4	66.00	42.00	84.58	51.29	193.44	155.04
5	68.00	52.00	92.85	47.08	193.44	179.87
6	70.00	62.00	101.54	43.58	193.44	203.28
7	72.00	72.00	110.55	40.64	193.44	225.39
8	74.00	82.00	119.81	38.15	193.44	246.30
9	76.00	92.00	129.26	36.01	193.44	266.11
10	78.00	102.00	138.86	34.18	193.44	284.91
11	80.00	112.00	148.59	32.58	193.44	302.76
12	82.00	122.00	158.42	31.17	154.75	255.80

$\Sigma T_{1y} =$	<b>1810.60</b>	Ton
$\Sigma T_{2y} =$	2418.00	Ton
$\Sigma H_{c1} T_{1y} =$	121511.21	Ton-m
$\Sigma H_{c2} T_{2y} =$	169762.85	Ton-m
$\Sigma H_{c1} T_{1x} =$	66037.15	Ton
$\Sigma H_{c2} T_{2x} =$	180465.91	Ton

$\alpha =$	<b>9.38</b>
------------	-------------

### 8.5.5 Caso 8 módulos en el arranque.

$L_1=$	<b>83.60</b>	<b>m</b>
$L_2=$	125.00	m
$H_1=$	30.00	m
$H_2=$	60.00	m
$q=$	19.34	Ton/m
$W_t=$	6106.05	Ton

UNO	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	60.00	89.4340092	328.85	3.25
2	62.00	22.00	62.65	81.75	193.44	28.04
3	64.00	32.00	66.64	73.82	193.44	56.12
4	66.00	42.00	71.75	66.90	193.44	82.50
5	68.00	52.00	77.77	60.98	193.44	107.33
6	70.00	62.00	84.49	55.95	193.44	130.73
7	72.00	72.00	91.76	51.69	193.44	152.84
8	74.00	82.00	99.47	48.07	127.67	114.68

DOS	H <sub>c</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	d (m)	θ (°)	T <sub>y</sub> (Ton)	T <sub>x</sub> (Ton)
1	60.00	12.00	64.84	67.71	328.85	134.79
2	62.00	22.00	71.20	60.55	193.44	109.24
3	64.00	32.00	78.49	54.63	193.44	137.32
4	66.00	42.00	86.46	49.76	193.44	163.70
5	68.00	52.00	94.95	45.74	193.44	188.52
6	70.00	62.00	103.83	42.39	193.44	211.93
7	72.00	72.00	113.01	39.57	193.44	234.04
8	74.00	82.00	122.43	37.19	193.44	254.95
9	76.00	92.00	132.02	35.15	193.44	274.76
10	78.00	102.00	141.76	33.38	193.44	293.56
11	80.00	112.00	151.61	31.85	193.44	311.41
12	82.00	122.00	161.57	30.50	154.75	262.72

$\Sigma T_{1y} =$	<b>1617.16</b>	Ton
$\Sigma T_{2y} =$	2418.00	Ton
$\Sigma H_{c1} T_{1y} =$	106941.31	Ton-m
$\Sigma H_{c2} T_{2y} =$	169762.85	Ton-m
$\Sigma H_{c1} T_{1x} =$	46910.32	Ton
$\Sigma H_{c2} T_{2x} =$	188060.25	Ton

$\alpha =$	<b>11.85</b>
------------	--------------

### 8.5.6 Caso 7 módulos en el arranque.

$L_1=$	<b>73.60</b>	m
$L_2=$	125.00	m
$H_1=$	30.00	m
$H_2=$	60.00	m
$q=$	19.34	Ton/m
$W_t=$	6106.05	Ton

UNO	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	60.07	87.2452814	328.85	15.82
2	62.00	22.00	62.35	83.91	193.44	20.64
3	64.00	32.00	66.00	75.86	193.44	48.72
4	66.00	42.00	70.80	68.78	193.44	75.10
5	68.00	52.00	76.54	62.68	193.44	99.93
6	70.00	62.00	83.02	57.48	193.44	123.34
7	72.00	72.00	90.08	53.06	127.67	95.99

