

ESTADO DEL ARTE DE LOS PUENTES COLGANTES

**CRISTINA ISABEL NARVAEZ PAEZ
RUBY LORENA SANABRIA BURGOS**

**UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
ESCUELA DE INGENIERIA Y ADMINISTRACION
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA
2008**

ESTADO DEL ARTE DE LOS PUENTES COLGANTES

**CRISTINA ISABEL NARVAEZ PAEZ
RUBY LORENA SANABRIA BURGOS**

Proyecto de grado para optar por el título de Ingeniero Civil

**Director
SAMUEL MONTERO VARGAS
Magíster en Ingeniería Civil**

**UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
ESCUELA DE INGENIERIA Y ADMINISTRACION
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA
2008**

A Dios por su gran generosidad, por permitirnos desarrollar este proyecto y por darnos fortaleza a pesar de las adversidades, y a nuestras familias por ser apoyo incondicional en cada momento ofreciéndonos su amor y paciencia.

Cristina y Lorena

AGRADECIMIENTOS

Al Ingeniero Samuel Montero Vargas por contribuir de una manera fundamental en la realización de este proyecto, alentándonos cada día para superar las dificultades y aportando sus conocimientos incondicionalmente.

Al Ingeniero Nestor Ivan Prado por brindar sus conocimientos como asesor externo durante la realización del laboratorio.

A los señores de Personal de Apoyo de la Universidad Pontificia Bolivariana por estar atentos a las necesidades presentes a lo largo de la elaboración del laboratorio.

A aquellas personas especiales que de una u otra forma se vincularon con el desarrollo de este proyecto de grado.

CONTENIDO

	pág
INTRODUCCION	22
1. PASADO, PRESENTE Y FUTURO	25
1.1. CRONOLOGÍA	30
2. APROXIMACIÓN A LA ESTÁTICA DE CABLES	38
2.1. CABLE SUJETO A CARGAS CONCENTRADAS	39
2.2. CABLE SUJETO A UNA CARGA DISTRIBUIDA	39
2.3. CABLE SUJETO A SU PROPIO PESO	41
3. ELEMENTOS	56
3.1. CABLES	57
3.1.5. Cables en Colombia	63
3.2. TORRES	68
3.3. TABLERO	77
3.4. ANCLAJES	82

3.5. PENDOLONES	85
3.5.1. Protección de los pendolones contra la corrosión	86
3.6. SILLAS GALAPAGOS	88
4. MATERIALES USUALES EN LA CONSTRUCCIÓN	89
5. CARGAS QUE ACTÚAN SOBRE UN PUENTE COLGANTE	92
5.1. CARGAS MUERTAS	93
5.2. CARGAS VIVAS	93
5.2.1. Carga de camión	94
5.2.2. Carga de carril	95
5.2.3. Clase de camión	95
5.3. EFECTOS DINÁMICOS O DE IMPACTO SOBRE LA CARGA VIVA	96
5.4. CARGAS DE SISMO	97
5.5. CARGAS DE VIENTO	97
5.5.1. Aerodinámica	100
5.5.2. Túnel de viento o túnel aerodinámico	103
5.5.2.1. Prueba del túnel del viento del nuevo puente Carquinez	105

5.6. FUERZAS LONGITUDINALES	109
5.7. ACTUACIÓN DE LAS CARGAS	109
5.8. APLICACIÓN DE CARGAS	111
6. PROCESOS CONSTRUCTIVOS	112
6.1. PROCESO CONSTRUCTIVO PUENTE BROOKLYN	116
6.2. PROCESO CONSTRUCTIVO PUENTE GOLDEN GATE	123
6.3. PROCESO CONSTRUCTIVO PUENTE TSING MA	131
6.4. PROCESO CONSTRUCTIVO PUENTE EL NUEVO CARQUINEZ	139
7. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN PUENTE COLGANTE	145
7.1. ESPECIFICACIÓN DE MATERIALES	146
7.2. DIMENSIONES	146
7.3. CARGAS	147
7.3.1. Cargas peatonales	147
7.3.2. Cargas muertas	147
7.3.3. Cargas por sismo	147
7.3.4. Clasificación del comportamiento sísmico	149

7.3.4.1. Comportamiento Sísmico	149
7.3.4.2. Desplazamiento de diseño	150
7.3.4.3. Tipo de análisis sísmico	150
7.3.5. Empuje de tierras	150
7.3.5.1. Parámetros de diseño	150
7.3.5.2. Empuje de Tierras Estático (E)	151
7.3.5.3. Empuje por sobrecarga (Es)	151
7.3.5.4. Empuje total de tierras estático (Et)	151
7.5.5. Empuje de tierras con sismo (Kae)	151
7.3.5.6. Empuje de Tierras Dinámico (Ed)	152
7.3.6. Cargas de viento (Ww)	152
7.3.7. Fuerzas térmicas	153
7.4. DISEÑO DEL TABLERO	154
7.4.1. Carga Viva (q_L)	154
7.4.2. Carga Muerta (q_D)	155
7.4.3. Carga Última	156

7.4.4. Refuerzo Positivo y negativo	156
7.4.5. Acero de Temperatura (A_t)	157
7.5. DISEÑO DE LAS VIGAS LONGITUDINALES	158
7.5.1. Carga muerta (q_{DL})	158
7.5.1.1. Carga muerta viga central	159
7.5.1.2. Carga muerta vigas laterales	159
7.5.2. Carga sobre-impuesta (q_{SDL})	160
7.5.3. Carga Viva (q_{LL})	161
7.5.3.1. Carga viva en la viga central	161
7.5.3.2. Carga viva en las vigas laterales	161
7.5.4. Conexión de la viga longitudinal con la viga transversal	162
7.5.5. Diseño a flexión de la viga longitudinal	163
7.5.5.1. Dimensiones	163
7.6. DISEÑO DE LAS VIGAS TRANSVERSALES	165
7.6.1. Carga muerta	166
7.6.2. Carga muerta sobre-impuesta	166

7.6.3. Carga viva	167
7.6.4. Conexión de la viga transversal a la cercha	167
7.6.5. Diseño a flexión de la viga transversal	168
7.6.5.1. Dimensiones	169
7.7. DISEÑO DE LOS CABLES	170
7.7.1. ANÁLISIS PARA CARGA MUERTA	170
7.7.1.1. Fuerza horizontal en cada cable	171
7.7.1.2. Longitud inicial del cable	171
7.7.1.3. Alargamiento inicial del cable central	171
7.7.1.4. Alargamiento del cable lateral izquierdo	172
7.7.1.5. Alargamiento del cable lateral derecho	172
7.7.1.6. Alargamiento inicial total del cable	172
7.7.1.7. Alargamiento inicial de la flecha (durante la construcción)	173
7.7.1.8. Flecha final	173
7.7.1.9. Ecuación de la trayectoria del cable	173
7.7.1.10. Tensión en el cable en la torre por cargas permanentes	174

7.7.2. ANÁLISIS PARA CARGA VIVA	174
7.7.2.1. Análisis para temperatura	174
7.7.2.2. Tensión en el cable	175
7.7.2.3. Factor de seguridad	175
7.8. DISEÑO DE LA CERCHA DE RIGIDEZ	175
7.8.1. Cordón inferior	176
7.8.1.1. Soldadura para el cordón inferior	178
7.8.2. Montantes	179
7.8.2.1. Soldadura para los montantes	181
7.8.3. Cordón superior	182
7.8.3.1. Soldadura para cordón superior	184
7.8.4. Diagonales	185
7.8.4.1. Soldadura para diagonales	186
7.9. DISEÑO DE LOS PENDOLONES	187
7.9.1. Esfuerzo de aplastamiento	188

7.9.2. Esfuerzo a tensión en el pendolón	189
7.9.3. Esfuerzo a tensión en la platina-sección bruta	189
7.9.4. Esfuerzo a tensión en la platina-sección neta	189
7.9.5. Esfuerzo de corte en el pasador (corte doble)	190
7.9.6. Esfuerzo a flexión en el pasador (corte doble)	190
7.9.7. Esfuerzo de corte en los dos pernos superiores $\phi = 1''$ (corte simple)	190
7.10. DISEÑO DE CIMENTACIÓN	191
7.10.1. Diseño	192
7.10.1.1. Excentricidad 22	192
7.10.1.2. Excentricidad 33	192
7.10.1.3. Esfuerzo máximo	193
7.10.1.4. Esfuerzo mínimo	193
7.10.2. Diseño a flexión	194
7.10.2.1. Esfuerzo último neto	195
7.10.2.2. Momento último	195

7.10.2.3. Cuantía	195
7.10.2.4. Acero de refuerzo	196
7.10.3. Diseño a corte	197
7.10.3.1. Análisis de punzonamiento	197
7.10.3.1.1. Cortante último	197
7.10.3.1.2. Fuerza cortante resistente del concreto	198
7.10.3.2. Análisis de corte en una dirección	198
7.10.3.2.1. Cortante último	198
7.10.3.2.2. Fuerza cortante resistente del concreto	199
7.11. DISEÑO DE LAS TORRES	200
7.11.1. Diseño de las columnas	200
7.11.1.1. Acero de Confinamiento	201
7.11.2. Diseño de las vigas	202
7.11.2.1. Diseño a Flexión	203
7.11.2.1.1. Cuantía	203

7.11.2.1.2. Acero de refuerzo	204
7.11.2.2. Diseño a cortante	206
7.11.2.2.1. Esfuerzo último	206
7.11.2.2.2. Esfuerzo resistente nominal del concreto	207
7.11.2.2.3. Esfuerzo resistente nominal	207
7.11.2.2.4. Esfuerzo resistente nominal del acero	207
7.11.2.2.5. Espaciamiento longitudinal	207
7.12. DISEÑO DEL MACIZO DE ANCLAJE	210
7.12.1. Componente horizontal por los dos cables	211
7.12.2. Componente vertical por los dos cables	211
7.12.3. Peso de la caja de concreto	212
7.12.4. Peso del relleno interior	212
7.12.5. Peso del relleno exterior	212
7.12.6. Fuerza normal total	213
7.12.7. Empuje pasivo en el dentellón	213

7.12.8. Factor de seguridad al deslizamiento	213
7.13. DISEÑO DEL ANCLAJE	213
7.13.1. Esfuerzo a tensión	214
7.13.2. Esfuerzo de punzonamiento en la platina	214
7.13.3. Esfuerzo de corte en la platina	214
7.13.4. Momento flector	215
7.13.5. Inercia	215
7.13.6. Esfuerzo a flexión	215
7.13.7. Longitud de la varilla de anclaje	216
8. MODELO MATEMÁTICO PARA EL ANÁLISIS DEL PUENTE COLGANTE	217
9. DOCUMENTACION FOTOGRAFICA. PUENTE SOGAMOSO	229
10. ESTÉTICA DE PUENTES COLGANTES	235
11. DESARROLLO DEL MÓDULO DE PUENTES COLGANTES	241
11.1. DETERMINACIÓN DE LAS PRUEBAS A REALIZAR EN EL MODULO	241

11.2. IDENTIFICAR LOS PRINCIPALES ELEMENTOS QUE CONFORMARAN EL MONTAJE DEL LABORATORIO	243
11.3. BITACORA	245
11.4. ELABORACIÓN DEL MANUAL PARA EL LABORATORIO	248
11.5. PRUEBAS DE LABORATORIO, RESULTADOS TEORICOS Y EXPERIMENTALES	271
CONCLUSIONES	286
ANEXOS	287
BIBLIOGRAFIA	295

LISTA DE TABLAS

	pág
Tabla 7.1. Datos obtenidos del espectro de diseño	149
Tabla 7.2. Clasificación del comportamiento sísmico	149
Tabla 7.3. Comportamiento Sísmico	149
Tabla 7.4. Dimensiones de la viga longitudinal	163
Tabla 7.5. Carga muerta	164
Tabla 7.6. Carga sobre-impuesta	164
Tabla 7.7. Carga viva	164
Tabla 7.8. Dimensiones de la viga transversal	169
Tabla 7.9. Carga muerta	169
Tabla 7.10. Carga sobre-impuesta	169
Tabla 7.11. Carga viva	170
Tabla 7.12. Datos obtenidos	194
Tabla 7.13. Datos obtenidos	196
Tabla 7.14. Datos obtenidos	198
Tabla 7.15. Datos obtenidos	199
Tabla 7.16. Datos obtenidos	206
Tabla 7.17. Datos obtenidos	210
Tabla 8.1. Tabla A.3.12-1 de coeficientes	224

ANEXO

	pág
Anexo A. Propiedades físicas y mecánicas de los cables de acero	287
Anexo B. Gráfica Propiedades de los ángulos	288
Anexo C. Diagrama de iteración. Columna 1	289
Anexo D. Diagrama de iteración. Columna 2	290
Anexo E. Diagrama de iteración. Columna 3	291
Anexo F. Diagrama de iteración. Columna 6	292
Anexo G. Diagrama de iteración. Columna 7	293
Anexo H. Diagrama de iteración. Columna 8	294

OBJETIVOS GENERALES

1. Recopilar información sobre el estado del arte del diseño y construcción de puentes colgantes, y describir el proceso de análisis y diseño, tipos de materiales y equipos para la construcción de dichas estructuras.
2. Construir un modulo para puentes colgantes destinado a usarse en el laboratorio de estructuras, con su respectivo manual.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

1. Investigar sobre la metodología de análisis de cables y puentes colgantes.
2. Recopilar información sobre los materiales utilizables para la construcción de estas estructuras.
3. Determinar el proceso de análisis y diseño de la estructura en estudio.
4. Diseñar y construir un modulo de puentes colgantes para la aplicación en el laboratorio de estructuras.
5. Ilustrar el proceso constructivo de un puente colgante.

ESTADO DEL ARTE DE LOS PUENTES COLGANTES RESUMEN

Autores: **Cristina Isabel Narvaez Paez**
Lorena Sanabria Burgos

Director: **Samuel Montero Vargas**

El proyecto “Estado del arte de los puente colgantes”, corresponde a una amplia recopilación de información relacionada con puentes colgantes que conlleva a un conocimiento del diseño y construcción de los mismos. El proyecto se divide en tres secciones principales.

Monografía de puentes colgantes

En esta sección se incluye una reseña histórica, la aproximación a la estática de cables; la cual muestra el comportamiento de un cable bajo la acción de diferentes cargas. También se contemplan los elementos constituyentes del puente colgante, su función principal, tipo de fuerzas que resisten, procesos constructivos y materiales. Así mismo se mencionan las diferentes cargas actuantes en un puente; carga viva y muerta, por temperatura, peatonal, sísmicas y de viento.

Análisis y diseño de un puente colgante

Esta sección del proyecto abarca las diferentes fases del diseño, iniciando desde el modelo matemático utilizado por el programa SAP 2000, el cual permite aplicar las diversas combinaciones de carga y analiza el comportamiento del puente con cada una de ellas.

Este proceso proporciona solicitud de servicio y ultimas que serán utilizadas posteriormente en el diseño. Se diseña cada elemento teniendo en cuenta las respectivas normas de Puentes, y se presentan planos y detalles constructivos.

Modulo de laboratorio de puentes colgantes

Para complementar las teorías que se mencionan en el proyecto se han diseñado y construido módulos de laboratorio, los cual pretenden mostrar el comportamiento real de un cable bajo diferentes tipos de carga y ubicación de los apoyos, de esta manera permite comparar los datos teóricos y prácticos lo cual genera una visión mas real de dichos comportamientos. Se diseñaron experiencias para cables tipo catenaria y cables bajo la acción de cargas uniformemente distribuida.

Este proyecto de grado se realizó pensando en los estudiantes y docentes que deseen profundizar en el tema facilitando un material de apoyo.

Palabras claves: Diseño, puente colgante, cables, análisis, estructuras.

STATE OF THE ART OF THE SUSPENSION BRIDGES ABSTRACT

AUTHORS: **Cristina Isabel Narvaez Paez**
Ruby Lorena Sanabria Burgos

DIRECTOR: **Samuel Montero Vargas**

The project "State of the art of the suspension bridge, it has been a wide summary of information related with suspension bridges that bears to a deep knowledge of the same ones. The project is divided in three essential chapters.

Monograph of suspension bridges

In this chapter a historical review, the approach to the static of cables it is included; which shows the behaviour of a cable low the action of different loads. The constituent elements of the suspension bridge are also contemplated, their main function, type of forces that resist, constructive processes and materials. Likewise the different loads that act in a bridge are mentioned; life and load dead, for temperature, pedestrian, seismic and of wind, this last type of loads has been demonstrated with a model of tunnel of wind that simulates the behaviour of the aerodynamics in this structure.

Analysis and design of a suspension bridge

This chapter of the project it embraces the different phases of the design, beginning from the mathematical pattern generated by the program SAP 2000, which allows to apply the diverse load combinations and it analyzes the behaviour of the bridge with each one of them, this process provides loads of service and last loads that they will be used later on in the design. Each element is designed keeping in mind the respective norms of Bridges.

Module of Suspension Bridge

To supplement the theories that are mentioned in the project it has been developed the module of laboratory which pretends to show the real behaviour of a cable low different load types and location of the supports, this way it allows to compare the theoretical and practical data that which generates a vision most real of these behaviours. This grade project was accomplished to thinking in the students and educational that wants to deepen in the topic facilitating a support material.

Keywords: Design, suspension bridge, cables, analysis, loads, laboratory.

INTRODUCCION

El diseño y construcción de puentes colgantes, es un tema muy especializado, cuya información no siempre es asequible, y se requiere desarrollar una monografía que recopile la información más relevante para un estudiante de ingeniería civil, que quiera iniciarse en el estudio de estas estructuras.

Puentes colgantes han sido construidos alrededor del mundo, a lo largo de los años, pero es muy poca la documentación que hay recopilada acerca de su historia, proceso constructivo, características, y modelos arquitectónicos; dada la complejidad de los puentes colgantes, el Código Colombiano de diseño sísmico de Puentes 95 los excluye de su alcance.

Un puente es una estructura cuya función es salvar ríos, valles, lagos, brazos de mar, vías férreas y carreteras, con el objetivo de dar continuidad a un camino y permitir el tránsito de personas, vehículos e incluso animales por cualquier zona con el fin de ahorrar tiempo y distancia. Sin embargo un puente es mucho más que el nexo de unión entre dos costas o entre dos pueblos, ya que gran parte de la aceptación de una obra reside no solo en sus características funcionales, sino en su carga estética, simbólica y representativa.

De aspecto armonioso y extensa aplicación, los puentes colgantes salvan los más amplios tramos de todo el mundo.

Los autores de la **Unidad Didáctica III**, indican que: “los puentes colgantes se construyen principalmente en lugares donde no es posible asentar pilas próximas entre sí, es decir, no se pueden construir soportes verticales para apoyar el puente. El soporte de este tipo de puente lo constituyen dos torres, generalmente metálicas, de las que cuelgan pesados cables, de dichos cables se cuelgan otros más ligeros, sobre los que descansa la infraestructura viaria del puente, ya sea carretera o vía de ferrocarril”¹.

Debido a su gran importancia un puente colgante debe ser resistente ante las diferentes fuerzas de torsión, flexión, deformación, esfuerzo cortante, tracción y compresión. Hoy en día los puentes colgantes son elásticos para defenderse del viento y adaptarse a las vibraciones de los vehículos.

¹Unidad Didáctica III. <http://w3.cnice.mec.es/recursos/secundaria/tecnologia/archivos/u03.pdf>.

Los autores de la revista APROIN, en sus **Textos basados en el tratado de Leonardo Fernández Troyano, Tierra sobre el agua**, exponen que: “paradójicamente la gran virtud y el gran defecto de los puentes colgantes se deben a una misma cualidad: su ligereza. Gracias a su ligereza los puentes colgantes son fáciles de montar; esto hizo que se extendieran rápidamente a principios del siglo XIX y que durante este siglo se utilizaran con frecuencia para todo rango de luces, pero su ligereza los hacía muy deformables y muy vulnerables a las acciones de la naturaleza, fundamentalmente al efecto del viento que derribó gran cantidad de ellos en los siglos XIX y XX”.

Igualmente en la revista **APROIN 44**, se manifiesta que: “los puentes colgantes son los que más problemas han tenido a lo largo de su historia; muchos los derribó el viento, otros los hundieron cargas mayores de las que podían soportar y la mayoría de los que se construyeron durante el siglo XIX han desaparecido por diversas razones; por esto en algunos periodos de este siglo se dudaba de la posibilidad de construir puentes colgantes estables a partir de ciertas luces y debido a esto llegaron a estar proscritos en algunos países”.

Sin importar las diferentes situaciones de aceptación y abandono por las que han pasado, los puentes colgantes logran despertar en el público el encuentro de emociones como el temor, el miedo y el placer en un solo momento, pero principalmente hacen que el espectador se maraville con su belleza y grandeza y aunque en algunas ocasiones son cortos y de poca altura, también pueden llegar a ser tan largos y delgados que parecen ser frágiles y fácilmente movidos.

Según María I. Pintos y Néstor F. Ortega, autores de **Aprovechamiento de los puentes en el turismo regional**, “en los albores de la Ingeniería los puentes unían márgenes de ríos, en la actualidad unen continentes, sorteando el mar, como en el caso del puente que vincula Europa y Asia, sobre el Bósforo, o el proyecto faraónico, sobre el Estrecho de Gibraltar”.

Con sus altas torres, delgados cables y enormes luces, los puentes colgantes aparecen como gigantes que emergen de los océanos, cruzan bahías, ríos y salvan grandes pasos, pareciendo a veces ser guardianes y protectores de su dominio, los puentes son realmente caminos que cuelgan, para proporcionar una superficie bastante plana para el tráfico rodante.

El autor **David Steinman** expone: “Porque un puente es algo más que una cosa de acero y piedra: es la concreción del esfuerzo de cabezas, corazones y manos humanas. Un puente es más que una suma de deformaciones y tensiones: es una expresión del impulso creador de los hombres, un desafío y

una oportunidad para crear belleza. Un puente es el símbolo del heroico esfuerzo de la humanidad hacia el dominio de las fuerzas de la naturaleza. Un puente es un monumento a la tenaz conquista del género humano”.

1. PASADO, PRESENTE Y FUTURO

Los puentes colgantes son testigos y parte de la historia de la humanidad desde hace siglos. El tiempo transcurrido ha sido suficiente para mostrar el paso de estas estructuras por épocas de esplendor y olvido, y aunque probablemente son los que más accidentes han tenido, hoy en día se siguen construyendo y cada vez son de mayor luz.

El autor **John Wilford**, analiza un reciente documento de investigación donde el doctor Ochsendorf, un especialista en principios de la arquitectura y la ingeniería escribió que: “el inicio de los puentes colgantes, se dio hace mucho tiempo atrás con los Incas, quienes fueron la única civilización antigua de América que desarrollaron estas estructuras, con el fin de salvar los grandes vanos que obstaculizaban su desplazamiento. Existieron puentes similares en otras regiones montañosas del mundo, siendo las más notables el Himalaya y la China antigua, en donde los puentes colgantes de hierro existieron en el tercer siglo A.C.”.



2.1. Imagen de los primeros puentes

Los primeros puentes colgantes eran los puentes catenaria, los cuales eran muy simples, se construían solo con sogas gruesas, las cuales se pasaban de un extremo al otro del vano a salvar y luego se sujetaban a contrafuertes de piedra, ubicados a cada lado.

Años más tarde, se empezó a utilizar la madera, la cual permitía hacer tablas que colocadas entre las sogas funcionaban como un tablero, permitiendo así transitar a los animales y las carretas. Tres de las sogas gruesas servían como el piso del puente, otras dos servían como pasamanos. Finalmente, el piso era cubierto con ramas para proporcionarles una mejor pisada a las bestias de carga.

Los inconvenientes que presentaron dichos puentes fue la inestabilidad, que hacía imposible el transito de cargas pesadas y el balanceo, producto del viento.



2.2. Imagen de los primeros puentes

Según el documento ***Como los Incas cruzaron las quebradas***, escrito por John Noble Wilford, “la primera versión moderna de un puente colgante fue construida en Gran Bretaña a fines del siglo XVIII, al principio de la revolución industrial”.

Por otra parte, famosos escritores y exploradores, indican que es evidente que en sus formas más primitivas, puentes colgantes existieron en muchas partes distantes del mundo; se considera que estos son los predecesores de los puentes colgantes modernos. Varios de estos puentes primitivos han sido fundados en el Norte de India, Burma y Perú.

Para el octavo siglo, los constructores de puentes chinos, construían los puentes colocando tablas entre los pares de cadenas de hierro, mientras

proporcionaban esencialmente un tablero flexible que descansaba en los cables. Se construyeron puentes similares en varias partes del mundo durante los siglos subsecuentes.

Prescott en 1847 describe los cables de un puente colgante ubicado en Perú, diciendo que “estaban formados de las fibras resistentes del maguey, teniendo una extraordinaria tenacidad y fuerza. Esta enorme cuerda o maguey estaba tejida en cables de gran espesor, luego se estiraba cruzando el agua, y se conducía a través de anillos o agujeros cortados en los inmensos refuerzos de roca elevados en las orillas opuestas del río y allí se aseguraban a pesadas piezas de madera”.

En el noreste de la India, los puentes colgantes eran construidos con múltiples cables de bambú, suspendidos para cruzar arroyos. Según la descripción de Barber en 1881, “los cables del puente sobre el Río Brahmaputra fueron hechos de tres hebras de cuerda de bambú, de 1 pulgada, cada una, eran densos, estaban enrollados y salvaban luces de 600 pies”.

Steinman y Watson en 1957 clasificaron a los puentes colgantes en cuatro tipos:

- Puente de calzada normal: El tablero descansa directamente sobre los cables.
- Tipo tubular: Cuatro cables en pares de dos cada uno, suspendidos en tejidos en forma de red.
- El transportador: Una cesta transportada por un cable.
- Tablero suspendido: Es el puente predecesor del tipo de puente colgante moderno.

Así mismo, Steinman y Watson describen varios tipos de estos puentes: “...en las regiones del Himalaya, el constructor de puentes colgantes tiro sobre el abismo dos cables paralelos, de estos el colgó tirantes hechos de la cuerda mas delgada, los cuales llevaron la plataforma de la carretera. Aquí esta el principio de los puentes colgantes modernos, aunque realizados de un forma imperfecta.”

Analizando la información de los puentes colgantes, obtenida en los **Textos basados en el tratado de Leonardo Fernández Troyano Tierra sobre el agua**, se expone una clasificación de la historia de estos dividida en cuatro generaciones, de la siguiente manera:

“La **primera generación** es la del puente catenaria primitivo hecho con cuerdas y cadenas de hierro contruidos en países como China y del entorno del Himalaya, se empezaron a utilizar a principios de nuestra era, en el Tíbet, Buthan y Nepal. Esta primera generación se terminó en el siglo XVII, cuando se dejaron de hacer puentes con cadenas en esa parte del mundo.

La **segunda generación** inició a finales del siglo XVIII con los puentes del americano **James Finley**, contruidos con el tablero independiente al cable principal, el cual se colgaba mediante pendolones. El fin de esta generación se produjo a mediados del siglo XIX debido a los desastres que hubo en muchos puentes colgantes, especialmente el del puente de Angers en Francia.

La **tercera generación** inició en la segunda mitad del siglo XIX, con los puentes de Charles Ellet y John A. Roebling, llegó hasta el puente Verrazano para finalizar la Edad de Oro de los puentes colgantes en los Estados Unidos. Roebling inició esta tercera generación con puentes muy rígidos, gracias a que añadía un sistema de tirantes al sistema de los cables portantes y utilizaba tableros de gran rigidez. Con Roebling el puente colgante se convirtió en una solución estable, fiable y permanente.

A medida que pasaron los años el planteamiento de Roebling se fue olvidando y se fue reduciendo cada vez más la rigidez del tablero hasta llegar al puente **Tacoma** o **Gallopig Gertie** como fue apodado por sus movimientos oscilatorios, el cual se hundió por efecto de un viento moderado.

El hundimiento del Tacoma generó un desarrollo del análisis teórico del efecto del viento, la asignatura pendiente de los puentes colgantes, gracias a él se determinaron los problemas que se produjeron en estos puentes a lo largo de su historia por falta de conocimientos teóricos.

Los puentes colgantes de esta tercera generación se impusieron para grandes luces desapareciendo casi totalmente las luces medias y pequeñas. Hoy en día los puentes colgantes se utilizan casi exclusivamente para grandes luces y cada vez su campo de aplicación es más reducido.

La **cuarta generación** inició con los puentes colgantes europeos con sección en cajón cerrado de chapa y forma aerodinámica. Los problemas del viento estaban ya dominados. En 1966 se terminó el puente **Severn** con 988m de luz, el cual se puede considerar como el primero de esta generación. En esta generación conviven los puentes de sección aerodinámica y los puentes con

vigas trianguladas análogos a los de la tercera generación, pero con mayor rigidez a torsión para resistir los efectos del viento.

En los últimos años los puentes colgantes se han desarrollado de forma espectacular, especialmente en Japón, superando con diferencia a los demás países del mundo, se han construido puentes colgantes de gran luz de los cuales varios pasan de los 1000m. Los puentes colgantes japoneses aunque son continuación de los americanos, han aportado a la tecnología en su primera fase de desarrollo, la potencia y precisión de su construcción, muy superior a la americana y europea”.

La Ingeniería, en las últimas décadas, ha producido un enorme progreso tecnológico en la construcción de los puentes colgantes, esto gracias a los avances en el conocimiento de la Ciencia de los Materiales y la Mecánica Estructural. Estos avances se deben a la constante presión de la sociedad que exige obras de mayor calidad, respetando el ambiente, teniendo en cuenta su estética y a esto se suma el hecho de que los puentes deben salvar obstáculos cada vez más grandes.

En los ***Textos basados en el tratado de Leonardo Fernández Troyano, Tierra sobre el agua***, se analiza “el futuro próximo de los puentes colgantes, el cual propone puentes de luces mayores, en estudio se encuentran proyectos como el del **Estrecho de Messina** para unir Sicilia con la Italia continental; el estrecho es corto, del orden de tres kilómetros, pero es muy profundo y esto obliga a salvarlo con un solo vano. La solución prevista actualmente tiene un vano central de 3300m, con torres de 376m de altura y un tablero formado por tres cajones aerodinámicos.

Por otra parte se tiene el estudio del que sería un gran puente colgante, el del **Estrecho de Gibraltar** entre España y Marruecos, aunque su hipotética construcción está todavía lejos y en principio resulta más económico hacer un túnel. Uno de los problemas fundamentales de este cruce es la profundidad del mar que obliga a cimentar a 300m de profundidad. Se han estudiado distintas soluciones y de ellas la más viable tiene tres vanos principales de 3500m de luz y dos compensaciones de 1750m. El puente tiene una longitud total de 28km, 14 se salvan con los vanos colgados, y los otros 14 con viaductos de acceso con luces del orden de 200m.

Dentro de este grupo también se encuentran los puentes del **archipiélago de Japón, en la bahía de Tokio y de Ise, y en los estrechos de Kitan y Ho-Yo**”.

1.1. CRONOLOGÍA

1801: Primer puente colgante, construido por **James Finley** en Jacob's Creek, EU. Este puente se apoya en dos cadenas de hierro, tiene una luz de 21m de largo y 71m de ancho, aproximadamente.

1824: Puente de **Conway**, diseñado por Thomas Telford, con una longitud principal de 100m.

1826: Puente sobre el **Menai**, diseñado por Thomas Telford, con una longitud de 177m, en su diseño Telford pasó del hierro colado al forjado, por su mayor capacidad para absorber los esfuerzos de tensión. Fue el primer puente colgante importante y precursor de muchos puentes.

1834: Puente sobre el valle de Sarine en Friburgo, Suiza, construido por **M. Chaley**, con una longitud de 271m, fue un récord en su época.

1849: Puente **Wheeling**, en West Virginia, EU; construido por Charles Ellet, con una longitud central de 331m. Estuvo en funcionamiento hasta 1854.

1855: Puente sobre el **Niágara**, en EU, construido por John Roebling, de 250m de luz. Fue el primer puente colgante que utilizó cables de alambre, en lugar de barras, cada uno de los cuatro cables de suspensión de este puente contenía 3640 alambres.

En 1877 los cables fueron cuidadosamente reconocidos, y se encontraron, prácticamente, sin defecto alguno, después de veinte años de funcionamiento.

Es un puente colgante mixto, es decir, para vehículos y para ferrocarril, es el primer gran puente colgante de ferrocarril. En este puente se observan los tirantes anclados a la roca, de esta forma Roebling empíricamente controló las oscilaciones. El puente funcionó adecuadamente hasta 1897, año en que fue desmontado, constituyendo el único en su clase que sostuvo un ferrocarril por un período tan prolongado.

1864: Puente de **Clifton** sobre el río Avon George, en Bristol, Inglaterra, construido por Brunel, con 214m de luz y 26m de altura. Inicialmente el puente fue diseñado para el tráfico traído por caballo, actualmente lleva un tránsito total de 4 millones de vehículos al año.

1883: Puente de **Brooklyn** sobre el río East, en New York, construido por John Roebling, con 523m de luz.

Roebling presentó los planos de este puente en 1869, año en el que lamentablemente murió víctima de un infortunado accidente mientras hacía el levantamiento topográfico para la construcción de la obra, debido a esto el proyecto tuvo que ser terminado por su hijo Washington A., quien fue víctima a su vez de la enfermedad “del cajón” mientras inspeccionaba la construcción de las pilas del puente. Sólo gracias al apoyo de su esposa Emily, esta obra monumental, primera en utilizar cables de acero, pudo ser concluida.

Este fue el puente colgante mas largo de su época, para los cables se empleó alambre de acero de 387mm de diámetro, con más de 5296 alambres, recibió el calificativo de octava maravilla del mundo y sigue siendo uno de los lugares más impresionantes de Nueva York.

Hoy tiene seis carriles para el tráfico y las cerchas exteriores se han agrandado y reformado con la adición de un nivel superior. Se han remplazado los cables colgantes y los de soporte, pero a pesar de todo, el puente sigue en esencia como los Roebling lo concibieron.

1889: Puente **transbordador de Portugalete**, cerca de Bilbao, España, construido por F. Arnodin y A. de Palacio, fue el primer puente transbordador.

1897: Puente **transbordador de Ruen**, construido por F. Arnodin, con una longitud de 149m.

1903: Puente **transbordador de Nantes**, construido por Arnodin, con 147m de luz.

1903: Puente **transbordador de Runcorn** sobre la Mersey, construido por **Wester y Word**, con una longitud 304m.

1909: Puente **Manhattan** en Nueva York, EU, longitud principal 448m.

1926: Puente **Hercilio** en Florianópolis, Brasil, longitud principal de 340m.

1926: Puente **Benjamín Franklin** en Filadelfia, EU, con una longitud de 533m. Es un puente vehicular y ferroviario.

1931: Puente **George Washington**, en Nueva York, construido por el suizo Othmar H. Ammann, con un vano de 1067m.

1936: Puente **San Francisco-Oakland Bay** en California, EU, construido por L. S. Moisseiff, con un vano central de 704m.

1937: Puente **Golden Gate** en San Francisco California, EU, construido por J. B. Strauss, con una longitud de 1350m. El Golden Gate, es un puente de acero con torres de piedra de 256m de altura, su posición sobre el nivel del mar es de casi 71m en el centro del puente, aunque esta altura puede variar en más de 5m ya que con el calor los cables se dilatan y el puente “baja”.

El Golden Gate tiene una calzada de seis carriles (tres en cada dirección) y dispone de carriles protegidos accesibles para peatones y bicicletas. El puente también transporta de un lado a otro del canal, gran cantidad de la energía necesaria para el desarrollo de la zona, en tendidos eléctricos y conducciones de combustible.

1940: Puente **Tacoma Narrows I**, en EU, este proyecto fue liderado por Clark Elderidge, aunque el diseño fue retocado, posteriormente, por Leon S. Moisseiff, quien introdujo numerosos cambios; los más destacados afectaron a algunas de las vigas, que hicieron que la estructura del puente fuese mucho más ligera. Este hecho, unido a los novedosos métodos de cálculo utilizados en su diseño, le convirtió en un puente muy ligero a pesar de su enorme tamaño.

El puente Tacoma de 1643m, atrapaba el viento en lugar de dejarlo pasar, provocando que la estructura ondulara como una “montaña rusa”.

1950: Puente **Tacoma Narrows II**, en EU.

1950: Puente sobre el **estrecho de Messina**, construido por Steinmann, con una longitud de 1524m.

1957: Puente **Mackinac Straits** sobre Mackenzie Straits en Michigan, construido por Steinmann, con una longitud de 1158m. Es uno de los puentes

colgantes más largos del mundo, cruza el estrecho de Mackinac que une el Lago Hurón y el Lago Michigan, dos de los cinco Grandes Lagos.

Este puente puede soportar el tiempo invernal del norte de Michigan gracias a sus enormes cimientos, pilares y otras medidas de seguridad. El proyecto empleó 3500 hombres para su construcción.

1959: Puente **Tarcaville** en Francia, longitud principal 608m.

1961: Puente **Tamar** en Inglaterra, longitud de 335m, el primer puente colgante moderno construido en el Reino Unido.

1964: Puente **Verrazano Narrows** en Nueva York, EU, construido por O. H. Ammann, con 1298m de luz.

1964: Puente **Forth Road**, sobre el estuario de Forth, en Escocia, con una longitud central de 1006m, construido por John Fowler y Benjamin Baker. Es un puente ferroviario de acero con dos tramos principales de 520m cada uno, con dos palcos laterales de 408m cada uno.

1965: Puente **Kleve-Emmerich** en Alemania, luz principal de 500m.

1966: Puente **Severn** en Beachley, Inglaterra, construido por Freeman, Fox and partners, con 1063m de longitud. Fue el primer puente en incorporar novedades aerodinámicas. Introduce un nuevo tablero sin viga de rigidez y con viga cajón, la cierra con chapa y consigue coeficientes aerodinámicos que disminuyen los empujes transversales.

1967: Puente **25 de Abril** sobre el río Tajo en Lisboa, Portugal, 1013m de luz. Oficialmente designado Puente Salazar, por haber sido mandado a construir por Salazar en 1960, comenzó a designarse popularmente Puente 25 de Abril para conmemorar la Revolución del 25 de abril de 1974, que restauró la democracia en Portugal.

De aspecto imponente, el puente 25 de Abril, recientemente fue renovado en su parte inferior para albergar vías de tren. En su construcción fueron necesarias 72600ton de acero y 263000m³ de hormigón, siendo desplazados 6500000m³ de tierra y roca.

1970: Puente **Pierre Laporte**, en Quebec, Canadá, longitud de 668m.

1972: Puente **Skjomen** en Narvik, Noruega, longitud principal de 525m.

1973: Puente **Kanmon Straits** en Kyushu-Honshu, Japón, longitud principal de 712m.

1973: Puente **Bosphorus**, en Estambul, Turquía, tiene 1074m de longitud y 64m de altura desde el nivel del mar, construido por las empresas de ingeniería Hochtief, alemana y Cleveland, inglesa.

1981: Puente **Humber** en Humberside, Inglaterra, 2200m de longitud y 155metros de altura, construido por Freeman. Fue el puente más largo del mundo durante 16 años, transitado por vehículos y peatones, éste puente tiene dos torres de hormigón armado y un tablero continuo de sección cajón cerrado, soportado por cables colgantes inclinados.

1983: Puente **Innoshima** en Japón, luz principal de 770m.

1985: Puente **Ohnaruto** en Nishiawa-cho, Japón, longitud total de 1536m. Para su construcción se utilizaron 58300ton de acero, dicho puente comunica las islas Shikoku y Awaji.

1988: Puente **Minami Bisan-Seto**, en Japón, con 1100m de luz.

1988: Puente **Kita Bisan-Seto**, en Japón, longitud 1006m.

1988: Puente **Shimotsui-Seto**, en Japón, con 956m de luz.

1988: Puente **Fatih Sultan Mehmet**, sobre el Bósforo, en Estambul, Turquía, construido por Freeman, Fox and partners, longitud 1090m. Fue construido para dar solución al incremento del tráfico de Estambul, ya que el primer puente construido en 1973 no podía responder.

1993: Puente **Rainbow**, ubicado en la parte norte de la bahía de Tokio, en Japón, con una longitud total de 798m y un vano principal de 570m. Conecta el

centro de la ciudad de Tokio con la isla artificial de Odaiba, es un puente con líneas férreas, vehicular en dos niveles y peatonal.

Las torres blancas que lo soportan fueron diseñadas para mezclarse con la silueta urbana del centro de Tokio, visto desde Odaiba. Las lámparas que penden de los cables encargadas de la iluminación nocturna, son alimentadas por energía solar.

1997: Puente **Hoga Kusten** en Veda, Suecia, con 1210m de luz.

1997: Puente **Hakucho** en Muroran, Japón, con una longitud de 1380m. En la construcción de este puente se utilizaron 13500ton de acero, debido al frío extremo y a la fuerte nieve, se usaron procedimientos especiales en las soldaduras, para responder a la naturaleza quebradiza del acero en temperaturas frías.

1997: Puente **Xi Ling Yangtze River**, en China, con una longitud total de 1380m.

1997: Puente **Hu Men Zhu Jiang**, en China, longitud total de 1540m.

1996: Puente **Tsing Ma** en Honk Kong, con 1377m de luz, diseñado por Mott MacDonald. Es un puente vehicular y ferroviario, eslabón importante entre Hong Kong y el Aeropuerto Internacional de Hong Kong.

Este puente tiene ocho carriles en total, seis en el tablero superior y en el tablero inferior dos carriles y dos vías para ferrocarril. Tsing Ma es el sexto puente colgante más grande del mundo, pero tiene la luz suspendida más larga del mundo que lleva vía férrea y carretera.

El puente cuenta con un sistema que supervisa las condiciones del viento y la seguridad estructural (WASHMA), este sistema se usa para supervisar el puente con detalle y prevenir desastres.

1998: Puente **Jiangyin**, en China, con 1385m de luz.

1998: Puente **Great Belt**, en Dinamarca, con un vano central de 1624m, une las islas de Funen y Zealand. Este puente fue terminado en 1998, meses antes

del Akashi, es un puente de técnica europea, el tablero tiene una sección en cajón de forma aerodinámica y las torres son de hormigón.

1998: Puente **Akashi-Kaikyo**, en la ruta Kobe-Naruto, Japón, tiene una luz central de 1990m y 3911m entre anclajes. Es el tramo colgante más largo del mundo. De este puente se destaca la perfección de su construcción en todos sus detalles, los estudios y dispositivos para resistir el viento y las acciones sísmicas de gran magnitud en esa zona.

De hecho durante su construcción, con los cables tendidos soporto un terremoto de consecuencias catastróficas en su entorno en febrero de 1995, cuyo epicentro estaba situado en su traza. Luego de la catástrofe se midió la aceleración horizontal en las torres y se observó que el puente no sufrió daños. Aunque el vano principal creció 1m, ello supone solo un incremento del 1/1990 de su luz.

El Akashi Kaikyo además de servir para el transporte de vehículos, es utilizado para transportar servicios a la isla de Awaji, suministrando a la isla telefonía, líneas de energía eléctrica y agua.

1998: Triple puente colgante en **Kurushima**, Japón. Es una combinación única de tres puentes colgantes sucesivos, seis torres, cuatro anclajes, tramos principales 1030m, 1020m y 600m, para una longitud total 4015m, incluyendo los tramos laterales. Estos 4015m son un record, ya que esta es la estructura de puente colgante más larga del mundo, incluso más larga que la del puente Akashi Kaikyo.

1999: Puente **Kurushima Kaikyo-II**, en Japón, con 1020m de luz.

1999: Puente **Kurushima Kaikyo-III**, en Japón, con 1030m de luz.

2002: Puente **Kwang Ahn**, en Busan, Korea del Sur.

2004: Puente el **nuevo Carquinez**, al noreste de San Francisco, longitud total de 1056m, cruza el estrecho de Carquinez. Diseñado para cumplir estrictas normas sísmicas, el tráfico pesado junto con la poca factibilidad de añadir más carriles a los puentes existentes, llevaron a planear los estudios para este nuevo puente.

El nuevo Carquinez sustituye dos puentes, el primero construido en 1927, el cual era de propiedad privada hasta que el estado de California lo compró en 1941, y el segundo construido en 1958 debido a las necesidades crecientes de tráfico. El nuevo puente colgante tiene una luz principal de 728m, tablero de sección cerrada en acero orto-tópico, cables suspendidos y torres de concreto.

2005: Puente **Runyang** sobre el río Yangtse en China, con 1490m, une a Beijing con Shangai y Fuzhou. El puente principal consiste en dos puentes, sur y norte con una conexión vial en la isla Siyezhou. El puente sur es de tipo suspendido con un vano principal de 1490m, este puente será el de mayor longitud, dentro de los puentes colgantes de China, superando al Jiangyin por 105m y será el tercero en el mundo luego del Akashi Kaikyo y el Storebaelt

El Runyang constituye uno de los esquemas viales y de puentes de mayor significación de China por su escala y exigencia tecnológica de las estructuras que lo componen.

2. APROXIMACIÓN A LA ESTÁTICA DE CABLES

De acuerdo con la revista APROIN 44, en sus **Textos basados en el tratado de Leonardo Fernández Troyano Tierra sobre el agua**: “La primera aproximación al cálculo de los puentes colgantes, fue posible gracias al conocimiento analítico de la catenaria y de las fuerzas que se producen en ella. La catenaria es la curva que adopta un hilo flexible sometido a su propio peso, pero la forma del cable de un puente colgante se aproxima más a la de un cable cargado uniformemente sobre su proyección horizontal, es decir, cargado sobre el tablero del puente; la curva que define un hilo flexible cargado de esta manera es una parábola.

La curva del cable de un puente colgante es una combinación de la catenaria, porque el cable principal pesa y de la parábola, porque también pesa el tablero, sin embargo la influencia del cable es mínima y por ello en los cálculos generalmente se ha utilizado la parábola”.

Según el libro **Ingeniería Mecánica**, de HIBBELER, “Los cables flexibles se utilizan con frecuencia para construir estructuras de soporte y para transmitir cargas de un miembro a otro. Cuando se utilizan para soportar puentes colgantes, los cables forman el elemento principal de transporte de carga de la estructura. En el análisis de fuerzas de tales sistemas, el peso del cable en si mismo puede despreciarse debido a que con frecuencia éste es pequeño comparado con la carga que transporta.

Cuando se obtienen las relaciones necesarias de la fuerza en el cable, se supone que el cable es perfectamente flexible y que éste no se puede extender. Debido a su flexibilidad, el cable no ofrece resistencia a la flexión y por lo tanto la fuerza de tensión que actúa en el cable es siempre tangente a éste en toda su longitud.

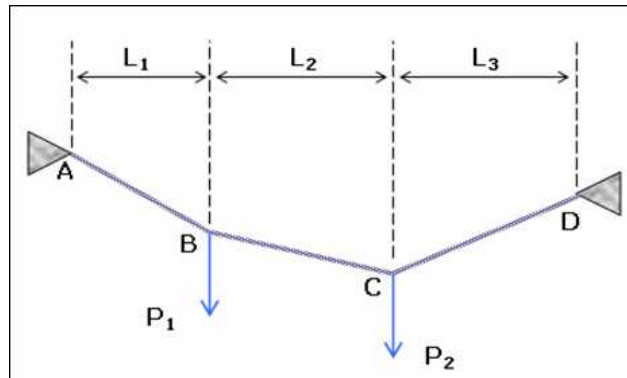
Puesto que el cable no se puede extender, éste tiene una longitud constante antes y después de que se aplica la carga. Como resultado, su geometría permanece fija, y el cable o un segmento de el puede tratarse como un cuerpo rígido”.

HIBBELER en su libro **Ingeniería Mecánica** considera tres casos para el análisis de cables, los cuales son expuestos a continuación en los numerales

3.1. Cable sujeto a cargas concentradas, 3.2. Cable sujeto a una carga distribuida, y 3.3. Cable sujeto a su propio peso.

2.1. CABLE SUJETO A CARGAS CONCENTRADAS

Si un cable de peso despreciable soporta varias cargas puntuales, éste toma la forma de varios segmentos de una línea recta, cada uno de los cuales está sujeto a una fuerza de tensión constante.

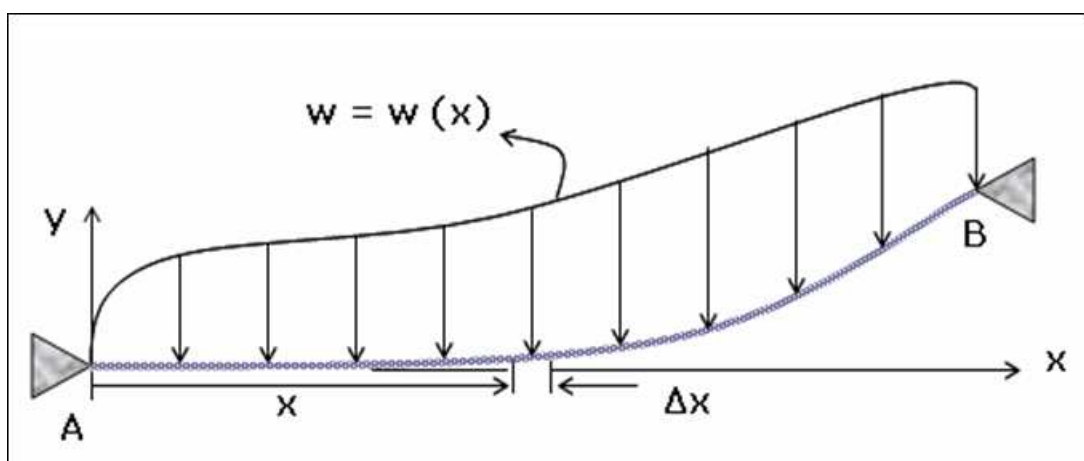


2.1. Cable sujeto a cargas concentradas

2.2. CABLE SUJETO A UNA CARGA DISTRIBUIDA

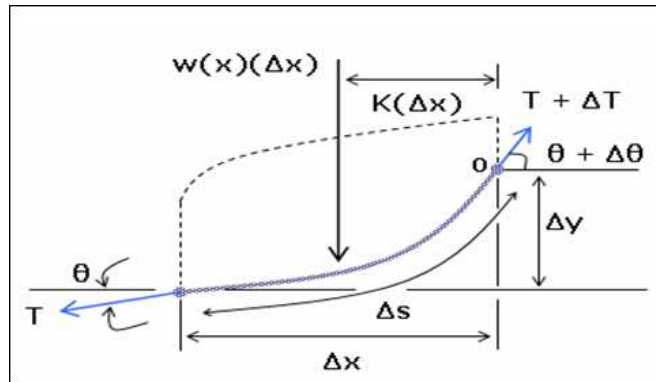
La fuerza de tensión en el cable cambia en forma continua tanto de magnitud como de dirección a lo largo del cable.

Se considera un cable que se encuentra sujeto a una función de carga $w = w(x)$ cuando se mide en dirección x .



2.2. Cable sujeto a una carga distribuida

El diagrama de cuerpo libre de un segmento pequeño del cable con una longitud Δs es el siguiente:



2.3. Diagrama de cuerpo libre (figura 2.2)

El cambio continuo de la fuerza de tensión en el cable es la variación ΔT en el diagrama. La carga distribuida es representada por su fuerza resultante $w(x)(\Delta x)$, la cual actúa a una distancia fraccional $k(\Delta x)$ desde el punto 0, donde $0 < k < 1$. Entonces aplicando las ecuaciones de equilibrio obtenemos:

$$\rightarrow \sum F_x = 0$$

$$T \cos \theta + (T + \Delta T) \times \cos(\theta + \Delta \theta) = 0$$

$$\uparrow \sum F_y = 0$$

$$T \sin \theta - w(x) \times \Delta x + (T + \Delta T) \times \sin(\theta + \Delta \theta) = 0$$

$$\leq \sum M_0 = 0$$

$$w(x) \times (\Delta x) \times (k \Delta x) - T \cos \theta \times \Delta y + T \sin \theta \times \Delta x = 0$$

Dividendo cada una de las ecuaciones por Δx y tomando como límite $\Delta x \rightarrow 0$, y de aquí $\Delta y \rightarrow 0$, $\Delta \theta \rightarrow 0$ y $\Delta T \rightarrow 0$, se obtiene:

$$\frac{d(T \cos \theta)}{dx} = 0 \quad 2-1$$

$$\frac{d(T \sin \theta)}{dx} - w(x) = 0 \quad 2-2$$

$$\frac{dy}{dx} = \tan \theta \quad 2-3$$

Entonces se toma la ecuación 2-1 y se integra:

$$T \cos \theta = \text{constante} = FH \quad 2-4$$

En donde **FH** representa la componente horizontal de la fuerza de tensión en cualquier punto a lo largo del cable, ahora integrando la ecuación 2-2 se obtiene:

$$T \sin \theta = \int w(x) dx \quad 2-5$$

Al dividir la ecuación 2-5 sobre la ecuación 2-4 se elimina **T**, luego por medio de la ecuación 2-3 se obtiene la pendiente:

$$\tan \theta = \frac{dy}{dx} = \frac{1}{F_H} \int w(x) dx \quad 2-6$$

Resolviendo una segunda integral se obtiene:

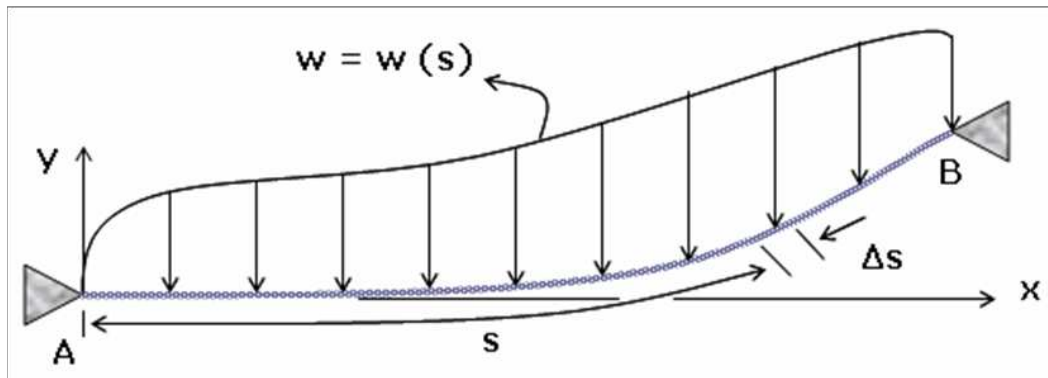
$$y = \frac{1}{F_H} \int \left(\int w(x) dx \right) dx \quad 2-7$$

Esta ecuación es utilizada para determinar la curva para el cable **y = f(x)**. La componente de fuerza horizontal **FH** y las dos constantes, que pueden ser **C₁** y **C₂**, resultantes de la integración se determinan aplicando las condiciones de frontera para el cable.