DOS	H <sub>c</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	d (m)	θ (°)	T <sub>y</sub> (Ton)	T <sub>x</sub> (Ton)
1	60.00	12.00	65.75	65.86	328.85	147.36
2	62.00	22.00	72.40	58.91	193.44	116.64
3	64.00	32.00	79.93	53.20	193.44	144.72
4	66.00	42.00	88.11	48.51	193.44	171.09
5	68.00	52.00	96.79	44.64	193.44	195.92
6	70.00	62.00	105.83	41.41	193.44	219.33
7	72.00	72.00	115.15	38.70	193.44	241.44
8	74.00	82.00	124.69	36.40	193.44	262.35
9	76.00	92.00	134.41	34.43	193.44	282.16
10	78.00	102.00	144.26	32.73	193.44	300.96
11	80.00	112.00	154.22	31.25	193.44	318.81
12	82.00	122.00	164.27	29.94	154.75	268.64

$\Sigma T_{1y} =$	<b>1423.72</b>	Ton
$\Sigma T_{2y} =$	2418.00	Ton
$\Sigma H_{c1} T_{1y} =$	92758.30	Ton-m
$\Sigma H_{c2} T_{2y} =$	169762.85	Ton-m
$\Sigma H_{c1} T_{1x} =$	32644.74	Ton
$\Sigma H_{c2} T_{2x} =$	194551.52	Ton

$\alpha =$	<b>13.93</b>
------------	--------------



### 8.5.7 Caso 6 módulos en el arranque.

$L_1=$	63.60	m
$L_2=$	125.00	m
$H_1=$	30.00	m
$H_2=$	60.00	m
$q=$	19.34	Ton/m
$W_t=$	6106.05	Ton

UNO	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	60.21	85.2647123	328.85	27.24
2	62.00	22.00	62.16	85.88	193.44	13.93
3	64.00	32.00	65.49	77.75	193.44	42.01
4	66.00	42.00	70.00	70.53	193.44	68.39
5	68.00	52.00	75.48	64.27	193.44	93.21
6	70.00	62.00	81.74	58.92	127.67	76.97

DOS	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	66.63	64.23	328.85	158.78
2	62.00	22.00	73.53	57.48	193.44	123.35
3	64.00	32.00	81.28	51.94	193.44	151.43
4	66.00	42.00	89.65	47.41	193.44	177.81
5	68.00	52.00	98.48	43.67	193.44	202.64
6	70.00	62.00	107.66	40.56	193.44	226.04
7	72.00	72.00	117.11	37.94	193.44	248.15
8	74.00	82.00	126.77	35.71	193.44	269.06
9	76.00	92.00	136.59	33.81	193.44	288.88
10	78.00	102.00	146.54	32.16	193.44	307.67
11	80.00	112.00	156.60	30.72	193.44	325.53
12	82.00	122.00	166.75	29.46	154.75	274.01

$\Sigma T_{1y} =$	<b>1230.28</b>	<b>Ton</b>
$\Sigma T_{2y} =$	2418.00	Ton
$\Sigma H_{c1} T_{1y} =$	78962.17	Ton-m
$\Sigma H_{c2} T_{2y} =$	169762.85	Ton-m
$\Sigma H_{c1} T_{1x} =$	21426.39	Ton
$\Sigma H_{c2} T_{2x} =$	200445.52	Ton

$\alpha =$	<b>15.79</b>
------------	--------------

### 8.5.8 Caso 4 módulos en el arranque.

$L_1=$	<b>43.60</b>	m
$L_2=$	125.00	m
$H_1=$	30.00	m
$H_2=$	60.00	m
$q=$	19.34	Ton/m
$W_t=$	6106.05	Ton

UNO	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	60.59	81.9672382	328.85	46.41
2	62.00	22.00	62.01	89.21	193.44	2.65
3	64.00	32.00	64.80	80.97	193.44	30.73
4	66.00	42.00	68.82	73.55	127.67	37.69