2.3. CABLE SUJETO A SU PROPIO PESO

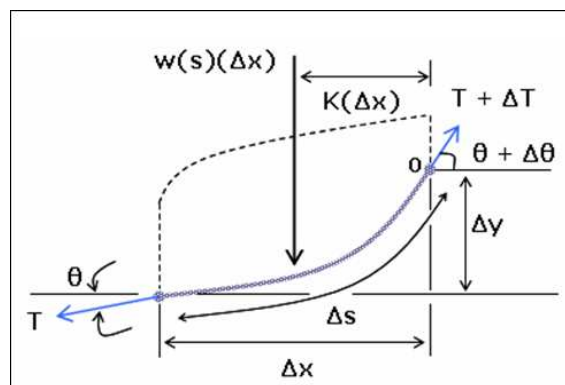
El peso del cable se convierte en un factor importante para el análisis de fuerzas, la función de carga distribuida a lo largo del cable se convierte en una función de la longitud de arco **S**.

Para este caso se tiene una función de carga generalizada $w = w(s)$ que actúa a lo largo de un cable:



2.4. Cable sujeto a su propio peso

El diagrama de cuerpo libre de un segmento pequeño del cable es el siguiente:



2.5. Diagrama de cuerpo libre (figura 2.4)

Si se aplican las ecuaciones de equilibrio al sistema de fuerzas señalado en el diagrama, se obtienen relaciones semejantes a las de un cable sujeto a una carga distribuida, pero con ds reemplazando a dx :

$$\frac{d(T \cos \theta)}{ds} = 0 \quad 2-8$$

$$\frac{d(T \sin \theta)}{ds} - w(x) = 0 \quad 2-9$$

$$\frac{dy}{ds} = \tan \theta \quad 2-10$$

De esta forma se puede demostrar que:

$$T \cos \theta = FH \quad 2-11$$

$$T \sin \theta = \int w(s) dx \quad 2-12$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{F_H} \int w(x) dx \quad 2-13$$

Reemplazando $\frac{dy}{dx}$ por $\frac{ds}{dx}$ se lleva a cabo una integración directa de la ecuación 2-13, ya que

$$ds = \sqrt{dx^2 + dy^2} \quad 2-14$$

Entonces

$$\frac{dy}{dx} = \sqrt{\left(\frac{ds}{dx}\right)^2 - 1} \quad 2-15$$

Por lo tanto

$$\frac{ds}{dx} = \sqrt{1 + \frac{1}{F_H^2} \times \left(\int w(s) ds\right)^2} \quad 2-16$$

Separando variable e integrando se obtiene

$$x = \int \frac{ds}{\sqrt{1 + \frac{1}{F_H^2} \times \left(\int w(s) ds\right)^2}} \quad 2-17$$

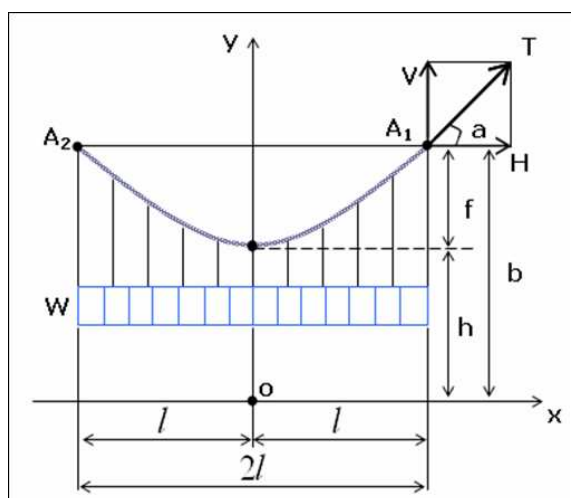
Tomando las condiciones de frontera para el cable, se determinan las constantes de integración (C1 y C2).

Por otra parte, Fredericks Merritt en su libro **Manual de diseño de estructuras de acero**, realiza un resumen de estática elemental que se aplica a cables completamente flexibles e inextensibles, incluyendo corrección por alargamiento elástico. Estas fórmulas se derivan de la ecuación diferencial fundamental de la forma de un cable:

$$y'' = \frac{w}{H}$$

En donde

- y''**: Segunda derivada de la ordenada del cable respecto a x
- w**: Carga distribuida, la cual puede variar con x.
- H**: Componente horizontal de la tensión del cable producida por la carga distribuida **w**
- x**: Distancia, medida perpendicular a la ordenada del cable, desde el origen de coordenadas hasta el punto en donde se toma **y''**.



2.6. Cable simétrico sujeto a una carga distribuida

De acuerdo con el cable simétrico (figura 2.6), las ecuaciones de cables que forman una parábola, resultan de colocar una carga uniformemente distribuida sobre la proyección de la luz perpendicular a la carga y son las siguientes:

Ordenada del cable (y)

$$y = h + \frac{x^2}{2 \times h}$$

Relación flecha-luz (a)

$$a = \frac{f}{2 \times L}$$

Pendiente y' del cable

$$y' = \frac{x}{h}$$

Ordenada h del punto más bajo del cable

$$h = \frac{H}{w} \Rightarrow h = \frac{l^2}{2 \times f}$$

Flecha f

$$f = \frac{L^2}{2 \times h}$$

Media longitud s del cable

$$S = L \times \left(1 + \frac{8}{3}a^2 - \frac{32}{5}a^4 + \frac{256}{7}a^6 - \dots \right)$$

Angulo θ del cable en A_1 y A_2

$$\cos \alpha = \frac{L}{\sqrt{L^2 + 4 \times f^2}}$$

$$\sin \alpha = \frac{4a}{\sqrt{1 + 16 \times a^2}}$$

$$\tan \alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + 16 \times a^2}}$$

Componente vertical V de la tensión en el cable

$$V = 4 \times w \times a \times h$$

Componente horizontal H de la tensión en el cable

$$H = \frac{w \times f}{8 \times a^2}$$

Tensión en el cable

$$T = w \times h \times \sqrt{1 + 16a^2}$$

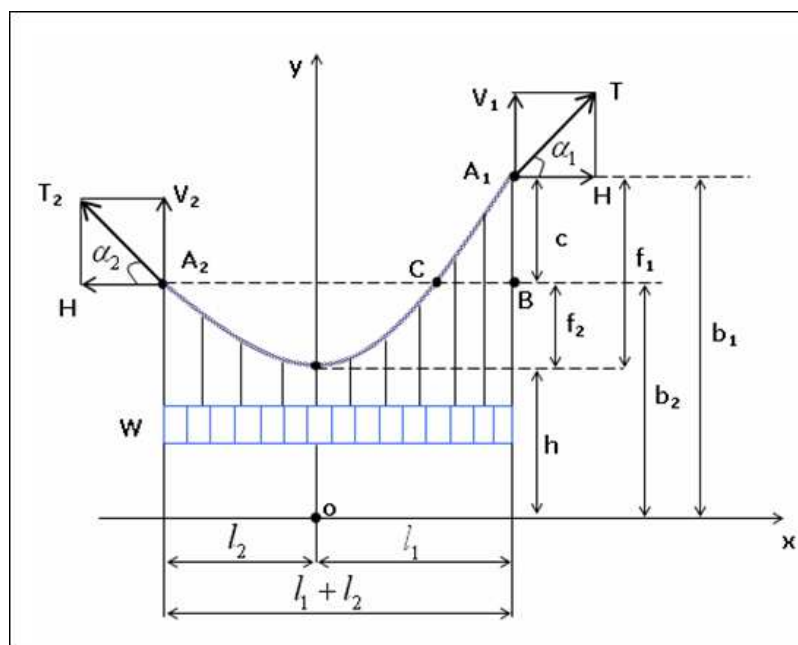
Cuando se deducen las ecuaciones se considera el cable inextensible. Realmente, la tensión en el cable lo estira, por lo tanto el estiramiento, en pulgadas, de la mitad de la longitud del cable puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$\Delta s = \frac{(T + H) \times s}{2 \times A \times E}$$

En donde

- T:** Tensión en el cable, en klb, en el punto de apoyo.
- H:** Componente horizontal de la tensión del cable, en klb.
- s :** Media longitud del cable, en pulg.
- A:** Área de la sección transversal del cable en pulg.
- E:** Módulo de elasticidad del acero del cable, en klb/pulg².

Continuando con el libro **Manual de diseño de estructuras de acero**, de Merritt, en donde se enuncia que “las propiedades de los cables asimétricos pueden obtenerse al determinar primero las propiedades de sus componentes simétricos.



2.7. Cable asimétrico sujeto a una carga distribuida

En un cable parabólico (figura 2.7), se determina el punto **C** en el cable, el cual está en la línea horizontal que pasa por un punto de apoyo. La distancia horizontal de **C** desde el apoyo en el punto alto del cable puede calcularse de la siguiente manera:

$$2 \times L_1 - L$$

En donde la luz del cable es

$$L = L_1 + L_2$$

Para luego aplicar

$$L_1 = \frac{f_1 \times L}{c} \times 1 \pm \sqrt{1 - \frac{c}{f_1}}$$

En donde

- L_1, L_2 : Distancias horizontales desde el punto más bajo del cable, a los apoyos alto y bajo, respectivamente
- H**: Componente horizontal de la tensión del cable, en Klb.
- f_1 : Flecha del cable medida desde el punto más alto
- c**: Distancia vertical entre los puntos de apoyo

La porción del cable entre **C** y el punto más bajo es simétrica, por lo tanto sus ordenadas, pendiente, longitud y tensión en el cable, pueden calcularse con las ecuaciones anteriores”.

Analizando las ecuaciones que plantea Merritt en su libro **Manual de diseño de estructuras de acero**, se encontraron algunas discrepancias, por lo cual se tomo la determinación de aplicar la siguiente teoría con sus respectivas ecuaciones, formuladas en el libro **ESTATICA** de J.L. Meriam:

“Los cables flexibles pueden soportar una serie de cargas concentradas, o pueden soportar cargas distribuidas con continuidad a lo largo de su longitud. En algunos casos, el peso del cable es despreciable frente a las cargas que soporta y en otros el peso del cable puede constituir una carga apreciable e incluso la única, en cuyo caso no puede despreciarse.

Independientemente de cual de estas condiciones sea la existente, los requisitos de equilibrio del cable deberán formularse de la misma manera.

Representando por **W** en Newton por metro lineal, **X** la carga variable y continúa aplicada al cable, se obtiene que la resultante **R** de la carga vertical sea:

$$R = \int dR$$

$$R = \int w dx$$

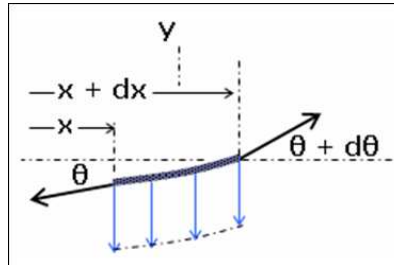
Donde la integración se extiende al intervalo que se considere. La posición de R puede hallarse aplicando el principio de los momentos, con lo que:

$$R \bar{x} = \int x dR$$

$$\bar{x} = \frac{\int x dR}{R}$$

La carga elemental **dR = Wdx** está representada por una franja elemental de longitud vertical **W** y anchura **dx** del área sombreada del diagrama de carga, **R** está representada por el área total. De la expresión anterior se deduce que R pasa por el **centroide** del área sombreada.

La condición de equilibrio del cable se cumplirá si cada elemento infinitesimal de cable esta en equilibrio. En la figura 2.8 puede verse el diagrama para sólido libre de un elemento diferencial. La tensión del cable en una posición genérica x es T , y el cable forma un ángulo θ con la dirección horizontal x .



2.8. Diagrama de un elemento diferencial

En la sección $x + dx$ la tensión es $T + dT$ y el ángulo es $\theta + d\theta$. Obsérvese que las variaciones de T y de θ se toman ambas positivas para una variación positiva de x . La carga vertical $w dx$ completa el diagrama para sólido libre.

El equilibrio de las fuerzas verticales y de las horizontales exige, respectivamente, que:

$$(T + dT) \times \sin(\theta + d\theta) = T \sin \theta + W dx$$

$$(T + dT) \times \cos(\theta + d\theta) = T \cos \theta$$

El desarrollo trigonométrico del seno y del coseno de la suma de dos ángulos y las sustituciones $\sin d\theta = d\theta$ y $\cos d\theta = 1$, válidas en el límite cuando $d\theta$ tiende a cero, conducen tras simplificar a:

$$d(T \sin \theta) = W dx$$

$$d(T \cos \theta) = 0$$

La segunda relación expresa el hecho de que la componente horizontal de T permanece invariable, hecho que resulta evidente en el diagrama para sólido libre. Si esta fuerza horizontal constante es $T_0 = T \cos \theta$, sustituyéndola en la primera ecuación de equilibrio podrá escribirse en la forma:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{W}{T_0} \quad 2-18$$

La ecuación 2-18, es la ecuación diferencial del cable flexible. La solución de la ecuación será la relación funcional $y = f(x)$ que satisfaga la ecuación y también

las condiciones en los extremos fijos del cable, llamadas condiciones en los límites.

El método general de obtención de la ecuación diferencial de definición que se ha ilustrado es aplicable a gran número de problemas diferentes. En cada caso, se aplican los principios rectores a un elemento diferencial genérico del material y las expresiones que resultan dan las ecuaciones diferenciales que definen el comportamiento del cuerpo en cada punto. Obsérvese que en el problema que nos ocupa sólo hay una variable independiente x , dando así una ecuación diferencial ordinaria. Cuando las variables dependientes dependen de dos o más coordenadas independientes, resulta una ecuación en derivadas parciales.

Continuando con el libro **ESTÁTICA** de J.L. Meriam, se tiene las siguientes definiciones de cable parabólico y cable catenaria:

Cable parabólico Cuando es constante la intensidad W de la carga vertical, la descripción se aproxima a la de un puente colgante en el que el peso uniforme de la calzada puede expresarse como la constante W . El peso del cable se distribuye uniformemente según la horizontal, pero se desprecia por ser relativamente pequeño. Para este caso límite se demostrará que el cable toma la forma de arco de parábola. En la figura 2.9 puede observarse un puente colgante de luz L y flecha h con origen de coordenadas en el punto medio de la luz.

Siendo constantes W y T_0 , la ecuación 2-18 podrá integrarse una vez respecto a x para obtener:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Wx}{T_0} + C$$

Donde C es una constante de integración. Para los ejes de coordenadas elegidos, $\frac{dy}{dx} = 0$ cuando $x = 0$, con lo cual $C = 0$. Luego

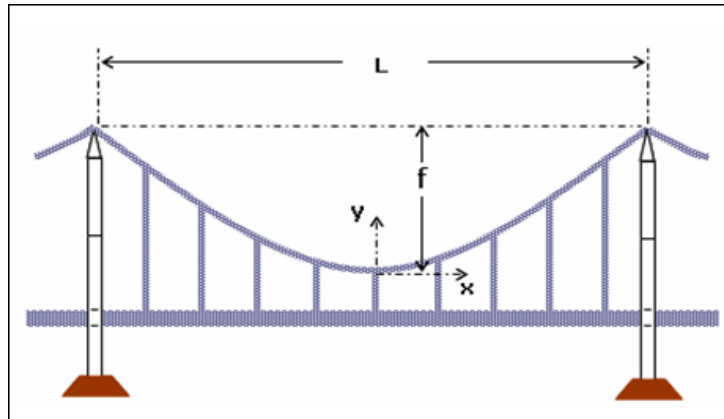
$$\frac{dy}{dx} = \frac{Wx}{T_0}$$

define la pendiente de la curva en función de x . Una nueva integración da

$$\int dy = \int \frac{Wx}{T_0} dx$$

$$y = \frac{Wx^2}{2T_0}$$

2-19



2.9. Puente colgante

La ecuación 2-19 da la forma del cable que es, evidentemente, una parábola vertical. La componente horizontal constante de la tensión del cable se convierte en la tensión en el origen.

$$T_0 = \frac{W \times L^2}{8 \times f}$$

La tensión T, se halla mediante un diagrama para sólido libre de una porción finita del cable, lo cual exige que

$$T = \sqrt{T_0^2 + W^2 \times X^2}$$

Eliminando **T₀** se tiene

$$T = W \times \sqrt{x^2 + \frac{L^2}{8 \times f}}$$

La tensión máxima tiene lugar cuando $x = \frac{L}{2}$ y es

$$T_{\text{máx}} = \frac{W \times L}{2} \times \sqrt{1 + \frac{L^2}{16 \times f^2}}$$

La longitud **S** de todo cable se obtiene de la relación diferencial

$$ds = \sqrt{dx^2 + dy^2}$$

De la siguiente manera:

$$\frac{S}{2} = \int_0^{L/2} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx$$

$$dx = \int_0^{L/2} \sqrt{1 + \frac{Wx^2}{To}} dx$$

Para facilitar el cálculo, esta expresión se desarrolla en serie convergente y se integra a término. En virtud del desarrollo.

$$(1+x)^n = 1 + nx + \frac{n(n-1)}{2!}x^2 + \frac{n(n-1)(n-2)}{3!}x^3 + \dots$$

La integral puede escribirse en la forma

$$S = 2 \int_0^{L/2} \left(1 + \frac{W^2 x^2}{2To^2} - \frac{W^4 x^4}{8To^4} + \dots \right) dx$$

$$S = L \left[1 + \frac{W^2 L^2}{24To^2} - \frac{W^4 L^4}{640To^4} + \dots \right]$$

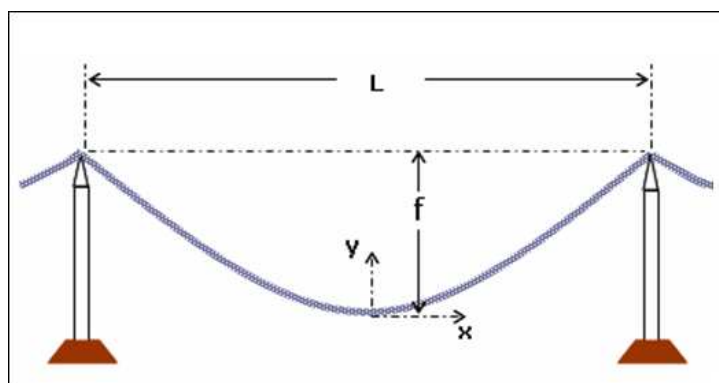
Haciendo la sustitución $\frac{W}{To} = \frac{8 \times f}{L^2}$ resulta

$$S = L \left[1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{f}{L}\right)^2 - \frac{32}{5} \times \left(\frac{f}{L}\right)^4 + \dots \right] \quad 2-20$$

Al examinar las propiedades de esta serie, se encuentran que converge para todos los valores de $\frac{f}{L} \leq \frac{1}{4}$. En la mayoría de los casos **f** es mucho menor que

$L/4$, con lo que los tres términos de la ecuación 2-20 dan una aproximación suficientemente precisa.

Cable catenaria Considerando un cable uniforme (figura 2.10) suspendido de dos puntos de un mismo plano horizontal y que cuelgue bajo la acción de su propio peso solamente.



2.10. Catenaria

Si el cable pesa q kilos por metro de su propia longitud, la resultante R de la carga es $R = qs$ y la carga vertical incrementada Wdx se sustituye por qds . De esta forma la relación diferencial del cable, ecuación 2-18, queda de la siguiente forma:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{q}{T_0} \times \frac{ds}{dx} \quad 2-21$$

Como $s = f(x, y)$, habrá que transformar esta ecuación en otra que sólo tenga las dos variables.

Sustituyendo la identidad $ds^2 = dx^2 + dy^2$ resulta:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{q}{T_0} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \quad 2-22$$

La ecuación 2-22 es la ecuación diferencial de la curva (catenaria) que adopta el cable. La solución de esta ecuación es facilitada con el cambio $u = dy/dx$, lo cual da

$$\frac{dq}{\sqrt{1+u^2}} = \frac{q}{T_0} dx$$

La integración de esta ecuación da

$$\ln(u + \sqrt{1+u^2}) = \frac{q}{T_0} x + C$$

La constante C es nula puesto que **$dy/dx=u=0$** , cuando **$x=0$** . Sustituyendo **$u=dy/dx$** , pasando a la forma exponencial y simplificando el radical, se tiene

$$\frac{dy}{dx} = \frac{e^{\frac{qx}{T_0}} - e^{-\frac{qx}{T_0}}}{2}$$

$$\frac{dy}{dx} = \text{Senh} \frac{qx}{T_0}$$

Donde se ha introducido la función hiperbólica. Puede integrarse la pendiente para obtener

$$f = \frac{T_0}{q} \text{Cosh} \frac{qx}{T_0} + K$$

La constante de integración **K** se calcula a partir de la condición en el límite **$x=0$** cuando **$y=0$** . Esta sustitución requiere que **$K = -\frac{T_0}{q}$** y por lo tanto

$$f = \frac{T_0}{q} \left(\text{Cosh} \frac{qx}{T_0} - 1 \right) \quad 2-23$$

La ecuación 2-23 es la de la catenaria que forma el cable al colgar bajo la acción exclusiva de su peso.

En el diagrama para sólido libre de la figura 3.11 se ve $\frac{dy}{dx} = \text{Tan} \theta = \frac{qs}{T_0}$. De esta manera

$$s = \frac{T_0}{q} \times \text{Senh} \frac{qx}{T_0} \quad 2-24$$

La tensión T del cable se obtiene a partir del triángulo de fuerzas en equilibrio de la figura 2.11. De esta forma:

$$T^2 = q^2 \times s^2 + T_0^2$$

La cual combinada con la ecuación 2-24 resulta:

$$T^2 = T_0^2 \left(1 + \text{Senh}^2 \frac{qx}{T_0} \right)$$

$$T^2 = T_0^2 \times \left(\text{Cosh}^2 \frac{qx}{T_0} \right)$$

$$T = T_0 \times \left(\text{Cosh} \frac{qx}{T_0} \right) \quad 2-25$$

La tensión puede expresarse también en función de f con ayuda de la ecuación 2-23, la cual, sustituida en la 2-25 resulta

$$T = T_0 + q \times f \quad 2-26$$

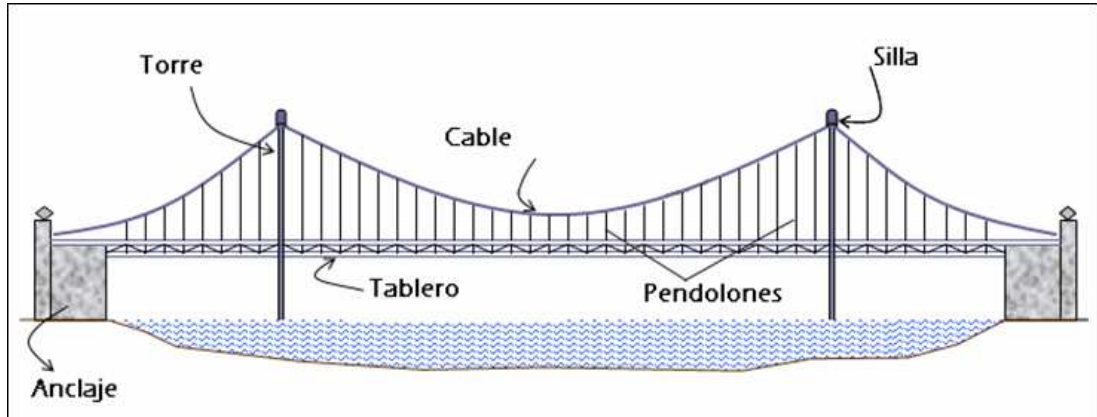
La ecuación 2-26 indica que el incremento de la tensión del cable sobre la tensión existente en la posición más baja del cable, depende solamente de qf .

La mayoría de los problemas en los que intervengan catenarias llevan consigo la solución de las ecuaciones comprendidas entre la 2-23 y la 2-26, las cuales se manejan gráficamente o se resuelven con calculadora.

Los problemas de catenarias en los que la razón flecha-luz sea pequeña, pueden resolverse en forma aproximada mediante las relaciones desarrolladas para el cable parabólico. Una razón flecha-luz de pequeño valor, significa que el cable está tenso, y la distribución uniforme del peso a lo largo del cable no difiere gran cosa, de la misma intensidad de carga distribuida uniformemente a lo largo de la horizontal.

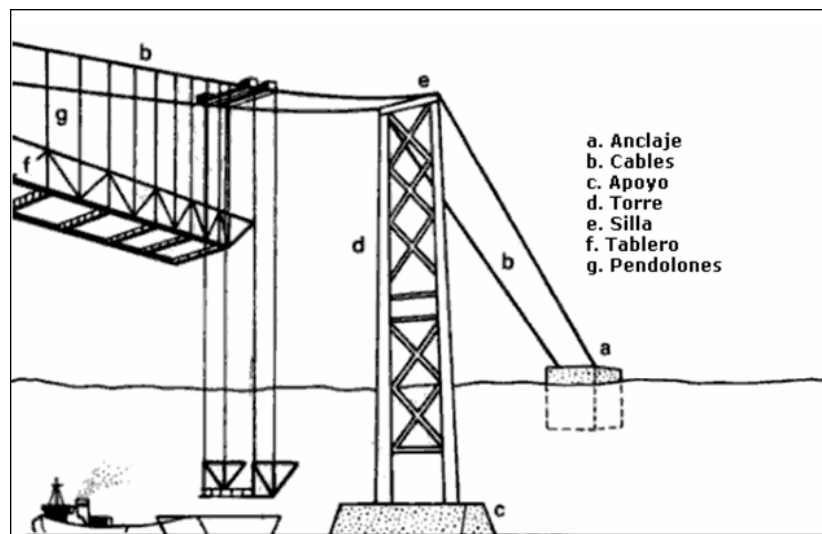
Muchos problemas en los que intervienen catenarias o cables parabólicos llevan consigo la existencia de puntos de suspensión que no se hallan al mismo nivel. En tales casos, podrán aplicarse las relaciones a cada parte del cable que se hallen a uno y otro lado del punto más bajo.

3. ELEMENTOS



3.1. Principales componentes de un puente colgante

Un puente colgante está compuesto por cables que trabajan a tensión, torres encargadas de sostener los cables, sillares, pendolones, un tablero por donde circulan los vehículos y peatones, y los anclajes cuya función es sujetar los cables al terreno.

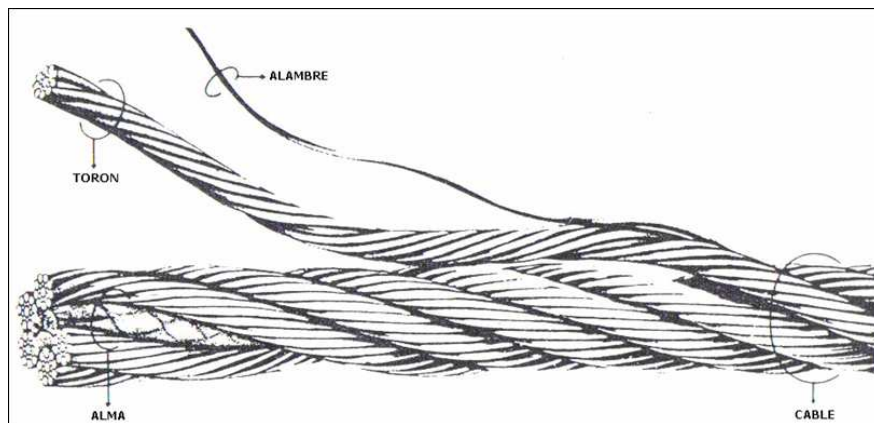


3.2. Principales componentes de un puente colgante

En un puente colgante los **cables** pasan sobre las **torres**, las cuales se levantan sobre los **apoyos**, luego atraviesan las **sillas** que se encuentran ubicadas sobre las torres; dichos cables están sostenidos por unos **anclajes** ubicados atrás de cada torre. El **tablero** está suspendido por medios de unos cables verticales llamados **pendolones**.

3.1. CABLES

Debido a su resistencia, el cable es probablemente el elemento más atractivo y fascinante en la ingeniería estructural, aunque sea el más difícil de usar. Así mismo el principal elemento de un puente colgante es su cable, suspendido de torres y anclado por sus extremos a los pilares de contención. Tales cables, compuestos generalmente por miles de alambres paralelos de acero galvanizado, de 5mm de diámetro (generalmente), agrupados para formar una sección circular, llevan un arrollamiento en espiral de alambre que mantiene su forma cilíndrica al tiempo que los impermeabiliza.



3.3. Detalle de un cable

Los cables de acero están compuestos de una determinada cantidad de torones o trenzas colocados o cerrados en forma helicoidal alrededor de un núcleo o alma de soporte. Cada uno de los torones están conformados por cierta cantidad de alambres los cuales también se encuentran colocados en forma helicoidal alrededor de un alambre central del torón. Los alambres en el torón están colocados en una forma geométrica definida y predeterminada.

De acuerdo con el documento ***Estudio Aplicado de los costos de la prevención de Riesgos Laborales en la construcción de Puentes de Hormigón***, “En los puentes colgantes, la estructura resistente básica está formada por los cables principales, que se fijan en los extremos del vano a salvar, y tienen la flecha necesaria para soportar mediante un mecanismo de tracción pura, las cargas que actúan sobre él”.

Dos cables principales de los cuales se cuelgan unos cables secundarios denominados pendolones, son los que determinan la particularidad de los puentes colgantes. Los cables tensores apoyados en las torres soportan el tablero por donde circula el tráfico, por lo tanto deben ser bastante fuertes, además deben soportar la vibración causada por los vehículos y ser resistentes a la corrosión y al viento.

Acorde con los **Textos basados en el tratado de Leonardo Fernández Troyano, Tierra sobre el agua**, tomado de la revista APROIN 44, “El cable es un elemento flexible, es decir, no tiene rigidez y por tanto no resiste flexiones. Si se le aplica un sistema de fuerzas, tomará la forma necesaria para que en él solo se produzcan esfuerzos axiales de tracción. Por tanto, la forma del cable coincidirá forzosamente con la línea generada por la trayectoria de una de las posibles composiciones del sistema de fuerzas que actúan sobre él.

Esta línea es el funicular del sistema de cargas, que se define precisamente como la forma que toma un hilo flexible cuando se aplica sobre él un sistema de fuerzas. Debido a que los cables absorben a través de los tirantes el peso del tablero, deben ser anclados a grandes bloques de hormigón situados en los extremos del puente. La forma parabólica que caracteriza los puentes colgantes se debe a que el cable, por efecto de la carga del tablero, toma la forma de una parábola”.

Para realizar un análisis de la fuerza de un cable, en un puente colgante se debe considerar la geometría no lineal, debido a las grandes desviaciones que sufre el cable.

Fundamentados en el libro **Ingeniería de puentes** del ingeniero Samuel Montero Vargas, O'Connor en 1971, expone que algunas de las particularidades de los puentes colgantes son las siguientes:

- El mayor elemento de un puente colgante rigidizado es un cable flexible, formado y apoyado de tal manera que pueda transferir las cargas mayores a las torres y luego a los anclajes por medio de una tensión directa.
- Este cable normalmente esta constituido por alambres de altas resistencias, los cuales se unen entre si en forma de espiral.
- El uso de acero de altas resistencias para trabajar a tensión, principalmente en los cables, hace que la estructura sea menos costosa.
- La economía del cable principal debe ser equilibrada con los costos de los anclajes y las torres. El costo del anclaje puede ser alto en áreas dónde el material de la fundación es pobre.

En los **Textos basados en el tratado de Leonardo Fernández Troyano, Tierra sobre el agua**, encontrado en la revista APROIN 44, se explica que: “Los puentes colgantes en su esquema elemental son muy deformables, ya que éste esquema elemental consiste en el cable principal, los pendolones, y

un tablero sin rigidez, o lo que es lo mismo, con articulaciones en los puntos de unión con los pendolones. El mejor procedimiento para reducir la deformabilidad del conjunto, es dar rigidez a flexión al tablero, de forma que las cargas concentradas se repartan en una longitud más o menos grande del cable; de esta forma se consigue reducir las deformaciones del puente a costa de introducir flexiones en el tablero”.

John Ampuero Alata, en el **III Seminario de gestión y normatividad vial**, expone que “La forma o configuración de un cable depende de su hechura; puede componerse de barras paralelas, alambres paralelos, cordeles o torones paralelos, o torones enrollados con trabas. Las barras paralelas no se usan en puentes colgantes por los requerimientos de curvatura de las silletas en las torres”.

3.1.1. Definición de términos A continuación se presenta algunos de los términos expuestos en el tema **Aspectos estructurales en el montaje de puentes colgantes** por el ingeniero John Ampuero Alata.

Alambre: Una sola longitud de metal, producida de una varilla mediante trefilado en frío.

Alambre pre-tensado: Un tipo de alambre por lo general utilizado en aplicaciones de hormigón pos-tensado.

Barra: Barra sólida, laminada en caliente.

Cable: Cualquier miembro flexible a tensión que consiste en uno o más grupos de alambres, torones, cordeles o barras.

Cable estructural: Varios torones enrollados helicoidalmente alrededor de un núcleo formado por un torón u otro cable.

Cables de pre-tensado: Torón de 0,6 pulg de diámetro de siete cables de bajo relajamiento, usado generalmente para hormigón pre-tensado.

Torón estructural: Alambres enrollados helicoidalmente alrededor de un alambre central para producir una sección simétrica (excepto el torón de alambres paralelos).

Torones de alambres paralelos: Alambres individuales configurados en un arreglo paralelo sin el torcimiento helicoidal.

Torones enrollados con trabas: Arreglo de alambres semejantes al torón estructural, excepto que los alambres en algunas capas están configurados para que queden trabados cuando se colocan alrededor del núcleo.

Trama: Longitud del paso de una hélice de alambre.

	
Alambre galvanizado	Alambres paralelos
	
Torones paralelos	Torones helicoidales
	
Torones enrollados con trabas, helicoidalmente	Cordeles
	
Barras paralelas en forma hexagonal	Cordón simple de 7 alambres

3.4. Secciones típicas de alambres y torones de acero.

3.1.2. Propiedades estructurales De acuerdo con el libro *Manual de diseño de estructuras de acero*, de Merritt, “En el diseño de puentes debe prestarse cuidadosa atención a la correcta determinación del módulo de elasticidad del cable, el cual varía según el tipo de manufactura. Dicho módulo se determina de una longitud de probeta de al menos 100pulg y con el área metálica bruta del torón o cable, incluyendo el recubrimiento de zinc, si es el caso. Las lecturas de la elongación usadas para el cálculo del módulo de elasticidad se toman cuando el torón o cable se estira a por lo menos 10% del esfuerzo último establecido en la norma o a más de 90% del esfuerzo de pre-estiramiento”.

Continuando con Merritt y su libro, para puentes colgantes es necesario el uso de un módulo de elasticidad reducido equivalente E_{eq} para tener en cuenta la rigidez reducida de un cable largo, tensionado debido a la flecha bajo su propio

peso, especialmente durante el montaje cuando hay menos tensión, la fórmula para este módulo es la siguiente:

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{E (\gamma l)^2}{12 \sigma_m^3} \left[\frac{(1 + \mu)^4}{16 \mu^2} \right]} \quad 3-1$$

En donde

E: Módulo de elasticidad del acero obtenido de ensayos

$$\sigma_m = \frac{(\sigma_u + \sigma_o)}{2} = \frac{\sigma_o(1+\mu)}{2} : \text{Esfuerzo promedio}$$

σ_u : Esfuerzo límite superior

σ_o : Esfuerzo límite inferior

$$\mu = \frac{\sigma_u}{\sigma_o}$$

γ : Peso del cable por unidad de longitud, por unidad de área de la sección transversal

L : Longitud horizontal proyectada del cable

3.1.3. Protección de los cables contra la corrosión Los cables principales de un puente colgante son comúnmente sometidos a ambientes agresivos, debido a esto se presenta la corrosión, la cual en ocasiones permanece oculta, llevando a la reducción potencial en los factores de seguridad estructural, así como a costosas reparaciones y rehabilitaciones a gran escala.

Basados en el libro *Manual de diseño de estructuras de acero*, “en el pasado, se protegían los cables principales de los puentes colgantes contra la corrosión, recubriendo el acero con una pasta roja de plomo, entorchando a su alrededor alambres galvanizados revenidos y aplicando una pintura roja de plomo. Un defecto potencial de este sistema es que, a medida que el cable se estira y encoge bajo las cargas vivas y los cambios de temperatura, puede ocurrir alguna separación entre vueltas adyacentes del entorchado de alambre. Dependiendo del grado de separación, la pintura puede agrietarse y permitir la penetración de agua y contaminantes en el cable”.

La galvanización consiste en el recubrimiento del acero con zinc, este es otro método de protección contra la corrosión, la efectividad del recubrimiento de zinc es proporcional a su espesor, medido en onzas por pie cuadrado del área superficial del alambre desnudo.

A continuación se exponen algunos de los sistemas alternativos de protección que se han usado en algunos puentes colgantes, tomados del libro **Manual de diseño de estructuras de acero** de Merritt:

“En el puente **Bidwell Bar**, se colocaron piezas plásticas de relleno extruidas de polietileno negro, una cubierta de lámina de nailon, un “primer paso” de una cubierta de resina acrílica de vidrio reforzado consistente en una capa de base de fibra de vidrio, dos capas de tela de vidrio y varias capas de resina acrílica, una capa contra la intemperie y otra capa de terminado la cual contiene un aditivo de arena para dar a la superficie una textura rugosa. Este tipo de cobertura fue desarrollado por Bethlehem Steel junto con Dupont.

En el puente de **Newport, R.I.**, se utilizó el mismo sistema que en el Bidwell Bar, sin embargo, debido a que los cable constan de alambres paralelos, las piezas de relleno de polietileno negro no fueron requeridas.

Otro sistema es el del puente **General U.S. Grant**, Ohio, en donde se utilizaron hojas de neopreno enrolladas en espiral y pintura de hypalon, un sistema patentado y desarrollado por U.S. Steel”.

3.1.4. Generalizando El puente **Akashi Kaikyo** es un record mundial, debido a que tiene dos cables principales, cada uno de 1122mm de diámetro, cada cable consta de 290 cordones de alambres paralelos, cada uno con 127 alambres de alta resistencia de diámetro 5,23mm. Por lo tanto, cada cable contiene 36830 alambres paralelos, con una longitud total aproximada de 300000km.

Los alambres son de alta resistencia especial, con una resistencia última de tensión de 1800MPa (180kgf/mm²), esto indica que solo se necesitan dos cables principales. El alambre piloto de fibra de diámetro 10mm fue trasladado a través del estrecho en helicóptero, un método usado por primera vez para un puente colgante de gran tamaño. Los alambres de los cables están cuidadosamente protegidos contra la corrosión, además el ambiente dentro de los cables se mejoró inyectando aire seco en los cables.

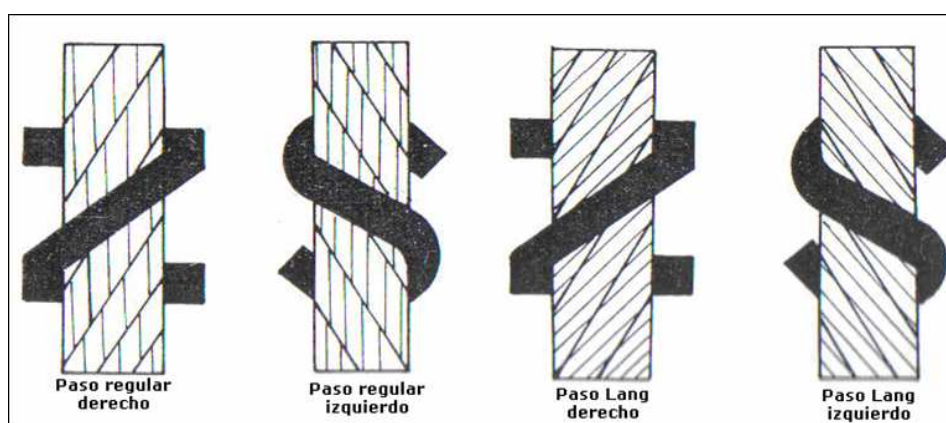
Los cables de éste puente fueron desarrollados por el gran fabricante mundial del acero, Nippon Steel Corporation, cada cable principal tiene cerca de 4100m y un diámetro cercano a los 1,1m. Si se unieran por los extremos todos los hilos que forman el cable, su longitud total alcanzaría los 300000km.

Por otra parte para la construcción del **Golden Gate**, fueron necesarias 83000ton de acero estructural y 245000ton de cable.

3.1.5. Cables en Colombia A continuación se suministra una información amplia de sobre la extensa gama de cables de acero fabricados por **EMCOCABLES**, una empresa colombiana, fundada en 1960 por un grupo de industriales colombianos y la compañía norteamericana Paulsen Wire Corporation, fabricante de cables de acero en los Estados Unidos, quienes aportaron a la empresa su tecnología y orientación técnica.

Esta empresa colombiana suministra una extensa gama de cables de acero en todo el país y algunas partes del mundo, como a Estados Unidos, Centro América y Sur América.

Paso de un cable de acero El paso de un cable de acero se determina por la forma en la cual los torones o trenzas están localizados en el cable y por la forma en la cual los alambres están situados en los torones.



3.5. Distintas formas de paso

El largo del paso de un cable de acero, es la distancia lineal medida a lo largo del cable desde un punto de un torón hasta otro punto del mismo torón, después de dar una vuelta completa de 360° alrededor del núcleo o alma del cable. Los pasos más comunes son:

- **Torsión derecha:** Los alambres en los torones forman una hélice hacia la mano derecha.
- **Torsión izquierda:** Los alambres en los torones van colocados de manera helicoidal hacia la mano izquierda.

- **Paso regular:** La posición de los alambres en los torones es opuesta a la dirección de los torones en el cable. Este tipo de colocación opuesta o contraria hace que el cable de acero sea compacto, bien balanceado y con excelente estabilidad.
- **Paso Lang:** Los alambres se encuentran colocados en igual dirección a la que tienen sus torones en el cable. Este tipo de cables tienen excelente resistencia a la fatiga por flexión y resistencia al desgaste por abrasión.

Preformados Todos los cables fabricados por EMCOCABLES son preformados, esto quiere decir que un cable de acero se fabrica con torones que previamente han sido preformados para que tomen la posición helicoidal que posteriormente ocuparan al fabricarse el cable. La operación de preformado convierte el cable, en un cable manejable, inerte o “muerto”.

Construcciones El cable Seale 6x19 tienen mas alambres exteriores en cada torón que el cable 6x7 y es, por lo tanto, mas flexible. Toma su nombre del paso Seale, en el cual el torón tiene dos capas concéntricas de alambres. En cada capa todos los alambres son de un mismo diámetro y los alambres de la capa exterior encajan en los espacios libres entre cada dos alambres de la capa interna. Esta construcción resulta muy fuerte, adecuada para trabajos rudos. En la construcción 6x19 Warrington, la capa exterior de alambres de cada torón esta formado por seis alambres gruesos y seis delgados, alternados. Los cables Warrington Seale hasta la penúltima capa inclusive, corresponden a la construcción un cable Warrington, mientras que la última capa es igual a la de los tipos Seale teniendo un mismo número de alambres que en la penúltima capa.

Núcleos o almas de un cable de acero El propósito del núcleo o alma de un cable de acero, es permitir la colocación adecuada de los torones y permitirles el moverse o trabajar libremente, de tal manera que cada torón asuma la parte de carga proporcional que le corresponda en condiciones normales de trabajo. Los núcleos o almas que EMCOCABLES emplea en la fabricación de sus cables, como sistema Standard, son los conocidos con el nombre de “Alma de Fibra” (FC ó AF) y “Alma de acero” (IWRC ó AA). Los núcleos o almas de fibra pueden ser en fibra natural o fibra sintética.

EMCOCABLES fue una de las primeras fábricas de cables de acero del mundo en emplear almas o Núcleos de polipropileno (PPC) los cuales tiene características muy superiores a aquellos núcleos o almas fabricados con fibras naturales. Los cables con Alma de Fibra son muy frecuentemente usados en

aplicaciones donde se requiere gran flexibilidad y facilidad para recobrar su forma original.

El Alma de Acero, se usa en aquellos cables cuya aplicación requiere grado máximo de resistencia, especialmente cuando los cables puedan encontrarse sujetos al aplastamiento. También cuando los cables vayan a ser usados en presencia del calor extremo.

Lubricación de los cables de acero Los cables de acero son lubricados durante su proceso de fabricación, de una manera tal que cada cable recibe una adecuada cantidad de grasa lubricante. La lubricación adecuada en un cable de acero ayuda a prevenir la corrosión u oxidación, pero lo que es más importante, es permitir que los alambres se muevan libremente el uno contra el otro, mientras el cable se encuentra trabajando.

Lo anterior es esencial para que los cables se ajusten de tal manera que cada uno asuma la parte que le corresponde de la carga del trabajo. Un cable de acero sin lubricación fallara rápidamente por fatiga.

Terminado o acabado de los cables de acero Los cables de acero pueden ser suministrados en acabado brillante o galvanizado. Los cables galvanizados son fabricados normalmente con alambres que han sido galvanizados en caliente a los diámetros finales; esto permite un recubrimiento muy pesado de Zinc, lo cual da a los cables una máxima protección a la oxidación.

Los cables galvanizados tienen una disminución en la resistencia de aproximadamente el 10% en comparación con los cables tipo brillante o negro. Un cable de acero fabricado con alambre galvanizado trefilado, tienen la misma resistencia y característica que aquellos cables de calidad BIP o negros.

Factores importantes en la elección de un cable El cable debe reunir las siguientes condiciones:

1. Resistencia suficiente para soportar la máxima carga que haya de aplicársele, con coeficiente de seguridad apropiado.
2. Aptitud para soportar flexiones repetidas sin que se rompan los alambres por fatiga del material.
3. Aptitud para soportar sin desgaste excesivo las acciones abrasivas.

4. Aptitud para soportar distorsiones y aplastamientos, es decir maltrato.

Cuando se selecciona un cable no es suficiente consultar la resistencia requerida bajo condiciones teóricas sino que así mismo se deben tener en cuenta las condiciones dinámicas a las cuales será sometido el cable.

Guía para determinar el tipo de cable según su destino

Resisten cargas en suspensión	Resisten abrasión	Resisten fatiga	Resisten maltrato
Cable grueso	Cable grueso o de alambres exteriores gruesos	Cable delgado o de alambres exteriores delgados	Cable grueso
Alambre de alta resistencia	Alambre de alta resistencia	Alambre de baja resistencia (poca dureza)	
Alma de acero	Pocos alambres por torón Paso Lang	Muchos alambres por torón Paso Lang Cable preformado	Pocos alambres por torón. Paso Regular Alma de acero

Tomada del Manual de EMCOCABLES

Factor de seguridad

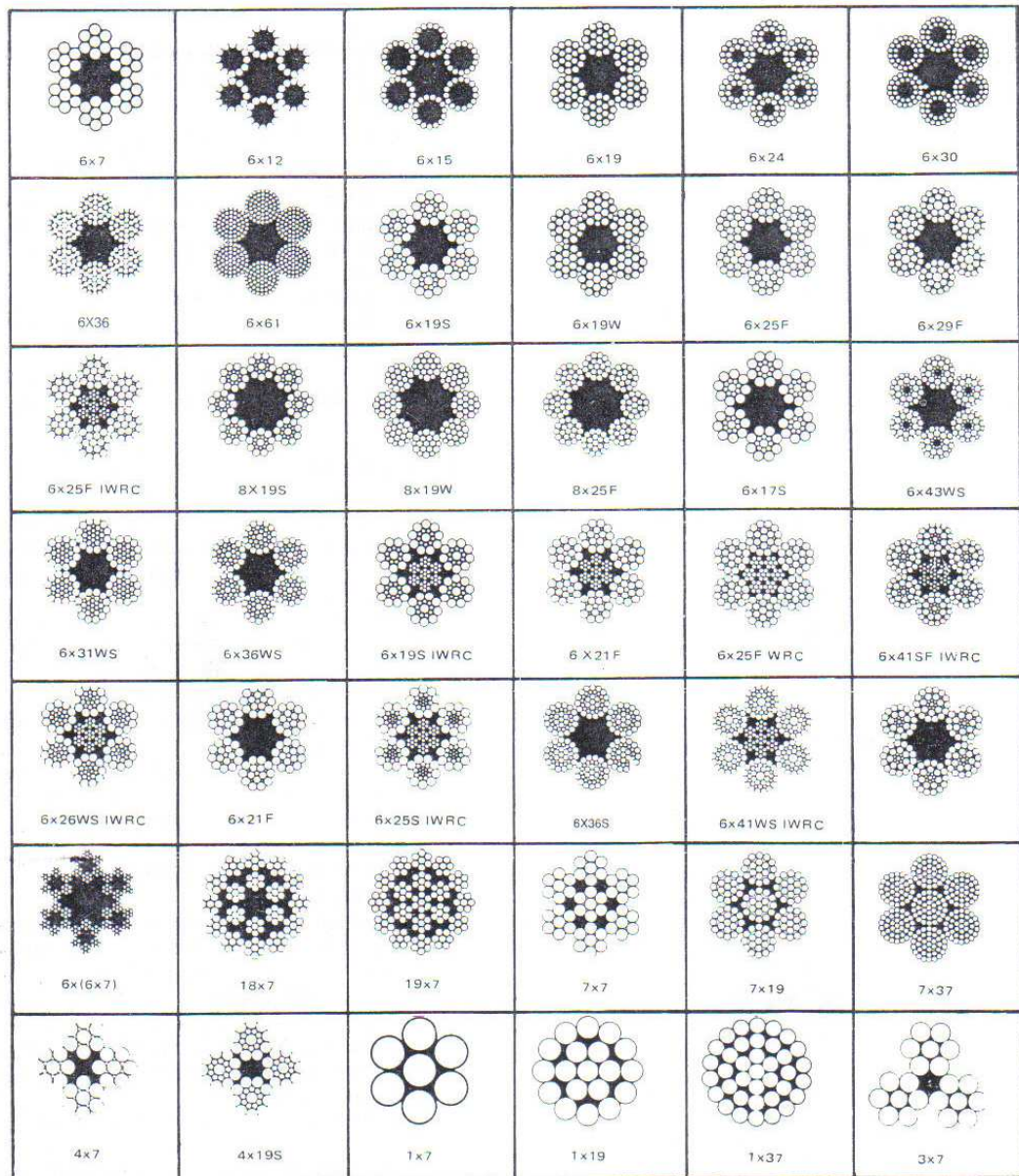
Uso: Se refiere a la capacidad de utilización, mínima y máxima, que tiene un cable de acero y que varía según el equipo en que se encuentra instalado, o la clase de trabajo que el cable va a desempeñar.

Factor: Son los números por los cuales hay que multiplicar la carga de trabajo para determinar la carga de rotura mínima del cable a elegir.