DOS	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	68.22	61.58	328.85	177.95
2	62.00	22.00	75.54	55.16	193.44	134.63
3	64.00	32.00	83.63	49.93	193.44	162.71
4	66.00	42.00	92.29	45.65	193.44	189.09
5	68.00	52.00	101.38	42.12	193.44	213.91
6	70.00	62.00	110.79	39.18	193.44	237.32
7	72.00	72.00	120.45	36.71	193.44	259.43
8	74.00	82.00	130.30	34.61	193.44	280.34
9	76.00	92.00	140.29	32.80	193.44	300.15
10	78.00	102.00	150.41	31.24	193.44	318.95
11	80.00	112.00	160.63	29.87	193.44	336.80
12	82.00	122.00	170.93	28.67	154.75	283.03

$\Sigma T_{1y} =$	<b>843.40</b>	<b>Ton</b>
$\Sigma T_{2y} =$	2418.00	Ton
$\Sigma H_{c1} T_{1y} =$	52530.54	Ton-m
$\Sigma H_{c2} T_{2y} =$	169762.85	Ton-m
$\Sigma H_{c1} T_{1x} =$	7403.65	Ton
$\Sigma H_{c2} T_{2x} =$	210340.82	Ton

---


$$\alpha = \mathbf{18.84}$$


---

### 8.5.9 Caso 3 módulos en el arranque.

$L_1=$	<b>33.60</b>	m
$L_2=$	125.00	m
$H_1=$	30.00	m
$H_2=$	60.00	m
$q=$	19.34	Ton/m
$W_t=$	6106.05	Ton

UNO	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	60.80	80.6951231	328.85	53.88
2	62.00	22.00	62.00	89.48	193.44	1.74
3	64.00	32.00	64.59	82.25	127.67	17.38

DOS	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	68.88	60.58	328.85	185.42
2	62.00	22.00	76.35	54.30	193.44	139.02
3	64.00	32.00	84.57	49.18	193.44	167.10
4	66.00	42.00	93.35	44.99	193.44	193.48
5	68.00	52.00	102.53	41.54	193.44	218.31
6	70.00	62.00	112.03	38.67	193.44	241.71
7	72.00	72.00	121.76	36.25	193.44	263.82
8	74.00	82.00	131.68	34.19	193.44	284.73
9	76.00	92.00	141.75	32.42	193.44	304.55
10	78.00	102.00	151.93	30.89	193.44	323.34
11	80.00	112.00	162.21	29.55	193.44	341.20
12	82.00	122.00	172.56	28.37	154.75	286.55

$\Sigma T_{1y} =$	<b>649.96</b>	<b>Ton</b>
$\Sigma T_{2y} =$	2418.00	Ton
$\Sigma H_{c1} T_{1y} =$	39895.04	Ton-m
$\Sigma H_{c2} T_{2y} =$	169762.85	Ton-m
$\Sigma H_{c1} T_{1x} =$	4453.30	Ton
$\Sigma H_{c2} T_{2x} =$	214197.78	Ton

$\alpha =$	<b>19.99</b>
------------	--------------

### 8.5.10 Caso 2 módulos en el arranque.

$L_1=$	<b>23.60</b>	m
$L_2=$	125.00	m
$H_1=$	30.00	m
$H_2=$	60.00	m
$q=$	19.34	Ton/m
$W_t=$	6106.05	Ton

UNO	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	60.99	79.6639170	328.85	59.98
2	62.00	22.00	62.02	88.42	127.67	3.52

DOS	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	69.43	59.78	328.85	191.51
2	62.00	22.00	77.03	53.60	193.44	142.61
3	64.00	32.00	85.35	48.58	193.44	170.69
4	66.00	42.00	94.22	44.47	193.44	197.07
5	68.00	52.00	103.48	41.08	193.44	221.89
6	70.00	62.00	113.05	38.26	193.44	245.30
7	72.00	72.00	122.84	35.88	193.44	267.41
8	74.00	82.00	132.82	33.86	193.44	288.32
9	76.00	92.00	142.94	32.12	193.44	308.13
10	78.00	102.00	153.17	30.61	193.44	326.93
11	80.00	112.00	163.50	29.29	193.44	344.78
12	82.00	122.00	173.90	28.13	154.75	289.41