Uso	Factor
Cables fijos. Cables de puentes colgantes	3 - 4

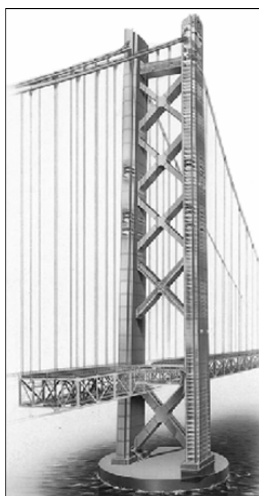
Tomada del Manual de EMCOCABLES

Las siguientes secciones típicas de cables y torones son extraídas del manual de EMCOCABLES.



3.5. Secciones típicas de cables y torones de acero

3.2. TORRES



3.6. Modelo de una torre

Elemento vertical que soporta una serie de cables de carga, también llamada mástil, así se define uno de los elementos más característicos de los puentes colgantes, es decir, las torres, cuya contribución a la indudable estética y funcionalidad de este tipo de estructuras es muy importante.

Las torres en un puente colgante pueden tener una gran diversidad de geometrías y materiales de construcción, generalmente la cimentación de estas, es construida en hormigón armado por su permanente contacto con el agua y la tierra, sin embargo a lo largo de la historia se han construido torres de madera, hierro, piedra y hormigón.

La principal función estructural de las torres en un puente colgante, es llevar el peso del puente, las cargas de tráfico y las fuerzas de la naturaleza a la cimentación. Las torres deben realizar esta función de manera segura, estética y económica ya que de ellas depende la duración del puente, debido a que no pueden ser reemplazadas.

Entre las características de las torres se encuentra que éstas deben ser rígidas y actuar como soporte neutro entre las fuerzas de los cables (en dirección de la gravedad) y las fuerzas de los cimientos (en dirección contraria a la gravedad), también deben ser bastante flexibles para permitir cambios en la longitud ocasionados por las cargas vivas y la temperatura.

Dentro de los principales puentes colgantes modernos de luces largas, las torres de tipo flexible, han predominado, ya que este tipo de torres mantienen el equilibrio estructural mientras acomodan el desplazamiento y la fuerza descendente del cable principal.

La altura de las torres de un puente colgante sobre el tablero, depende de la luz y el radio de la catenaria, a este valor preliminar se debe agregar la profundidad estructural del tablero y la holgura a las fundaciones para obtener la altura total aproximada de la torre.

La mayoría de los puentes colgantes tienen cables fijos en la parte superior de las torres. Con este arreglo, debido a la comparativa esbeltez de éstas, las deflexiones de la parte superior no producen grandes esfuerzos. Las bases de la torre pueden, en cualquier caso, ser de sección variable para aprovechar la disminución en el área requerida que se presenta hacia la punta. La acción estática de la torre y el diseño de detalles dependen de las condiciones de los extremos".

El acero y el concreto son materiales factibles, puentes colgantes como el Golden Gate, el Verrazano Narrows y el Akashi Kaikyo tienen dentro de sus elementos torres de acero. Por otra parte puentes como el Humber, el Great Belt East y el Tsing Ma, presentan torres de concreto".

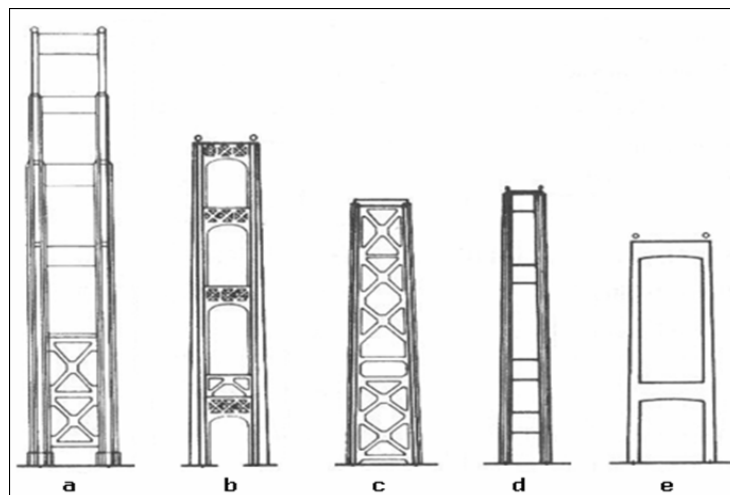


Figura 3.7. Torres de puentes colgantes: a) Golden Gate. b) Mackinac. c) San Francisco. d) Tacoma Narrows I. e) Walt Whitman. Tomada de la figura 14.14 del libro *Manual de diseño de estructuras de acero*

Las torres revelan el carácter o motivo del puente, por ejemplo la mayoría de personas visualiza las características del puente Brooklyn por sus torres, las

cuales tiene un estilo gótico, arqueadas y de albañilería que sobresalen exclusivamente. Por otra parte, las torres de puentes como el Golden Gate y Oakland Bay, dejan una impresión completamente opuesta.



3.8. Imagen puente Brooklyn.



3.9. Imagen puente Golden Gate.

El primer puente colgante con torres de acero fue el puente **Lincoln**, sobre el río Ohio East en Liverpool, EU, construido por Herman Laub, entre 1894 y 1899. A partir de este puente la mayoría de los puentes colgantes se

construyen con torres de acero, actualmente los constructores europeos han introducido las torres de hormigón.

Hasta el año 1970 el acero fue el material predominante usado para las torres de puentes colgantes, ya que éstas eran frecuentemente rectangulares en elevación, con una sección en cruz con forma rectangular, cruciforme, en Te o una forma similar de fácil fabricación en acero.

Las secciones en cruz de torres en acero son diseñadas usualmente como una serie de elementos contiguos formados por piezas soldadas junto a láminas de acero en unidades de 6m a 12m de longitud. Las torres de acero para puentes colgantes deben ser diseñadas para soportar la carga concentrada de las sillas.

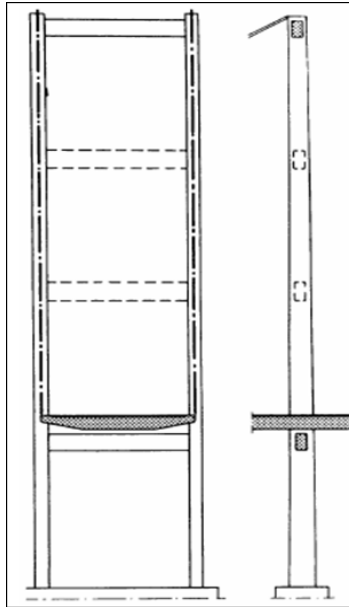
Las torres diseñadas en acero son más ligeras que las torres diseñadas en concreto, de este modo se hace un ahorro en los costos de cimentación. Las torres de acero generalmente son más flexibles y más dúctiles y podrán ser levantadas en menos tiempo que las torres de concreto.

A partir de 1970, el concreto reforzado ha sido usado de varias formas con secciones rectangulares y otras secciones compactas en cruz. Las torres de concreto son usualmente diseñadas con el mástil hueco para disminuir el peso y reducir la cantidad de concreto y las barras de refuerzo requerido. Como con las torres de acero, las torres de concreto deben ser diseñadas para la carga concentrada de las sillas en la punta, si se usan, o para las fuerzas locales de los numerosos anclajes del cable enmarcados en el mástil de la torre.

3.2.1. Tipos de torres

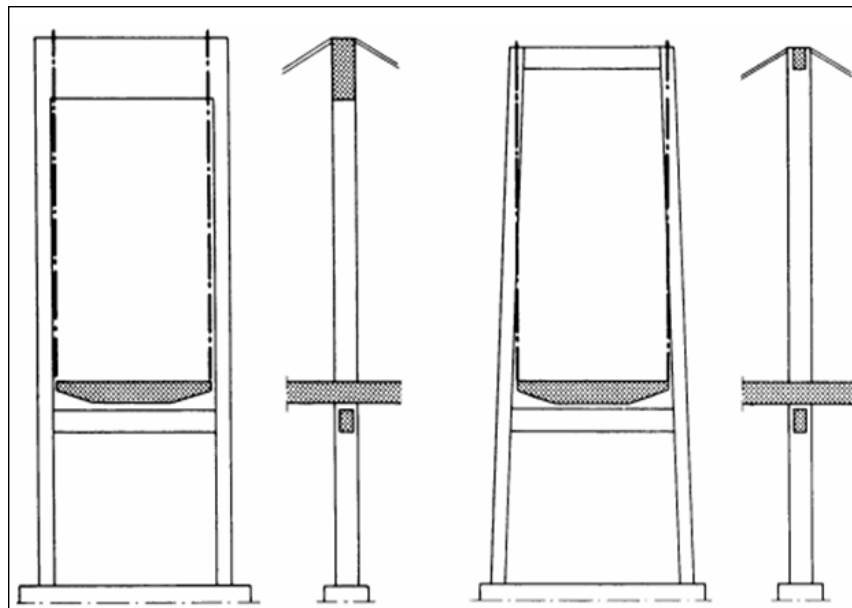
Torres con arriostramiento múltiple:

- Torre con tablero vinculado: Este tipo de torre se puede observar en puentes como el Golden Gate y el Mackinac, entre otros.



3.10. Torre tipo I

- Torre con tablero independiente: Este tipo de torre se puede observar en el puente Gran Belt, entre otros.



3.11. Torre tipo II

- Torre arriostrada diagonalmente: Ejemplos de este tipo de torre se observan en los puentes Akashi Kaikyo y Forth, entre otros.

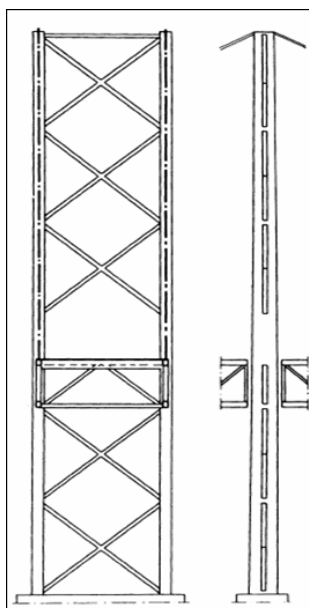
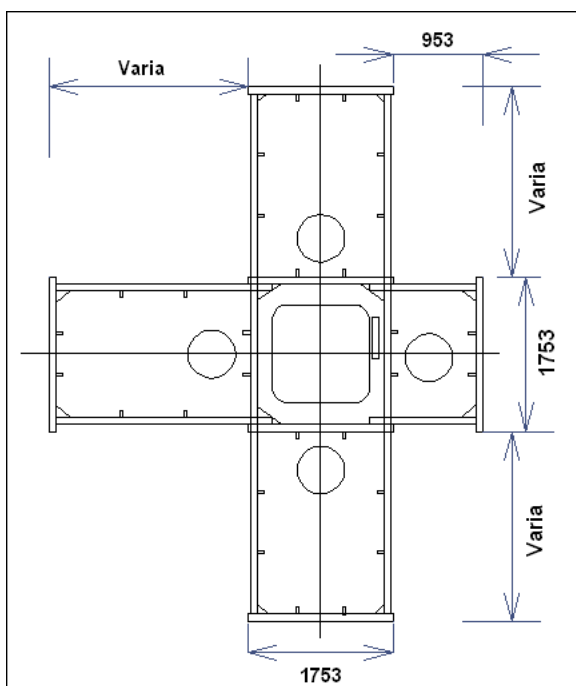


Figura 3.12. Torre tipo III

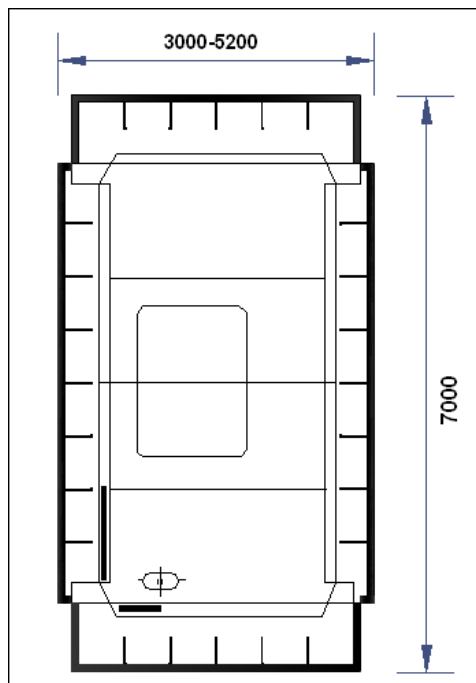
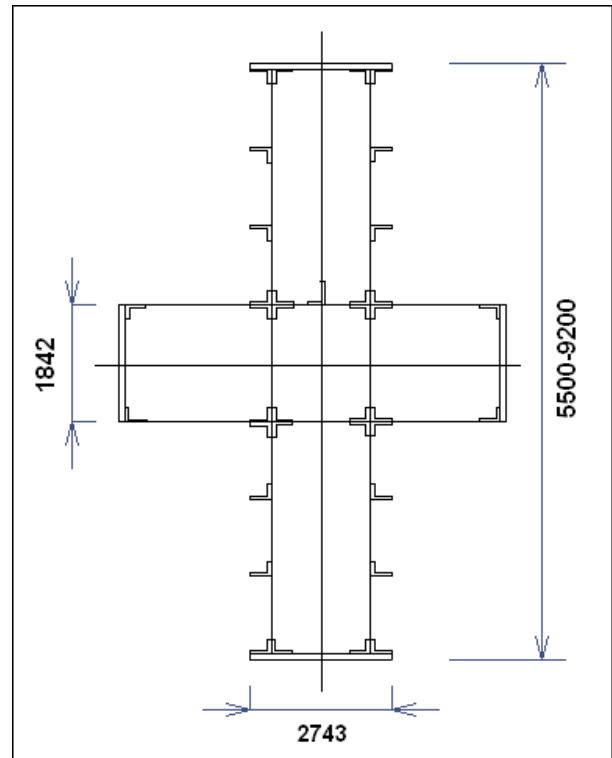
3.2.2. Estructura de una torre La sección transversal del eje de la torre puede ser en forma de T, rectangular o en forma de cruz. Los detalles de la base de la torre que transmiten la fuerza axial, fuerza lateral y momento flector en la cimentación, son de armazón de vigas o tipos empotrados.

Los detalles muestran la sección transversal de algunas torres de puentes colgantes:

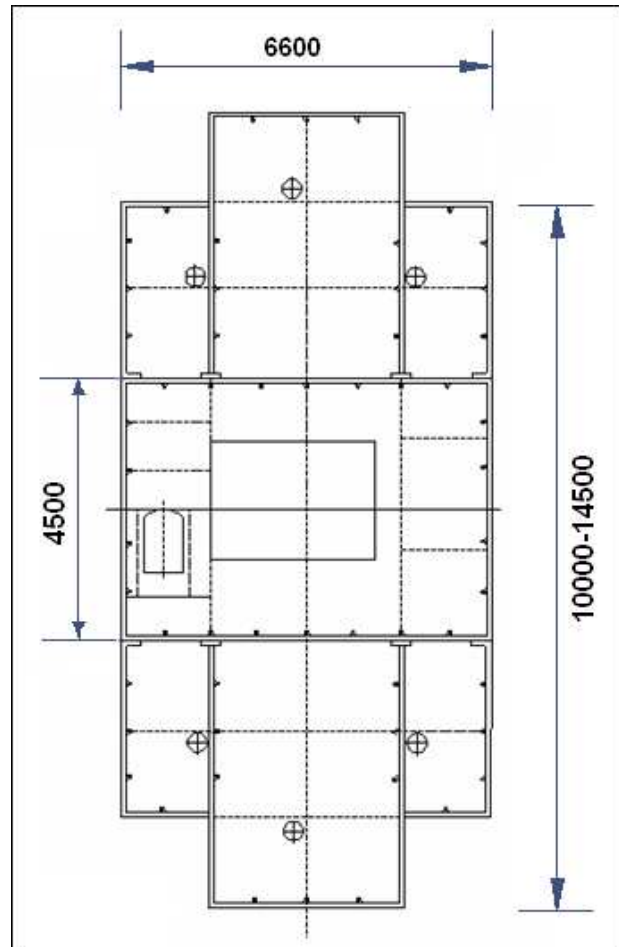


3.13. Puente New Port

3.14. Puente 25 de Abril



3.15. Puente Bosphorus



3.16. Puente Akashi Kaikyo

3.2.3. Generalizando Las torres del puente **Akashi Kaikyo**, están fundadas a 60m bajo el nivel del mar, la construcción de los apoyos para las torres se maneja en un ambiente desafiante debido a las condiciones del estrecho, que incluyeron fuertes vientos, grandes profundidades marinas y fuertes olas que causaban vibraciones a la pala mecánica durante la excavación.

Las torres tienen 283m de altura siendo esto objeto de la influencia del viento, para contrarrestar la deflexión y torsión de vibración causada por el viento, el diseño de las torres tiene una serie de secciones en cruz que le otorgan mayor rigidez. Además las torres fueron equipadas con 20 estabilizadores por torre, que se mueven en dirección contraria a la oscilación del viento, balanceando el puente y cancelando dicha oscilación; de esta forma puede resistir vientos de hasta 290km/h.

Debido a que la cimentación de las torres transmiten 100000ton de peso del puente, se tuvieron que desarrollar estándares de diseño para grandes

subestructuras sumergidas, basadas en experimentos de gran escala y resultados obtenidos previamente. La calidad y confiabilidad del hormigón bajo el agua fue confirmada a través de experimentos en escala real, ensayados en el campo y en el laboratorio.

Los cimientos de las torres del puente fueron construidos previamente en un obrador, remolcadas hasta el sitio, sumergidas y luego se llenaron con un concreto especial que no se desintegra bajo agua.

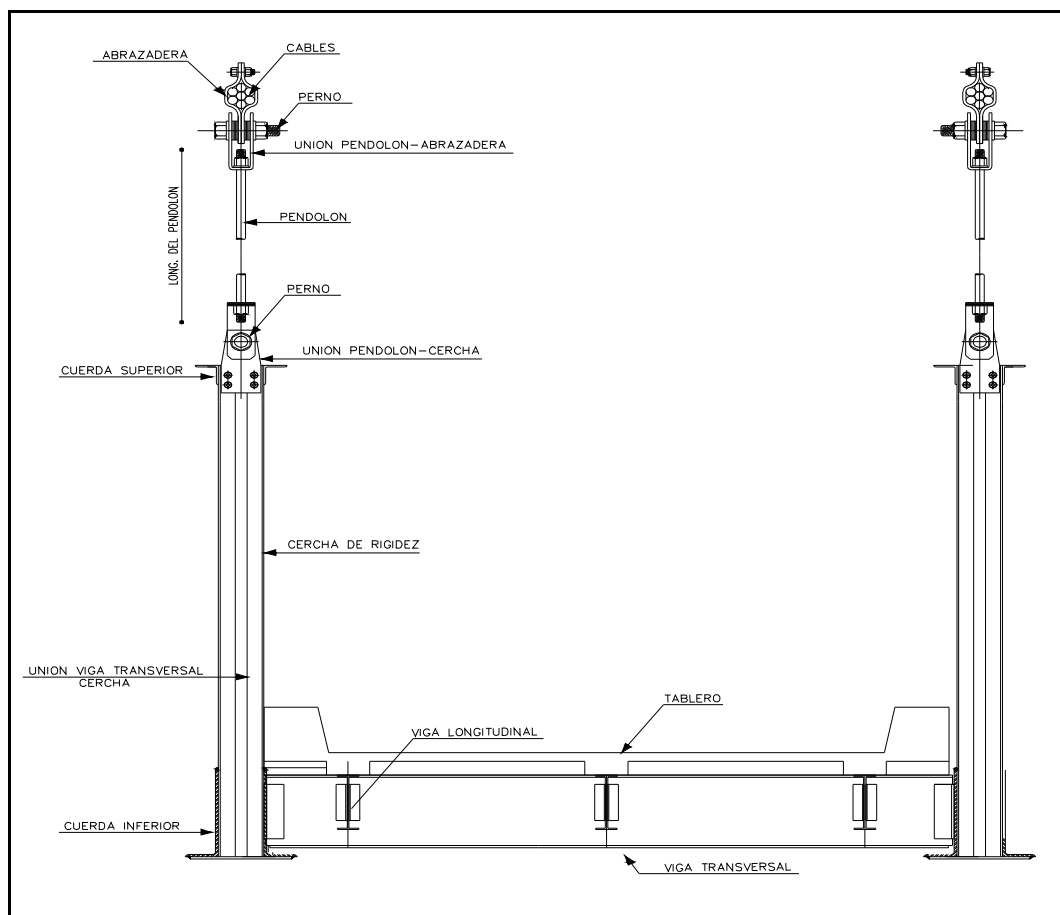
La torre en la margen norte del **Humber**, se encuentra emplazada sobre el nivel del río, en un lecho de roca calcárea densa, con juntas cerradas, cubierto por una capa densa de rodado con arcilla de origen glacial, la roca constituye una buena cimentación tanto para el anclaje como para la torre.

Por otra parte la torre sobre la margen sur esta emplazada a 500m de la costa y cimentada a poca profundidad, en esta margen, un aluvión blando se apoya sobre un lecho de rodados de arcilla, arena y grava. Por debajo de estas capas a una profundidad de 30m se tiene una capa profunda de arcilla muy alterada, sobre la cual se fundaron la torre y el anclaje.

Los cimientos de las torres del puente **Manhattan**, están construidos en el lecho del río sobre grandes cajones de madera, sumergidos a una profundidad de 28m bajo el agua en la marea alta.

Un examen cuidadoso de la configuración de la torre es importante, ya que las torres dominan la estética del puente

3.3. TABLERO



En definición, el tablero es el elemento estructural el cual se apoya en las vigas longitudinales, las cuales se apoyan en vigas transversales, las cuales se apoyan en la cercha de rigidez; el tablero cuelga de los cables suspendidos, es decir, de los pendolones. Consiste en una luz principal central ajustada y sostenida, lado a lado, por torres. El tablero es una viga prefabricada construida generalmente en acero, hormigón e inclusive de madera.

El tablero de un puente colgante debe ser bastante rígido y trabajar tanto a flexión como a torsión para prevenir la flexión ocasionada por los vehículos mientras circulan por el puente y para evitar la oscilación.

Una de las características del tablero es que debe ser tan ligero como sea posible, teniendo en cuenta que debe conservar su rigidez y mantenerse estable ante la presencia de vientos, ya que es el tablero quien soporta directamente las cargas dinámicas y transmite las tensiones a pilas y estribos.

De acuerdo con los **Textos basados en el tratado de Leonardo Fernández Troyano, Tierra sobre el agua** encontrados en el APROIN 44: “La acción del viento obliga a dar al tablero la rigidez necesaria para evitar los problemas de inestabilidad aerodinámica que tantos desastres han causado a los puentes colgantes, ésta rigidez que requiere el tablero para que el puente sea estable es función de la luz del puente, de su ancho y también de la oposición que ejerza al efecto del viento. Por ello en los grandes puentes colgantes europeos contruidos recientemente, la sección del tablero tiene forma aerodinámica para reducir al mínimo el efecto del viento sobre él.

Los estudios sobre la estabilidad al viento de los grandes puentes colgantes, realizados a consecuencia del hundimiento del Tacoma, llevaron a dos concepciones distintas de los tableros:

La primera consiste en seguir haciendo tableros con vigas trianguladas pero dándoles la suficiente rigidez a flexión y torsión para que soporten los efectos del viento. Esta solución fue adoptada por ingenieros americanos y posteriormente la han continuado los japoneses.

La segunda consiste en adoptar una sección en cajón cerrado de forma aerodinámica, que reduce considerablemente los problemas de inestabilidad y por ello el tablero requiere menos rigidez para ser estable. Con este sistema las dimensiones y cantidad del acero del tablero son significativamente menores que en la anterior concepción porque además de requerir menos rigidez, la sección en cajón cerrado de chapa es más eficaz a flexión y torsión que la viga triangulada.

El tablero con sección en cajón cerrado, resulta mucho más esbelto y rotundo que la viga triangulada, por ello formalmente es mucho más atractivo. Esto se puede observar comparando el puente de Lisboa con el puente Severn, o con el puente sobre el Bósforo en Estambul. El cajón cerrado o las posibles variantes de él, será la solución de los tableros de los grandes puentes colgantes del futuro”¹.

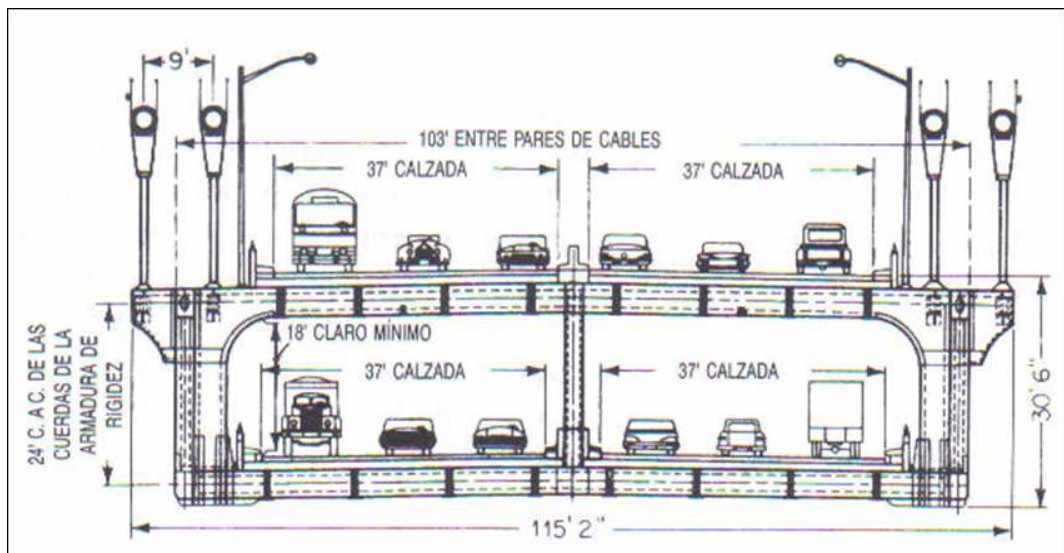
3.3.1. Sección transversal Por otra parte en el libro **Manual de diseño de estructuras de acero**, Merritt, indica que: “El uso de sistemas de rigidez de vigas esbeltas armadas, formando un tablero de sección H con alma horizontal, fue sustituido en gran parte después de la falla del puente Tacoma Narrows, por sistemas de rigidización de armaduras y vigas cajón en los puentes de

¹ APROIN, Asociación de promotores inmobiliarios de la provincia de Pontevedra. Uruguay. Noviembre 2006. Nº 44. p. 60-63. <http://www.aproin.com/revista/Aproin%2044.pdf>.

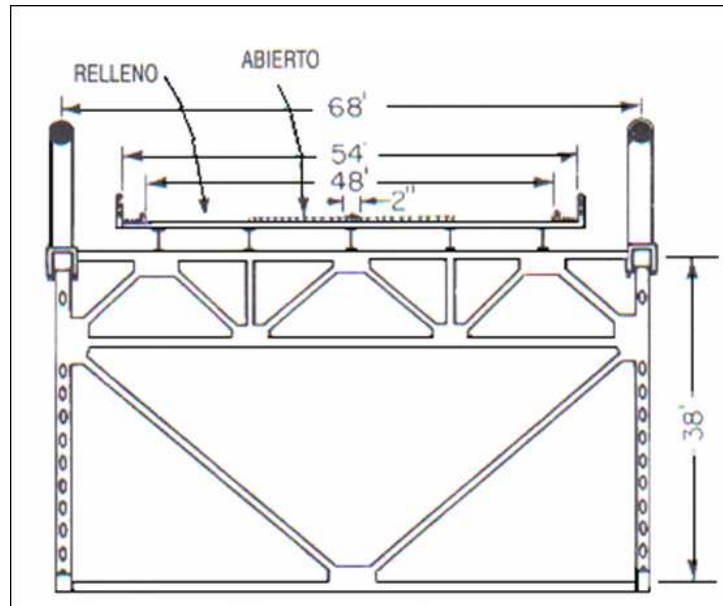
luces largas. No obstante, los tableros en H son convenientes para luces cortas.

En el puente Verrazano Narrows se usa un piso de parilla de acero de aproximadamente 15,3cm de espesor, relleno de hormigón, sobre los largueros de acero, para conseguir resistencia, rigidez, durabilidad y ligereza. La estructura de doble tablero tiene armaduras laterales superior e inferior. Estas, junto con las vigas transversales, largueros, pórticos transversales y armaduras de arriostramiento están concebidas para actuar como un tubo que resiste fuerzas verticales, laterales y torsionales. Los pórticos transversales son rígidos con un miembro vertical en el centro.

Los siguientes detalles muestran la sección transversal de un puente colgante:

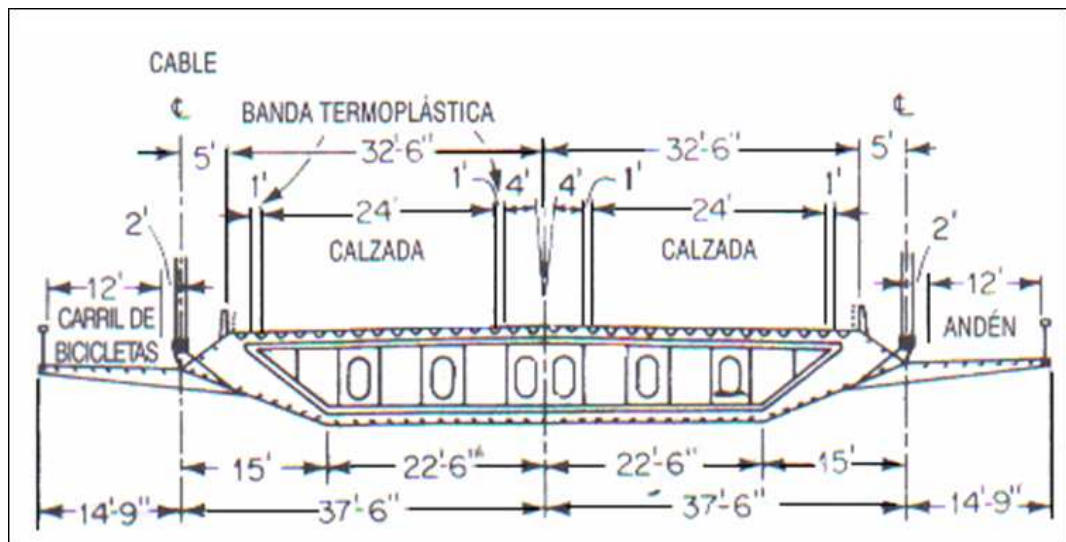


3.17. Verrazano Narrows. Tomada de la figura 14.13 del libro *Manual de diseño de estructuras de acero*



3.18. Puente Mackinac. Tomada de la figura 14.13 del libro *Manual de diseño de estructuras de acero*

En el puente Mackinac se usa un piso en parilla de acero $\frac{1}{4}$ ". Los dos carriles exteriores se rellenaron con hormigón aligerado y se recubrieron con una capa hormigón bituminoso. Los dos carriles interiores se dejaron abiertos para ventilación aerodinámica y para reducir peso. El tablero sencillo está soportado por armaduras de rigidez con arriostramiento lateral superior e inferior lo mismo que con un amplio arriostramiento transversal.



3.19. Puente Severn. Tomada de la figura 14.13 del libro *Manual de diseño de estructuras de acero*

Por otra parte en el puente Severn se usa una viga cajón de 10pies de profundidad resistente a la torsión, para soportar un tablero ortotrópico, la cual esta rigidizada por perfiles continuos de acero y las placas restantes, por rigidizadores de bulbos planos. El cajón fue diseñado para lograr las mejores características aerodinámicas”.

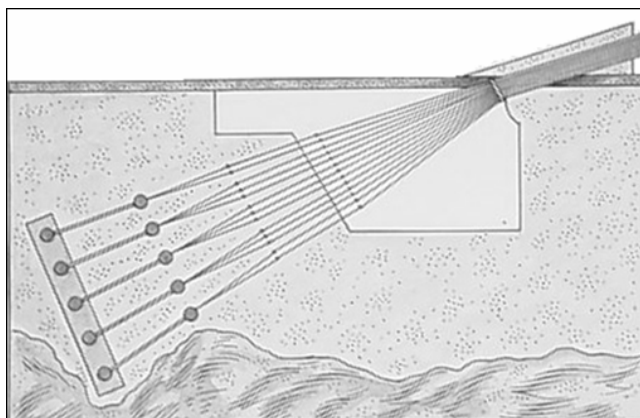
3.3.2. Generalizando El tablero del puente **Akashi Kaikyo**, consta de resistentes vigas de acero reforzado, las cuales tienen 35,5m de ancho y 14m de profundidad, el ancho efectivo del Akashi es de 30m y la altura libre es de 65m. El tablero de este puente tiene espacio para 6 carriles vehiculares, la velocidad de diseño para vehículos 100Km/h.

Para reducir la vibración torsional de las vigas del tablero causada por el viento, se colocaron unas placas estabilizadoras debajo de la mediana del tablero. Los estabilizadores actúan deflectando al viento y de esta forma reduciendo la vibración torsional, logrando un balance entre las presiones de la superficie inferior y superior del tablero. El efecto de los estabilizadores fue verificado en el túnel de viento de gran escala.

El tablero del Akashi posee una gran flexibilidad, logrando un desplazamiento horizontal de hasta 27m y un desplazamiento vertical máximo de 13m. Además el tablero puede experimentar una expansión y contracción en el sentido longitudinal de aproximadamente 1,4m.

En el puente colgante sobre el río Severn, los diseñadores adoptaron para el tablero secciones cajón huecas de acero para aligerar el peso y reducir la resistencia al viento, dichas secciones fueron llevadas flotando e izadas mediante grúas a su posición final.

3.4. ANCLAJES



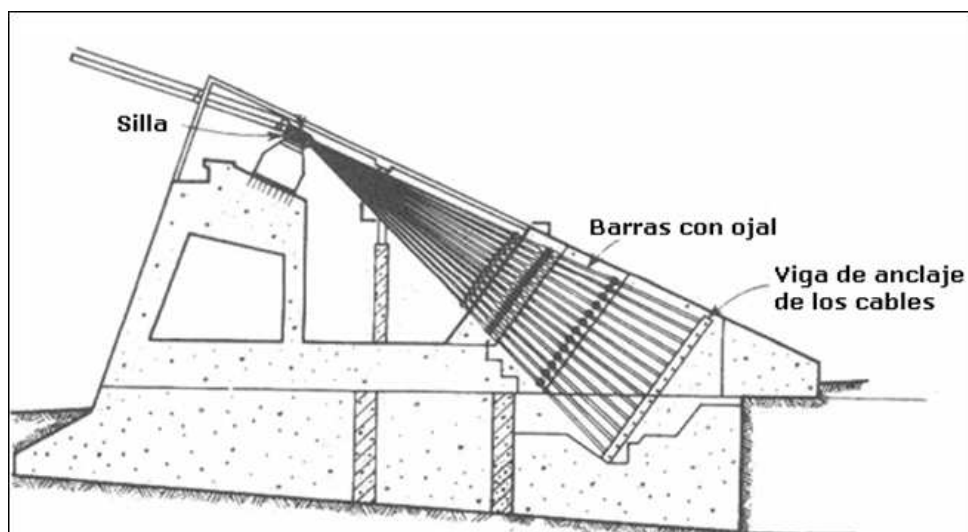
3.9. Modelo de un anclaje

De acuerdo con Merritt y su libro ***Manual de diseño de estructuras de acero***: “generalmente los anclajes son bloques pesados de hormigón, fundados en rocas, diseñados para asegurar los cables y resistir, por masa y fricción, los efectos de volcamiento y deslizamiento de la tracción del cable principal (cuando lo permiten las condiciones locales, como en el puente de Forth Road, los cables pueden ser anclados en túneles en la roca)”.

En el siglo XIX la mayoría de los anclajes eran de piedra y en los puentes actuales son siempre de hormigón. En muchos anclajes, parte del peso se consigue mediante células huecas en la estructura de hormigón que se rellenan de tierra o minerales más pesados.

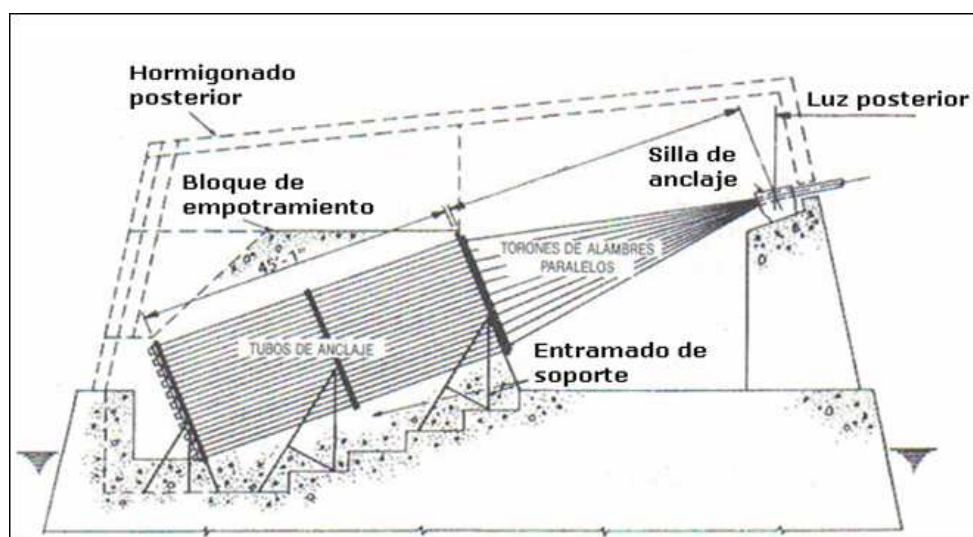
Intrínsecamente a los anclajes, los cables se extienden en filamentos separados, con el fin de distribuir la carga de tensión uniformemente y brindar seguridad impidiendo que los cables se rompan.

Por otra parte Merritt señala que “los anclajes contienen cadenas de barras de acero con ojales, empotradas en ellos, a los cuales se conectan los cables de alambre principales. Por ejemplo en la figura 3.10 se muestra un arreglo típico, como el usado en el puente Verrazano Narrows, en donde se instala una silleta de donde divergen los torones para su conexión a las barras con ojales. Los alambres del torón dan la vuelta sobre un zapato de torón y se conectan a una barra con ojal.



3.10. Sección longitudinal, anclaje puente Verrazano Narrows
Tomada de la figura 14.32 del libro *Manual de diseño de estructuras de acero*

Un concepto ligeramente diferente fue utilizado para el puente de Newport (figura 3.11). En este caso, los torones prefabricados del cable principal divergen y pasan a través de 78 tubos mantenidos en posición por un entramado de acero estructural y transfieren sus cargas al anclaje a través de un casquillo de anclaje de tipo aplastamiento. Con el tiempo, todo el entramado de soporte es embebido en hormigón. En este arreglo de bloque de anclaje, los casquillos de los torones se apoyan en la parte posterior del bloque de anclaje en lugar de estar conectados mediante eslabones a tensión en la parte anterior del bloque”.



3.11. Sección longitudinal, anclaje puente Newport.
Tomada de la figura 14.33 del libro *Manual de diseño de estructuras de acero*

3.4.1. Generalizando Los anclajes que soportan la tensión de los cables en el puente **Akashi Kaikyo**, fueron hechos de un hormigón de alta fluidez, desarrollado específicamente para el puente, dicho hormigón no requiere trabajo de compactación, esto incrementó en gran forma la eficiencia al fundir y redujo el tiempo de construcción.

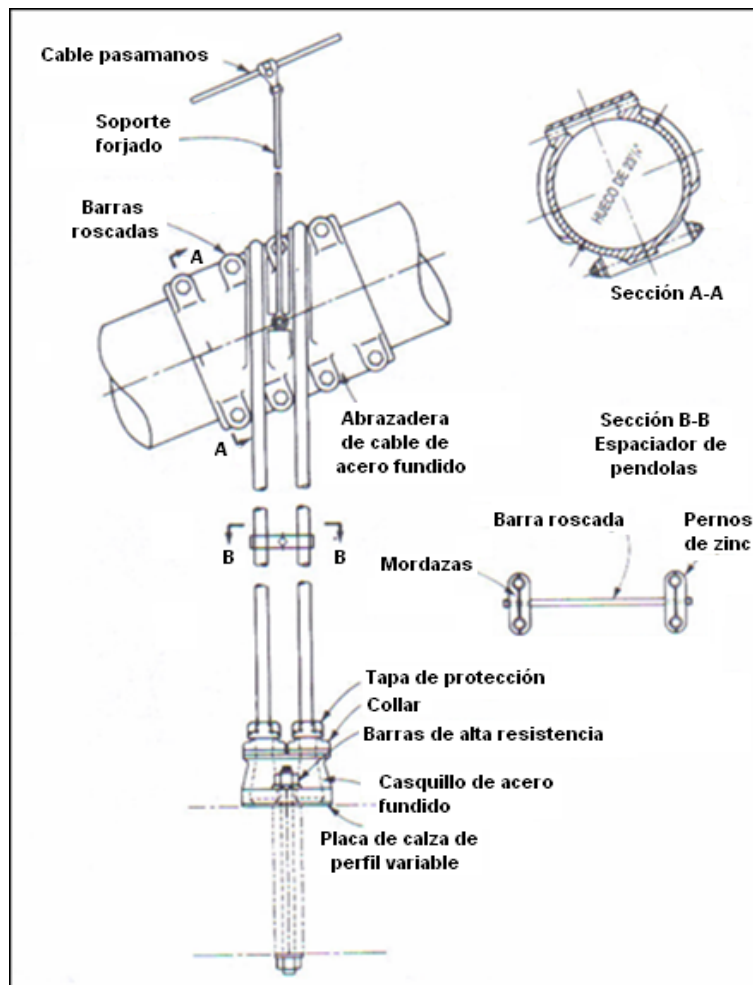
Las bases de los anclajes en cada una de las costas tienen distinta estructura geométrica siendo una de ellas circular y la otra rectangular. Sus dimensiones son gigantescas, por ejemplo el anclaje circular tiene un diámetro de 85 metros y una profundidad de 63,5 metros siendo la base de anclaje más grande del mundo.

Por otra parte el cemento requerido para los pilares y los anclajes del puente **Golden Gate** habría sido suficiente para construir una carretera desde Nueva York hasta San Francisco.

3.5. PENDOLONES

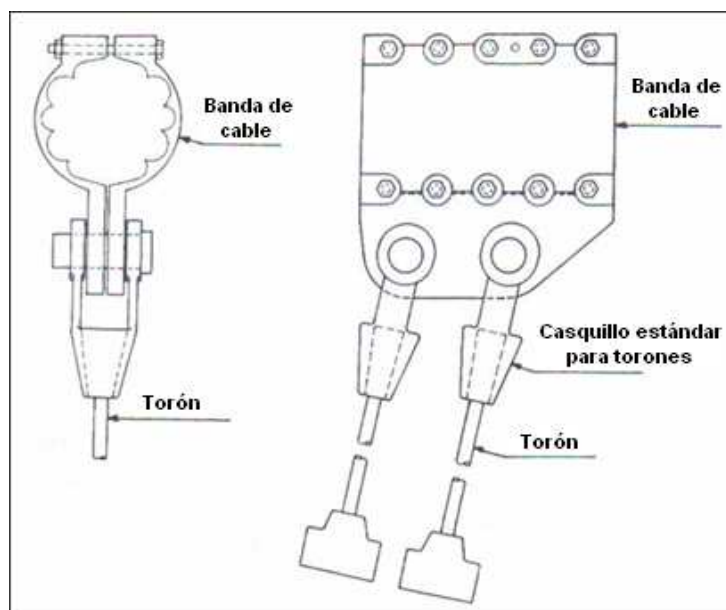
Un pendolón es un elemento vertical, cuyo extremo superior se encuentra unido al cable principal y el extremo inferior a la estructura viaria o tablero. Los pendolones tienen como función transmitir las cargas de la cercha de rigidez a los cables principales.

Según el autor del libro *Manual de diseño de estructuras de acero* “en un puente colgante los pendolones están conectados a los cables principales por bandas de cable. Generalmente, estas bandas se hacen de pares de piezas fundidas semicirculares de acero con pernos de sujeción. Existen básicamente dos arreglos para conectar los pendolones. El primero es tipificado por el detalle usado en el puente de Forth Road (figura 3.12), en este arreglo, la banda de cables tiene estrías para acomodar las vueltas del cordel estructural sobre el cable principal. Debido a la flexión del pendolón sobre el cable principal, se usa cordel estructural para éste con el fin de aprovechar su flexibilidad.



3.12. Detalle pendolón, puente Forth Road. Tomada de la figura 14.34 del libro *Manual de diseño de estructuras de acero*

El segundo arreglo básico para conectar los pendolones a las bandas de cables principales se usó en el puente de la avenida Hennepin (figura 3.13), en este caso, el pendolón está conectado a la banda del cable mediante casquillos estándar con relleno de zinc. Ya que no se requiere flexión del pendolón, éste es generalmente un torón estructural. Si se conectan en forma apropiada, los casquillos con relleno de zinc fundido pueden desarrollar 100% de la resistencia de los torones y del cordel de alambre”.



3.13. Detalle pendolón, puente avenida Hennepin. Tomada de la figura 14.35 del libro *Manual de diseño de estructuras de acero*

La separación entre los pendolones es usualmente pequeña, el rango comprende valores entre 3m y 8m.

3.5.1. Protección de los pendolones contra la corrosión Continuando con Merritt y su libro *Manual de diseño de estructuras de acero*, “la corrosión de los pendolones, ocurre generalmente en los casquillos de anclaje a las armaduras de rigidez y en las piezas fundidas de retención en la parte superior de esas armaduras. Esto puede atribuirse a dos posibles causas: salpique de sal en operaciones de deshielo, o humedad que penetra los intersticios de los torones o cordeles en un nivel superior y escurre hacia abajo hacia los casquillos o piezas de fundición.

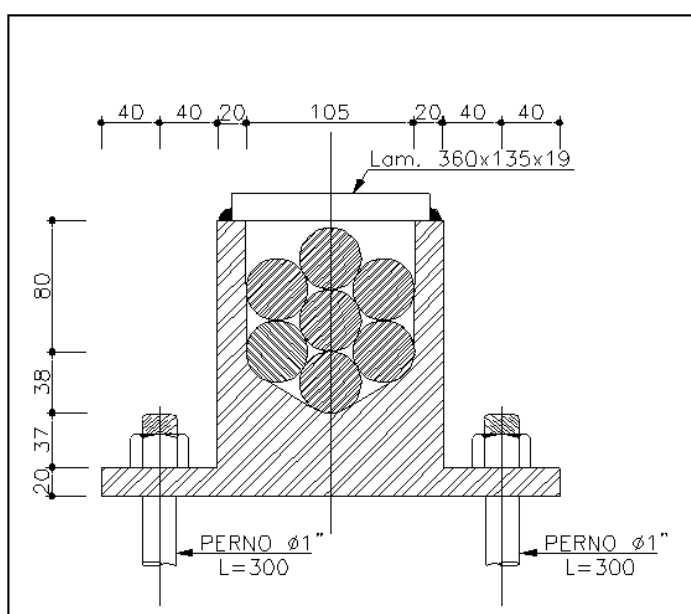
Un informe de 1974 sobre la condición de los pendolones del puente Golden Gate reveló que existía una considerable reducción en el área de los pendolones debido a corrosión que ocurría hasta a 150pies por encima del tablero. Esto podía atribuirse a la bruma o niebla de agua salada.

Para protección contra la corrosión, U.S. Steel desarrolló un procedimiento de extrusión de polietileno negro de gran densidad sobre los torones y cordeles. En muchas aplicaciones, esta envoltura también reduce la fatiga causada por las vibraciones. Con este fin, debe prestarse particular atención al sellamiento de los extremos y a minimizar el doblado de los alambres en la nariz de los casquillos”.

3.6. SILLAS O GALAPAGOS

Se define como silla o silleta, la superficie formada por una doble curvatura, una cóncava y otra convexa, cuyos puntos se cruzan en sentido perpendicular. La silla tiene como función transmitir las cargas verticales del cable principal a las torres.

Basados en el **Manual de diseño de estructuras de acero** “las silletas pueden ser grandes elementos de acero fundidos en una pieza, o para reducir peso, soldados en partes. El tamaño de la silleta puede determinarse por la presión lateral admisible sobre los cables, la cual es una función del radio de curvatura de la silleta. Otras silletas de diseño especial pueden requerirse en las pilas laterales para dirigir los cables de la luz de anclaje hacia los anclajes. También pueden ser necesarias silletas achaflanadas en los anclajes.



3.14. Detalle transversal del galápago

4. MATERIALES USUALES EN LA CONSTRUCCIÓN

Los puentes colgantes han sido los más sobrios en el empleo de materiales, en su forma más simple fueron hechos originalmente de cuerda y de madera, de las primeras floras vegetales han pasado a las cadenas de hierro y a los cables de acero, únicos materiales capaces de resistir los esfuerzos de tracción que se originan en los elementos principales de suspensión.

En la formación del tablero de los puentes colgantes se han empleado la madera, el hierro, el acero y el hormigón, en una gran variedad de formas constructivas.

Debido a que un puente colgante es una construcción emblemática por su espectacularidad, en la que intervienen materiales de acero y hormigón armado, es decir, la estructura de un puente no esta constituida por un solo tipo de material, los materiales utilizados en la construcción de un puente colgante deben poseer propiedades diversas, las cuales dependen de las condiciones del lugar donde se llevara a cabo la construcción y de las especificaciones del puente a construir.

En el documento ***Bibliografía de la construcción***, se encuentra un fragmento del libro ***Tierra sobre el agua visión histórica universal de los puentes***, del autor Leonardo Fernández Troyano en donde se expone que: “En base a los tipos y materiales utilizados, la historia de los puentes se puede dividir en dos grandes períodos claramente diferenciados: El período de los puentes de piedra y de madera y, el período de los puentes metálicos y de hormigón. El primero abarca la mayor parte de su historia, desde los romanos hasta finales del siglo XVIII, y el segundo desde principios del siglo XIX hasta nuestros días.

Los puentes de uno y otro período tienen características muy diferentes: En el primero se constituyeron infinidad de puentes de madera, más que de piedra, pero generalmente tenían carácter provisional, aunque esto no se puede generalizar a todas las épocas y todos los países.

Se utilizaron por tanto dos materiales, la piedra y la madera, que podemos considerar naturales, porque no requieren ninguna transformación industrial. En este primer período la tecnología de los puentes estaba poco desarrollada y por ello los materiales tenían una influencia decisiva en su configuración. Por esta

razón hemos estudiado su evolución y desarrollo basándonos en los materiales.

El segundo período es el polo opuesto del anterior; se caracteriza por la diversidad de tipos de estructuras y de materiales, y por la rapidez y potencia de su evolución y desarrollo. Los materiales de este período son artificiales porque requieren un proceso industrial para su fabricación, y también han sido fundamentales en la configuración de los puentes; pero tanto o más que ellos han sido las distintas estructuras, que han tenido desarrollos casi independientes. Por ello hemos estudiado la evolución y desarrollo de los puentes de este segundo período según sus diferentes estructuras, subdividiéndolas en los distintos materiales”.

Actualmente se conservan muchos de los puentes de piedra contruidos en la antigüedad, ya que éste es un material durable, por otra parte, son muy pocos los puentes de madera que se mantienen hoy en día, debido a que éste material se degrada fácilmente y es muy vulnerable al agua y al fuego.

El hierro fundido empezó a usarse como un material exclusivo para edificaciones, al final del décimo octavo siglo revoluciono la industria de los puentes, dando lugar a un nuevo período en su historia. Para la mitad del décimo noveno siglo, el suave hierro colado presento un progreso pasando al hierro forjado, el cual era más fuerte y regular, al final de ese mismo siglo, ya existía un hierro que ofrecía mayor fuerza y calidad industrial.

Una piedra artificial, más específicamente un conglomerado, surgió al final del décimo noveno siglo, este nuevo material, dio lugar a la creación de un sistema para hacer estructuras, denominado hormigón reforzado, consistía en una composición entre hierro y hormigón, y presentaba características superiores a las del hormigón, permitiendo desarrollar estructuras estables que no eran posible con este material.

Cuando la primera mitad del vigésimo siglo había concluido, apareció una composición más perfecta entre acero y concreto, debido a esto las propiedades del hormigón reforzado aumentaron de una manera extraordinaria.

Junto con estos fuertes y variados materiales evolucionaron diferentes formas de puentes, los cuales incrementaban sus luces cada vez más. Esto determino que la historia del desarrollo de los puentes, intervino con la evolución de los materiales, exigiendo que éstos fueran más resistentes, con el paso del tiempo. Por ejemplo, el desarrollo de metales trajo el uso de las barras, las cadenas de

hierro y la introducción de las cuerdas de alambre de acero, permitiendo así la construcción de puentes de mayor luz.

Por otra parte el autor Miguel Aguiló Alonso en su artículo ***Función y diseño en las torres de los puentes colgantes***, expone que: “Igualmente las torres de los puentes colgantes se han construido de madera, hierro, piedra y hormigón. Aunque normalmente los estudios sobre puentes reducen estos materiales a una sucesión cronológica de sillería y acero, una primera visión de los puentes colgantes manifiesta que en cualquier época coexisten puentes importantes con torres de distintos materiales.