$\Sigma T_{1y} =$	<b>456.52</b>	<b>Ton</b>
$\Sigma T_{2y} =$	2418.00	Ton
$\Sigma H_{c1} T_{1y} =$	27646.43	Ton-m
$\Sigma H_{c2} T_{2y} =$	169762.85	Ton-m
$\Sigma H_{c1} T_{1x} =$	3816.56	Ton
$\Sigma H_{c2} T_{2x} =$	217344.80	Ton

---


$$\alpha = \mathbf{20.93}$$


---



### 8.5.11 Caso 0 módulos en el arranque.

$L_1=$	<b>0.00</b>	m
$L_2=$	125.00	m
$H_1=$	30.00	m
$H_2=$	60.00	m
$q=$	19.34	Ton/m
$W_t=$	6106.05	Ton

:

DOS	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$d$ (m)	$\theta$ (°)	$T_y$ (Ton)	$T_x$ (Ton)
1	60.00	12.00	71.20	57.43	328.85	210.10
2	62.00	22.00	79.16	51.56	193.44	153.54
3	64.00	32.00	87.79	46.81	193.44	181.62
4	66.00	42.00	96.91	42.92	193.44	208.00
5	68.00	52.00	106.41	39.72	193.44	232.82
6	70.00	62.00	116.18	37.05	193.44	256.23
7	72.00	72.00	126.16	34.80	193.44	278.34
8	74.00	82.00	136.31	32.88	193.44	299.25
9	76.00	92.00	146.59	31.23	193.44	319.06
10	78.00	102.00	156.98	29.79	193.44	337.86
11	80.00	112.00	167.46	28.54	193.44	355.71
12	82.00	122.00	178.00	27.43	154.75	298.16

$\Sigma T_{1y}=$	<b>0.00</b>	Ton
$\Sigma T_{2y}=$	2418.00	Ton
$\Sigma H_{c1}T_{1y}=$	0.00	Ton-m
$\Sigma H_{c2}T_{2y}=$	169762.85	Ton-m
$\Sigma H_{c1}T_{1x}=$	0.00	Ton
$\Sigma H_{c2}T_{2x}=$	226937.30	Ton

$\alpha=$	<b>23.70</b>
-----------	--------------

## 9 Bibliografía y referencias.

Las imágenes mostradas en este trabajo que no hayan sido realizadas por el autor tienen la fuente de donde fue tomada la misma como pie de página.

- “Cable-stayed bridges constructed in seismic prone areas.” Alfredo Cámara Casado.
- Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradados: visión general y estado del arte. José Benjumea, Gustavo Chio, Esperanza Maldonado.
- <http://www.authorstream.com/Presentation/aSGuest71486-579766-puentes-capitulo-1/>
- <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/memoria/memoria11/puentes/puentes01.htm>
- [http://www.alejandroeines.org/index.php?option=com\\_content&view=article&id=181:puente-del-coca-sobre-el-riopasto&catid=33:ecuador&Itemid=49](http://www.alejandroeines.org/index.php?option=com_content&view=article&id=181:puente-del-coca-sobre-el-riopasto&catid=33:ecuador&Itemid=49)
- <http://www.hoy.com.ec/noticias-ecuador/casi-listo-puente-peatonal-barcelona-364520.html>
- <http://www.eluniverso.com/2009/10/28/1/1445/puente-av-barcelona-fue-inaugurado-ayer.html>
- [http://www.amazoniaturistica.com/index.php?option=com\\_content&view=article&id=79:puente-de-obenque-sobre-el-riopasto&catid=44:atractivos-turisticos&Itemid=71](http://www.amazoniaturistica.com/index.php?option=com_content&view=article&id=79:puente-de-obenque-sobre-el-riopasto&catid=44:atractivos-turisticos&Itemid=71)
- <http://www.hoy.com.ec/noticias-ecuador/el-puente-atirantado-sobre-el-riopasto-esta-casi-listo-244403.html>