Por ejemplo, el primer puente colgante moderno de cierta importancia, en Newburyport, tiene sus torres formadas por un entramado de madera forrado con tablazón a modo de pórtico doble y su tablero y la viga de rigidez añadida con posterioridad, son asimismo de madera. Se han construido puentes con torres de madera de luz importante como el Clifton y el Niágara, aunque casi todos han sido transformados posteriormente con materiales metálicos”.

Muchos de los componentes de un puente colgante están hechos de acero, por ejemplo las vigas usadas para hacer el tablero rígido y la silla donde los cables se apoyan encima de las torres del puente, por otra parte, una de las razones por las que se utilizan cables de acero en un puente colgante es debido a que el grupo relativamente flexible de alambres de acero es más fuerte que una barra de acero sólida del mismo diámetro.

En el puente **Akashi Kaikyo**, se desarrollo un nuevo acero de baja aleación fortalecido con silicio; su fuerza de tensión es 12% mayor que cualquier formulación de alambre de acero normal.

5. CARGAS QUE ACTÚAN SOBRE UN PUENTE COLGANTE

Un puente colgante tiene que soportar su propio peso, el de las cargas que sujeta y algunos empujes exteriores, como el viento, las olas, etc. Al hablar de cargas se deben considerar las cargas que se espera sean aplicadas al puente durante su vida de servicio, tales cargas son tanto verticales como horizontales y pueden ser divididas en dos categorías: las cargas permanentes y las cargas temporales.

Las cargas permanentes son las que se mantienen durante la vida de servicio del puente, tales cargas incluyen el peso de las vigas, parapetos, pavimento, tuberías, iluminación y presiones de tierra.

Dentro de estas cargas se encuentran:

- Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales (DC)
- Carga de empuje de tierra (EV)
- Carga de presión de tierra (EH)
- Carga de sobrecarga de tierra (ES)

Las cargas permanentes deben ser consideradas siempre en el análisis estructural.

Las cargas temporales son aquellas que no son constantes y varían con el tiempo, aunque la principal carga temporal que experimenta un puente es la gravedad de los camiones que por él circulan, hay otros efectos significantes que deben ser considerados, por ejemplo el impacto (los efectos dinámicos) de los vehículos, fuerzas de frenado, fuerzas centrífugas, y los efectos que genera el tránsito simultáneo de varios camiones.

Estas cargas también incluyen la carga vehicular y cargas laterales, además los cambios de temperatura que experimentan todos los puentes durante algunos periodos. Dependiendo del tipo de la estructura actúan otras cargas. Las cargas temporales cambian con el tiempo y pueden estar aplicadas en varias direcciones, generalmente tales cargas son muy inconstantes.

Un puente colgante debe ser diseñado para soportar las siguientes cargas:

- Cargas muertas
- Cargas vivas
- Efectos dinámicos o de impacto sobre la carga viva
- Carga de sismo
- Carga de viento

5.1. CARGAS MUERTAS

La carga muerta que debe soportar un puente esta constituida por el peso propio de los elementos estructurales, más el peso de los elementos complementarios, es decir las cargas permanentes.

Dependiendo del tamaño y del tipo de puente, la carga muerta puede ser muy significativa como en el caso de puentes de grandes luces, o ser poco significativa como en el caso de puentes cortos.

Una vez establecida la sección de los elementos, se puede evaluar la carga muerta, teniendo en cuenta los pesos unitarios dados en el numeral A.3.3.5 del **Código Colombiano de diseño sísmico de puentes** (1995):

Material	Densidad
Acero fundido o acero	7850kgf/m ³
Fundición de hierro	7200kgf/m ³
Aleación de aluminio	2800kgf/m ³
Madera	800kgf/m ³
Concreto simple o reforzado	2400kgf/m ³
Arena, grava, tierra o cascajo compactado	1900kgf/m ³
Arena, grava o tierra suelta	1600kgf/m ³
Macadán o grava compactada con cilindro	2200kgf/m ³
Escoria	950kgf/m ³
Pavimento	2400kgf/m ³
Rieles, porta-rieles con sujetadores (m/línea)	3200kgf/m ³
Placa de asfalto de 25mm de espesor	45kgf/m ²

Tomada del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 95

5.2. CARGAS VIVAS

Las cargas vivas que debe soportar un puente son aquellas cargas móviles ocasionadas por los vehículos y adicionalmente las cargas peatonales en los andenes, es decir las cargas temporales.

Los pesos y configuración de los vehículos han evolucionado a través de los años, incrementándose las cargas máximas que pueden acarrear en un camión, haciéndose necesaria la intervención de las entidades gubernamentales para determinar las cargas máximas legales, que son la base para determinar las cargas de diseño. Para efectos del diseño, estas entidades han adoptado unos vehículos tipo, los cuales pretenden envolver una serie de parámetros de la carga, como el peso total del vehículo, cargas para los ejes y separación entre ejes.

En Colombia generalmente, las cargas se dividen en dos categorías:

- Cargas de camión
- Cargas de carril

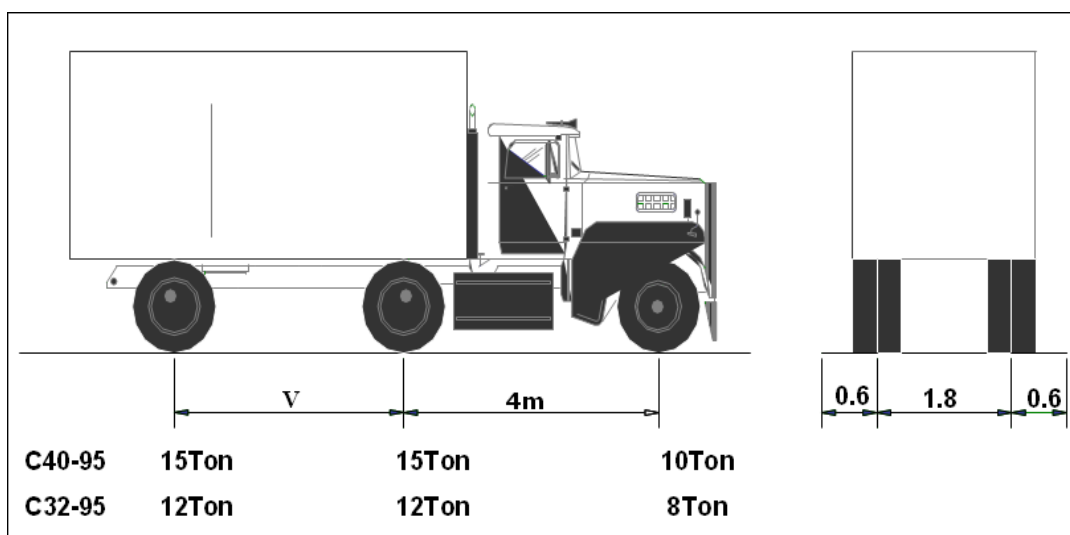
5.2.1. CARGA DE CAMIÓN

Corresponde a un camión estándar con peso de 40Ton, ó un camión de 32Ton, denominados C40-95 y C32-95, donde la C indica que es un camión, el 40 ó el 32 se refieren al peso total en toneladas, y el 95 corresponde al año de actualización de la norma.

La carga camión, se distribuye en tres ejes, de los cuales el delantero lleva el 25%, y los ejes intermedio y trasero llevan el 37.5% cada uno. La separación entre ejes es de 4m entre ejes delantero e intermedio, y variables entre 4m y 9m entre los ejes intermedio y trasero.

La separación variable entre ejes intermedio y trasero, permite acercarse más a las dimensiones reales críticas. En puentes de una sola luz el momento máximo positivo y el cortante máximo en el apoyo, se obtienen con la menor distancia entre ejes.

Debe entenderse que estos vehículos corresponden a modelos hipotéticos, y no a modelos de vehículos reales. La pretensión de la norma es que los esfuerzos generados por un vehiculo real legal, no sean más grandes que aquellos causados por el vehiculo hipotético.



Tomado del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 95

V es el espaciamiento variable entre 4m y 9m inclusive. Tomando siempre el que produzca máximos esfuerzos.

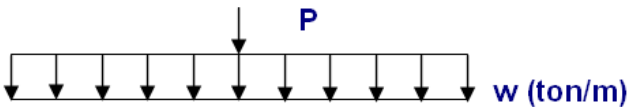
5.2.2. CARGA DE CARRIL

La carga de carril fue desarrollada para modelar mejor las cargas en luces medias y grandes, donde una serie de fila de vehículos puede ser más crítica que la carga de camión. De esta forma se obvia la necesidad de tener más de un camión de diseño en la luz. Básicamente la carga por carril está conformada por una carga uniformemente repartida, y una carga concentrada en puentes de luces simples o dos cargas concentradas en puentes continuos, cuyo valor difiere si el efecto que se está analizando es el momento flexionante o el cortante, principalmente. Las cargas concentradas se asumen distribuidas en un ancho de 3.05m.

5.2.3. Clase de camión De acuerdo con el numeral A.3.4.2.3 del **Código Colombiano de diseño sísmico de puentes** (1995), los puentes ubicados en las vías que forman parte de la Red Nacional de Carreteras, definida en la ley N° 105 del 30 de diciembre de 1993, o en la que la reemplace (A.3.4.2.3.1), los puentes ubicados en las nuevas carreteras que se construyen con recursos del Instituto Nacional de Vías (A.3.4.2.3.2) y aquellos que se construyan en vías que puedan llegar a formar parte de la Red Nacional de Carreteras (A.3.4.2.3.4), deben diseñarse para la carga C40-95.

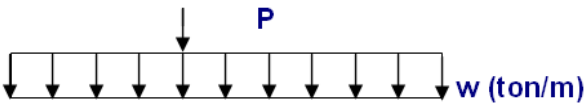
Los puentes ubicados en las vías no contempladas en los numerales A.3.4.2.3.1 y A.3.4.2.3.2 del Código Colombiano de diseño sísmico de puentes (1995) pueden diseñarse para la carga C32-95.

Carga de carril Camión C40-95

	
Luz	Carga
Momento $L < 28$	Camión
$28 < L < 100$	Carril $w=1,50-((L-28)/200)$ $P= 12$ ton
$L > 100$	Carril $w= 1,14$ ton/m $P= 12$ ton
Cortante $L < 24$	Camión
$24 < L < 134$	Carril $w=1,50-((L-24)/300)$ $P= 16$ ton
$L > 134$	Carril $w= 1,14$ ton/m $P= 16$ ton

Tomado del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 95

Carga de carril Camión C32-95

	
Luz	Carga
Momento $L < 28$	Camión
$28 < L < 100$	Carril $w=1,20-((L-28)/200)$ $P= 9,6$ ton
$L > 100$	Carril $w= 0,912$ ton/m $P= 9,6$ ton
Cortante $L < 24$	Camión
$24 < L < 134$	Carril $w=1,2-((L-24)/300)$ $P=12,8$ ton
$L > 134$	Carril $w= 0,912$ ton/m $P=12,8$ ton

Tomado del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 95

5.3. EFECTOS DINÁMICOS O DE IMPACTO SOBRE LA CARGA VIVA

Los esfuerzos debidos a cargas vivas (exceptuando cargas centrífugas, longitudinales y de viento) deben incrementarse debido a los efectos dinámicos vibratorios y de impacto.

El factor de impacto está relacionado con la vibración propia del vehículo, su sistema de amortiguamiento y las irregularidades del tablero como juntas de dilatación, defectos de construcción o irregularidades en la superficie de rodamiento.

De acuerdo con el A.3.4.3.2.1 del **Código Colombiano de diseño sísmico de puentes** (1995), el incremento por impacto se expresa como un porcentaje del esfuerzo debido a la carga viva y se determina mediante la siguiente fórmula:

$$I = \frac{16}{L + 40}$$

En donde:

I: Incremento en los esfuerzos ocasionados por la carga viva.

L: Longitud de la parte del claro cargado para producir el esfuerzo máximo.

5.4. CARGAS DE SISMO

Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura.

5.5. CARGAS DE VIENTO

El profesor Paolo Castillo Rubio, en sus apuntes de **Estructuras II**, afirma que “cuando las estructuras impiden el flujo del viento, la energía cinética de éste se convierte en energía potencial de presión, lo que causa la carga de viento. El efecto del viento depende de la densidad y velocidad del aire, ángulo de incidencia, forma y rigidez de la estructura y de la rugosidad de la superficie.

Por otra parte el profesor Castillo indica que en el procedimiento estático, la fluctuación de la presión causada por un viento soplando continuamente se aproxima por una presión media que actúa sobre los lados de barlovento y sotavento de la estructura”.

De acuerdo con la tesis doctoral presentada por Félix Nieto Mouronte, **Análisis de sensibilidad y optimización aeroelástica de puentes colgantes en entornos de computación distribuida**, “colapsos como el de los puentes Brighton en 1836, el estrecho de Menai en 1839, Wheeling en 1854 y el más conocido puente sobre el estrecho de Tacoma en 1940, son accidentes que tienen un origen común: la acción del viento, que no pudo ser adecuadamente resistida por la estructura. El nivel científico y tecnológico que la ingeniería civil ha alcanzado, permite en la actualidad garantizar la seguridad de este tipo de estructuras frente a las acciones ambientales”.

Todas las grandes construcciones poseen oscilaciones propias con su correspondiente frecuencia, si en lugar de oscilar, dichas estructuras fueran completamente rígidas, se desmoronarían bajo los azotes del viento

Según la sección **Infraestructuras y transportes**, “el puente Tacoma Narrows fue abierto al tráfico por primera vez el 1 de julio de 1940, después de dos años de construcción. En su momento se convirtió en el tercer mayor puente colgante de Estados Unidos, con 1800m incluyendo los accesos. Sus dos torres de soporte tenían 129m de altura y estaban separadas entre si 853m. Tenía como misión unir Tacoma y Harbour Gigs, en el estado de Washington, al noroeste de los Estados Unidos”¹.

Por otra parte Alfredo Cilento Sarli en su artículo **Puentes y puentes colgantes**, expone que “el puente de Tacoma era un ejemplo de extremo, en la tendencia hacia la construcción de puentes colgantes esbeltos y flexibles; sus vigas de rigidez tenían solamente 2m de altura, con una luz principal de 854m. Estaba calculado para soportar su peso propio y las cargas del tráfico, también se habían considerado los cambios de temperatura y la carga estática del viento, pero no sus efectos aerodinámicos. La construcción no era suficientemente rígida y su diseño facilitaba las oscilaciones verticales que se acumulaban (efecto de resonancia)”.

Los diseñadores del Tacoma, optaron por construir el tablero del puente basado en grandes vigas en forma de I, en vez de utilizar celosías metálicas o cerchas. Usando las delgadas vigas de alma llena en lugar de las estructuras rígidas reticuladas de mayor altura, el puente era capaz de economizar en material y a la vez de tener una forma delgada, elegante y estética.

Basados en la sección **Infraestructuras y transportes**, “el 7 de noviembre de 1940, tan solo 4 meses después de su inauguración, el puente comenzó a experimentar una serie de vibraciones debido a la acción de una ventisca en torno a los 56kph. Después de 3 horas los vientos se intensificaron hasta alcanzar velocidades de 72kph, debido a este viento más intenso el tablero del vano central del puente comenzó a experimentar vibraciones torsionales con una frecuencia de 0.2Hz (1 ciclo cada 5 segundos) y una amplitud de 8,5m; el tablero quedo dividido en 2 mitades que oscilaban en sentido contrario.

La intensificación paulatina de dichos movimientos de torsión, debido a que el viento iba aportando más energía que la que la flexibilidad del puente podía

¹URBANITY.ES. Infraestructuras y Transportes. <http://urbanity.blogsome.com/2006/06/21/el-puente-de-tacoma-narrows/>

soportar, produjeron finalmente el derrumbe del tablero del puente en el vano central. El suceso supuso un gran escándalo y cierto temor a los puentes suspendidos. A partir de entonces el puente de Tacoma Narrows recibió el apodo popular de “Galloping Gertie”.

La frecuencia de las vibraciones que originó la fuerza del viento impactando contra la estructura del puente colgante, provocó que éste entrara en resonancia y poco después de una hora de sacudidas y vaivenes, colapsara, cayendo en pedazos al mar.

Tal vez mucha de la atención producida por el Tacoma, se debe a que la notable ondulación vertical del puente fue probada desde los primeros días de su construcción, estas oscilaciones se volvieron suficientemente largas para hacer soltar uno de los cables soportados, extendiéndolo en la mitad del puente, produciendo un desequilibrio en la carga que creó oscilaciones torsionales las que eventualmente llevaron al colapso del puente.

De acuerdo con diferentes fuentes (Billah y Scanlan, 1991), la turbulencia del viento sobre el piso del puente produjo una fuerza fluctuante “afinada” con una de las frecuencias naturales de la estructura, aumentando constantemente la amplitud de sus oscilaciones hasta que la estructura colapso.

Diez años después del derrumbe, el puente fue sustituido por otro nuevo Tacoma II, en el que se solucionaron los problemas que causaron el fracaso del primero, en la actualidad y debido al aumento del tránsito vehicular se construyó un nuevo puente paralelo al Tacoma II, inaugurado recientemente.

La vibración torsional que experimentó el Tacoma, es un efecto de resonancia mecánica, el cual no debe confundirse con el de la resonancia inducida por una perturbación periódica (como en el caso de soldados marchando en formación sobre un puente y cuya frecuencia de paso se acopla a una frecuencia natural del puente). Esta resonancia mecánica depende de la interacción compleja de la geometría, grados de libertad y condiciones de carga del puente en relación al efecto del viento.

Gracias al colapso del Tacoma, el viento se empezó a tener en cuenta en primer lugar, ya que éste puede ser muy perjudicial, y no en grandes ráfagas, sino también en pequeños impulsos que coincidan con la resistencia estructural del puente y hacen que este entre en resonancia, empezando a tambalearse e incluso llevarlo al colapso.

5.5.1. Aerodinámica Fundamentados en la tesis doctoral presentada por Félix Nieto Mouronte, *Análisis de sensibilidad y optimización aeroelástica de puentes colgantes en entornos de computación distribuida*, “la aeroelasticidad es la disciplina que estudia el comportamiento de un cuerpo deformable inmerso en un medio fluido en movimiento y la relación entre las fuerzas que ejerce el fluido y la deformación del cuerpo, es decir, la aeroelasticidad estudia la interacción entre el flujo de aire y las fuerzas que provoca en un sólido deformable inmerso en él, teniendo en cuenta que los movimientos de éste modifican a aquellas”.

Por otra parte en el **capítulo 2: El flameo en puentes de gran vano**, se expone que: “La aeroelasticidad se desarrolló inicialmente en el ámbito de la ingeniería aeronáutica al principio de la década de 1920. Sin embargo, el colapso del antiguo puente sobre el estrecho de Tacoma, manifestó la necesidad de aplicar los conceptos propios de la aeroelasticidad a la ingeniería de puentes para poder comprender el comportamiento de aquellos puentes que tienen gran vano bajo la acción del viento, ésta catástrofe dio lugar a un periodo de intensa actividad investigadora que representó el acta fundacional de la aeroelasticidad en la ingeniería civil”.

Las mejoras introducidas con el desarrollo de la ciencia de la aeroelasticidad desde los años 60 del siglo XX, ha ocasionado que los grandes puentes colgantes salven vanos cada vez mayores. Esto se debe en gran medida a los avances en los métodos de cálculo y la incorporación de técnicas innovadoras como los tableros en sección aerodinámica.

Igualmente en el **capítulo 2: El flameo en puentes de gran vano**, se explica que: “Los fenómenos aeroelásticos más importantes descritos en ingeniería de estructuras según Simiu, Scanlan y Meseguer son:

- Desprendimiento de torbellinos (Vortex Shedding).
- Galope transversal (Galloping).
- Galope inducido por una estela (Wake Galloping).
- Flameo (Flutter).
- Bataneo (Buffeting).

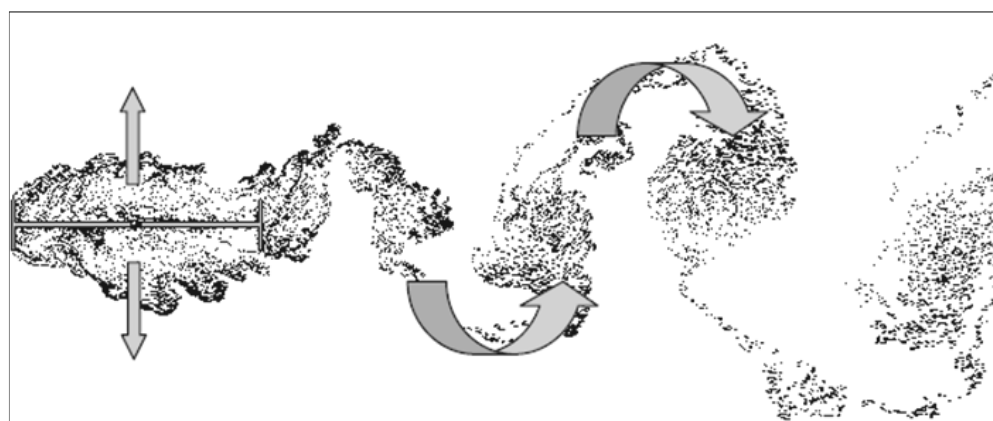
El **desprendimiento de torbellinos**, se debe a la separación del flujo del aire por la presencia de un obstáculo, que en ingeniería de puentes será el tablero y que se caracteriza por el desprendimiento periódico de torbellinos en sentido de rotación alternado (Figura 5.1), el Vortex Shedding genera unas fuerzas verticales sobre el tablero cuyo sentido se va alternando, las cuales son la causa de las vibraciones verticales típicas de este fenómeno (Figura 5.2).

Este tipo de vibraciones aparece a bajas velocidades de viento, dando lugar a problemas de servicio exclusivamente, con el fin de evitar este fenómeno se pueden plantear dos posibles estrategias, según Morgenthal: alterar la frecuencia natural de la estructura o aumentar el amortiguamiento de la misma.



5.1. Generación y desprendimiento de torbellinos.
Tomada de la figura 2.1.3 del capítulo 2: *El flameo en puentes de gran vano.*

Una particularidad del desprendimiento de torbellinos es el fenómeno de **lock-in** que se produce cuando la frecuencia a la que se desprenden los torbellinos está próxima a la frecuencia natural de la estructura en la dirección transversal al flujo de aire. En esta situación, el desprendimiento de torbellinos pasa a estar controlado por la frecuencia mecánica y la amplitud de la oscilación es máxima, sin que por ello se alcancen situaciones de inestabilidad”.



5.2. Oscilaciones verticales en un tablero de puente debido al desprendimiento de torbellinos. Tomada de la figura 2.1.3 del capítulo 2: *El flameo en puentes de gran vano.*

Continuando con el **capítulo 2: El flameo en puentes de gran vano**, encontramos que: “Un cuerpo que se encuentra en el seno de una corriente de aire está sometido a presiones provocadas por el flujo incidente que actúa sobre su superficie. Si el cuerpo se mueve de manera significativa bajo las

presiones actuantes, las condiciones de contorno de la corriente de aire variarán, lo que provocará un cambio en las fuerzas ejercidas por el fluido, dando lugar a que se produzcan nuevos movimientos del cuerpo.

El **galope transversal** genera movimientos de gran amplitud según la dirección normal al flujo de aire, con frecuencias menores a las que se producirían en el caso de desprendimiento de torbellinos. Este fenómeno es característico de estructuras esbeltas con secciones transversales rectangulares o en forma de D.

El **galope inducido por una estela** se presenta cuando existen dos obstáculos próximos de tal forma que uno de los cuerpos se encuentra en la estela del otro. Debido a la estela de torbellinos que genera el cuerpo aguas arriba del flujo de aire, el segundo cuerpo recibe una corriente incidente cuya intensidad y sentido variarán con el tiempo. Este fenómeno es típico de las catenarias de ferrocarril y de las líneas de transporte de energía eléctrica”.

Uno de los fenómenos más peligrosos, debido a lo catastrófico de sus efectos, es el **Flameo**, que consiste en la aparición de oscilaciones de amplitud creciente en el tablero del puente a partir de una cierta velocidad crítica del viento. Estos movimientos conducen finalmente al colapso de la estructura. Las técnicas que permiten estudiar el flameo de un puente son variadas y en la actualidad están en pleno proceso de maduración, esto hace notoria la novedad de esta rama de la ciencia.

De esta forma en el **capítulo 2: El flameo en puentes de gran vano**, se expone que: “La inestabilidad aeroelástica por el Flutter, tiene lugar a partir de una cierta velocidad crítica de viento cuando las fuerzas que el flujo de aire provoca sobre el tablero de un puente en combinación con los movimientos del propio tablero dan lugar a amortiguamientos negativos en la estructura, de tal manera que los movimientos del tablero se van amplificando hasta que, debido al elevado nivel de tensiones que alcanza el material, se produce el colapso.

La vibración por **Bataneo** es correspondida con el estudio de la influencia de la naturaleza turbulenta del viento, es decir, el efecto de las ráfagas u otras perturbaciones de la corriente, las cuales no han sido producidas por el obstáculo que las sufre. Se distinguen dos tipos de bataneo: el generado por la propia turbulencia de la corriente incidente y el debido a las perturbaciones causadas por algún otro obstáculo próximo, situado corriente arriba del obstáculo en consideración, el cual suele denominarse como bataneo de estela o de interferencia”.

Un ejemplo típico de Buffeting, se produce cuando se tienen puentes situados en emplazamientos cercanos.

5.5.2. Túnel de viento o túnel aerodinámico Según el libro ***Aerodinámica Civil. Cargas de viento en las edificaciones***, “el túnel de viento, es un instrumento científico y tecnológico cuya aplicación es la generación de una corriente fluida de propiedades conocidas, para la medida de las acciones del viento sobre obstáculos de diversa naturaleza, generalmente se estudian los fenómenos físicos en los que el aire en movimiento juega un papel dominante (estudio de estelas, dispersión de contaminantes, apantallamientos, etc.).

Las finalidades de los ensayos del túnel aerodinámico son suministrar a los diseñadores información sobre las particularidades del viento en las proximidades del objeto en consideración, proveer información sobre la distribución de presiones y sobre las cargas globales producidas por el viento en el objeto u obstáculo de interés, y si la estructura es flexible y susceptible de experimentar fenómenos aeroelásticos, proporcionar los datos necesarios sobre las vibraciones inducidas por el viento, todo ello con una precisión mayor que la que se puede obtener con otros medios relativamente mas económicos”. La realización del ensayo de túnel aerodinámico, depende de la importancia de muchos factores relativos, entre los cuales de acuerdo con Dobryn, Robertson & See (1982) y Liu (1991) hay que considerar los siguientes:

- Incertidumbre de las cargas: se debe considerar la posibilidad de un ensayo de túnel aerodinámico cuando exista temor de que la estructura en diseño, o partes de la misma, puedan presentar problemas con el viento, debido a su geometría, a su particular ubicación o a cualquier otro factor.
- Importancia de la estructura: la estructura ha de satisfacer requisitos de seguridad frente al viento y generar así un mejor conocimiento de las cargas para ayudar a reforzar la seguridad del diseño sin encarecer el coste de la estructura.

Parámetros de semejanza Continuando con el libro ***Aerodinámica Civil. Cargas de viento en las edificaciones***, se tiene que: “de acuerdo con los principios de análisis dimensional y de la semejanza habitual en mecánica de fluidos, la realización de un ensayo en túnel de viento con un modelo a escala de la estructura real, requiere la existencia de semejanza geométrica, semejanza cinemática y semejanza dinámica entre el flujo alrededor del modelo y el movimiento del aire alrededor del obstáculo real.

Semejanza, en un sentido general, significa la existencia de una relación entre dos fenómenos entendiéndose usualmente en mecánica de fluidos y aerodinámica, la relación entre un flujo a escala natural y otros de menores dimensiones pero de contornos geoméricamente semejantes. La **semejanza geométrica** implica que en el modelo de ensayos que incluye tanto la estructura objeto de estudio como su entorno cercano, si hay lugar, se deberá reproducir fielmente a escala todos aquellos detalles de la realidad que sean aerodinámicamente significativos.

La semejanza geométrica no quiere decir que el modelo de ensayo haya de ser una maqueta escrupulosamente a escala del obstáculo real, lo que es en muchas ocasiones físicamente imposible, lo realmente importante es que en el modelo de ensayos estén reproducidos con realismo los elementos del conjunto aerodinámicamente relevantes.

Dos flujos constituidos por líneas de corrientes semejantes se llaman **cinemáticamente semejantes**. Como los contornos forman alguna de las superficies de corriente, es evidente que los flujos cinemáticamente semejantes han de ser, necesariamente, geoméricamente semejantes, sin embargo, la inversa no es cierta, y es fácil imaginar flujos no semejantes.

Evidentemente, un requisito previo para que las líneas de corriente sean semejantes es que las condiciones de la corriente incidente sean también semejantes, lo que significa que al estar el obstáculo en la capa límite terrestre y al ensayar con modelos también a escala habría de reproducir de forma apropiada una capa límite semejante, esto significa que tanto el perfil de velocidad media en cada punto de la corriente incidente, como las características de la turbulencia deben ser semejantes en la corriente incidente real y en el flujo que incide sobre el modelo.

La tercera semejanza, es la **semejanza dinámica**, lo que implica que la distribución de fuerzas en los flujos es tal que en puntos homólogos las fuerzas de tipos idénticos (de presión, de rozamiento, etc.) son paralelas y la relación entre sus módulos es constante. Además, la relación debe ser distinta para los distintos tipos de fuerzas presentes. Así pues, en el caso de flujos dinámicamente semejantes deberá existir una relación sencilla y de fácil cálculo entre las fuerzas aerodinámicas que actúan sobre contornos semejantes, de modo que midiendo estas fuerzas sobre el modelo (presión, sustentación, resistencia aerodinámica...) se podrá predecir la intensidad de las cargas aerodinámicas sobre la estructura real.

La condición de semejanza dinámica exige que los flujos, alrededor del modelo y en la realidad, sean cinemáticamente semejantes y además que las relaciones entre las densidades del fluido en uno y otro flujo en puntos homólogos tenga el mismo valor en todos los puntos de dominio, los puntos que satisfacen esta última condición se dice que tienen distribuciones de masa semejantes.

Como se ha dicho la condición de semejanza cinemática significa que las velocidades y aceleraciones en puntos correspondientes son paralelas entre sí y además que la relación entre sus módulos es constante para todos los conjuntos de puntos homólogos. De la primera condición se deduce que las fuerzas resultantes sobre cada partícula fluida han de ser paralelas en puntos homólogos y si también se impone que ambos flujos tengan distribuciones de masas semejantes, la segunda condición asegura que las fuerzas asociadas a las masas (las de inercia) tengan módulos cuya relación será constante en puntos homólogos.

Como la dirección de cada uno de los tipos de fuerzas que pueden actuar sobre una partícula fluida está intrínsecamente ligada a la dirección de las líneas de corriente, se concluye que en flujos cinemáticamente semejantes las fuerzas en puntos homólogos son también paralelas. En resumen, si dos flujos cinemáticamente semejantes tienen distribuciones de masas semejante, en lo que respecta a las fuerzas de inercia se satisfacen todas las condiciones necesarias para la existencia de semejanza dinámica”.

5.5.2.1. Prueba del túnel de viento del nuevo puente Carquinez ¹

A continuación se presenta el ensayo de túnel de viento realizado al nuevo puente Carquinez.

Sección del modelo desde arriba

- Sección del modelo a gran escala (1:50) que captura la influencia aerodinámica de la forma del puente.
- Las propiedades mecánicas no son modeladas, es lo suficientemente grande para que características significantes puedan ser modeladas.
- El extremo de las platinas proporciona una condición de simetría al modelo.

¹ Wind Tunnel Tests of the Third Carquinez Strait Bridge. The 3rd Carquinez Strait Bridge.
<http://www.ketchum.org/carquinezwind/>



5.3. Modelo desde arriba.

Sección del modelo desde abajo

- La viga de perfil aerodinámico es deseable para eliminar la inestabilidad de vibración.
- La plataforma de mantenimiento con una baranda debajo y una de protección encima, son esenciales para el modelo.
- Sin estas características, la representación del puente sería muy diferente.



5.4. Modelo desde abajo.

Cuello del túnel

- El aire es halado a través del modelo, en lugar de empujarlo y así evitar la turbulencia descontrolada en el viento.
- Si la turbulencia es deseada, los dispositivos son ubicados aguas arriba del modelo para generar condiciones controlables, medibles y repetitivas.



5.5. Cuello del túnel.

Vista lateral

- El modelo completo del puente captura la influencia de la turbulencia y distribución espacial del viento.
- No se usa para predecir la actuación del viento directamente, porque su escala es más pequeña de lo deseable para modelar las características esenciales.
- Debe capturar las influencias de la forma y las propiedades mecánicas del puente



5.6. Modelo completo del puente, vista lateral.

Vista superior

- Los puentes existentes y bloques de atrás que generan turbulencia, permiten la investigación de los efectos de turbulencia.
- Las pruebas se hicieron con y sin estas características.
- Cuando el viento sopla en el nuevo puente desde atrás de los puentes existentes, este se mueve menos que cuando los puentes existentes son retirados.



5.7. Modelo completo del puente, vista superior.

Modelo a escala del puente completo

- El modelo se construye diferentemente del prototipo, subsecuentemente la masa, rigidez, y la escala de longitud en proporciones diferentes.
- Las masas se sujetaron al cable, y la forma de la viga se articuló con resortes, para proporcionar una similitud adecuada al prototipo.

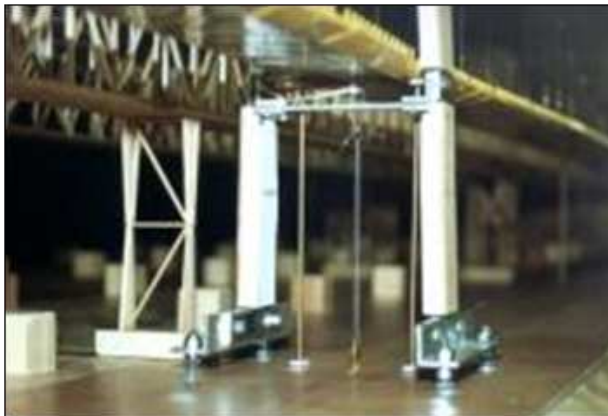


5.8. Modelo completo del puente a escala.

Modelo de articulación del puente completo

- La rigidez de la torre es modelada con delgadas formas de aluminio, después su forma es dada con revestimiento.

- La articulación de la viga en la torre también fue modelada con precisión, para simular la restricción vertical, lateral y torsional de la viga por la torre.



5.9. Modelo de las articulaciones del puente.

La última estimación de la actuación del viento se hace con modelos computacionales de dinámica y estática de elementos finitos junto con los resultados de las pruebas de túnel de viento. Torbellinos, golpes y vibraciones en la viga están considerados, bajo flujo suave y turbulento.

5.6. FUERZAS LONGITUDINALES

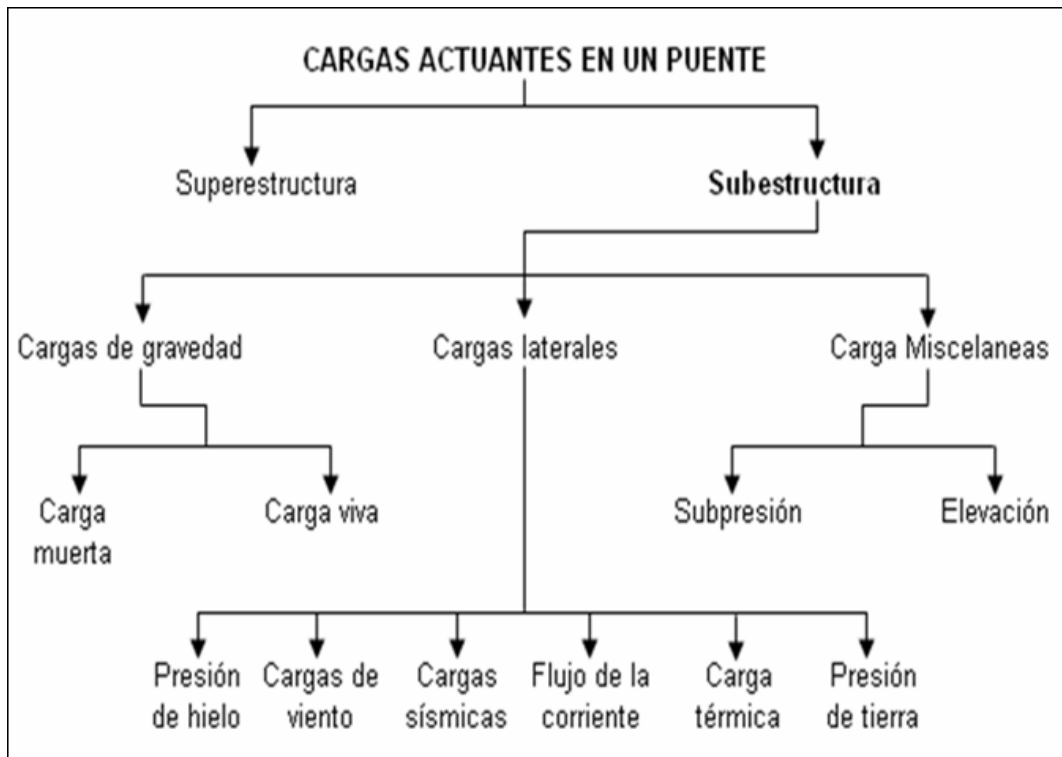
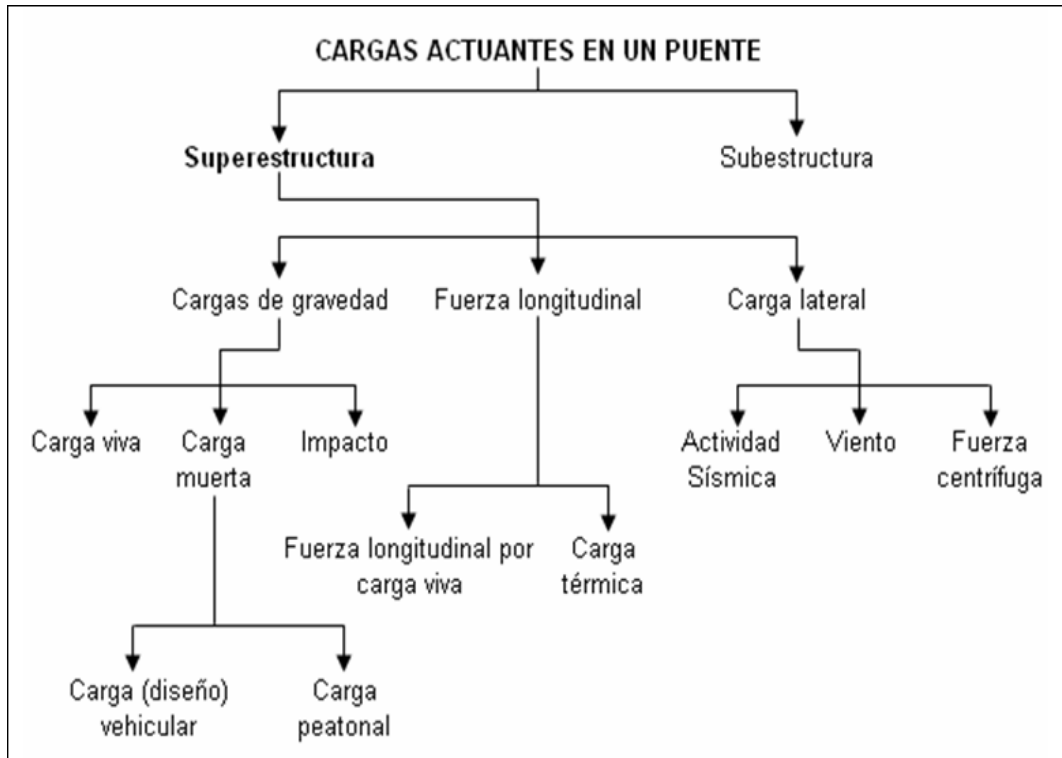
Las fuerzas longitudinales actúan en la dirección del eje longitudinal de un puente, es decir en la dirección del tráfico.

Al calcular las fuerzas longitudinales se debe considerar el efecto de una fuerza longitudinal equivalente al 5% de la carga viva en todos los carriles que tengan tráfico en la misma dirección.

El punto de aplicación de la fuerza longitudinal debe localizarse a 1,8m sobre la calzada y debe transmitirse a la infraestructura a través de la superestructura.

5.7. ACTUACIÓN DE LAS CARGAS

Un puente colgante se divide en dos: la superestructura, compuesta por el tablero, las dos torres y los cables de suspensión; y la subestructura, compuesta por los anclajes y los apoyos de las torres.



5.8. APLICACIÓN DE CARGAS

Las cargas se deben aplicar de tal forma que se produzca el máximo esfuerzo en el miembro considerado, para esto se debe aplicar uno de los siguientes métodos:

- Cada línea de tráfico o carril debe considerarse como una unidad y tanto el número como la posición de los carriles cargados se establecerán de tal forma que produzcan el máximo esfuerzo.
- La carretera se considerará cargada en su anchura total con una carga por pie de ancho de $1/9$ de la carga por carril de tráfico, esto tanto para cargas concentradas como uniformes.

6. PROCESOS CONSTRUCTIVOS

La construcción de un puente colgante implica construir en secuencia las torres, anclajes, cables y tablero. Los cables principales se estiran a partir de un ancla sobre las torres y se unen al ancla opuesta, dichos cables pasan sobre una estructura especial conocida como la silla o silleta.

De los cables principales, cables más pequeños conocidos como los pendolones, se cuelgan abajo y se unen al tablero. Algunos puentes colgantes no utilizan los anclajes, sino que por el contrario unen los cables principales a los extremos de la viga, estos puentes colgantes confían en el peso de los palcos del extremo para balancear el palmo del centro y para anclar el cable.

De forma general el proceso constructivo de un puente colgante se desarrolla de la siguiente manera¹:

1. Construcción de las torres: Para la cimentación de las torres se realiza una excavación bajo una formación de piedra firme, algunos puentes se diseñan para que sus torres se construyan sobre tierra seca, lo que hace una construcción más fácil, si por el contrario la torre se construye sobre el agua, su construcción empieza por colocar un cajón de succión, es decir, un cilindro de concreto y acero (caissons), bajo el agua.

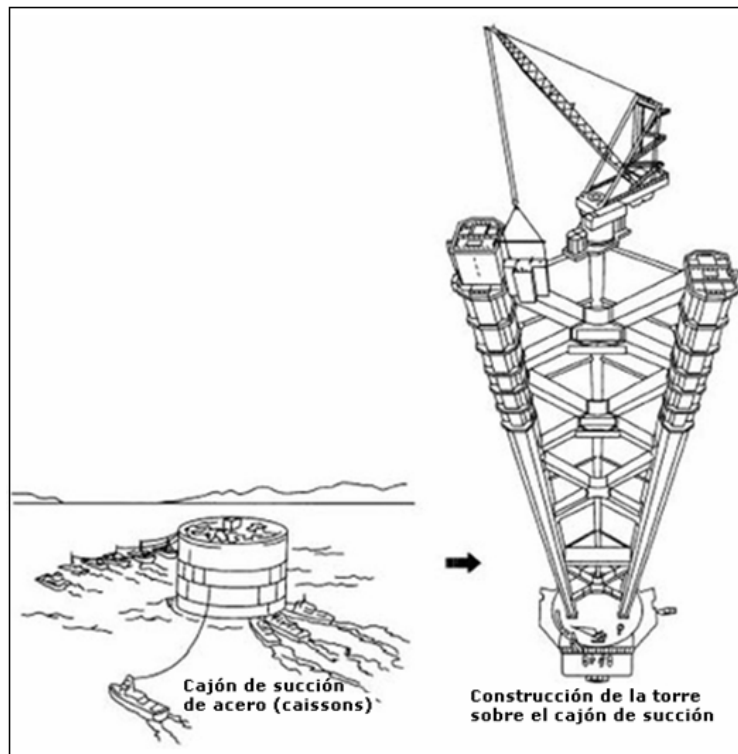
Quitando el agua del interior del cajón de succión los obreros excavan la cimentación sin trabajar en el agua, cuando la excavación está completa, se funde la torre.

2. Construcción del anclaje

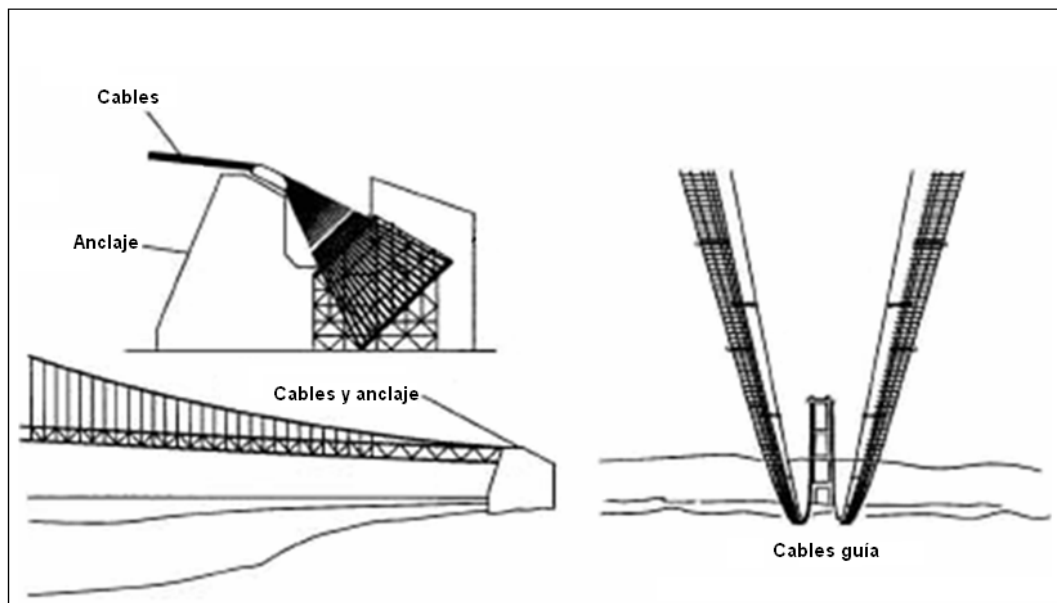
3. Levantamiento de los cables: Al completar la construcción de las torres y anclajes, se debe colocar un cable guía a lo largo del camino del cable, el cual se debe pasar de un anclaje, sobre las torres, al otro anclaje. El proceso de colocación del cable principal en un puente colgante es el siguiente:

- Cable guía (transportado por bote o helicóptero)
- Pasarela de montaje
- Arriostamiento entre pasarelas de montaje
- Ejecución y compactación del cable principal

¹ Kashima, Satoshi and Makoto Kitagawa. "The Longest Suspension Bridge." Scientific American (Diciembre 1997). <http://www.madehow.com/Volume-5/Suspension-Bridge.html>,



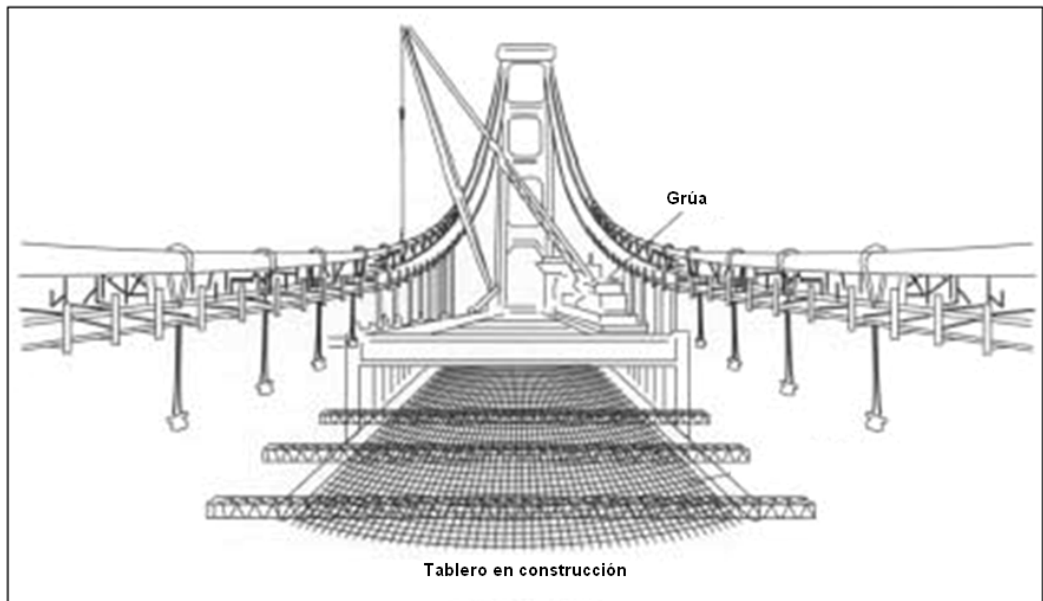
6.1. Construcción de las torres



6.2. Anclaje y Cable guía

4. Construcción del tablero: Después de colocar los pendolones en los cables principales, se empieza a construir el tablero. La estructura debe

construirse en ambas direcciones, apoyados en las torres, esto con el fin de mantener el sistema en equilibrio.

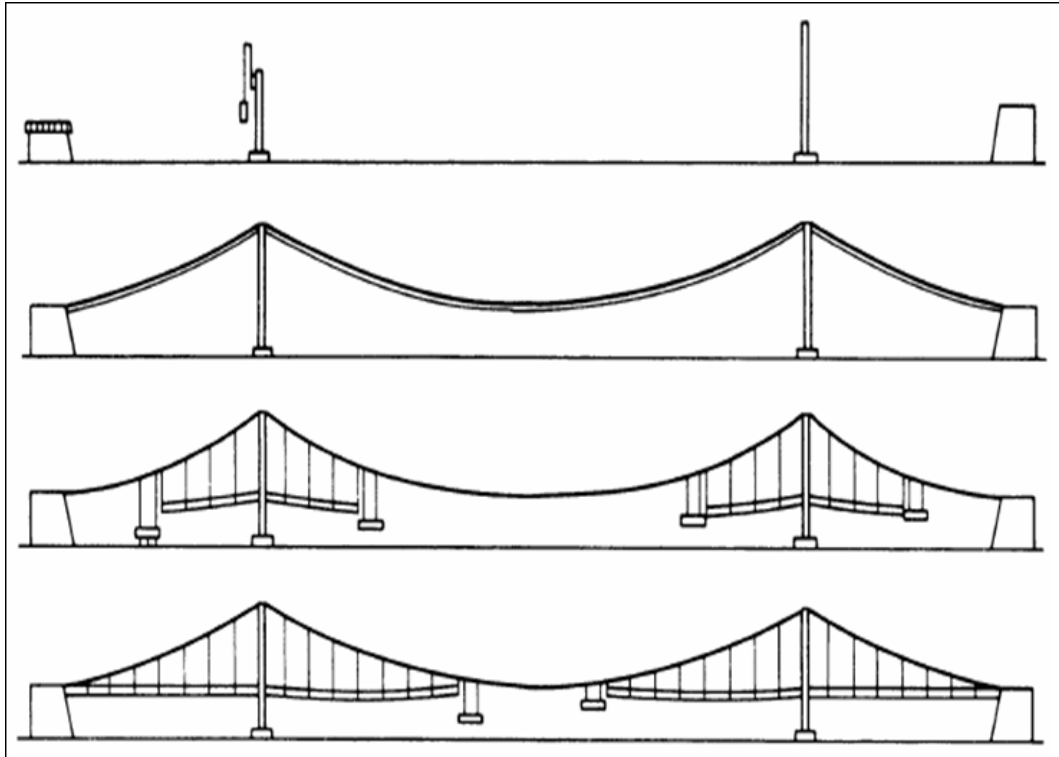


6.3. Construcción del tablero

5. Acabados: Una vez terminada la estructura, se cubre con una capa de base (por ejemplo, placas de acero) y pavimentado. Pintar la superficie de acero y la instalación de líneas eléctricas para la iluminación son ejemplos de otras medidas de acabado. A continuación de esto se implementaran los procedimientos para el mantenimiento.

De acuerdo con la revista **APROIN 44**, “el montaje del tablero se ha hecho en muchos de los grandes puentes colgantes por voladizos sucesivos, avanzando la ménsula desde una péndola a la siguiente, de la que se cuelga; el avance se hace simétricamente desde la torre hacia el centro del vano principal y hacia los extremos.

Desde el propio tablero ya construido se van montando piezas más o menos grandes, elevándolas mediante grúas situadas sobre él, hasta cerrar el tablero en el centreo del vano. Así se construyó el puente George Washington, el Golden Gate y muchos de los puentes modernos japoneses”.



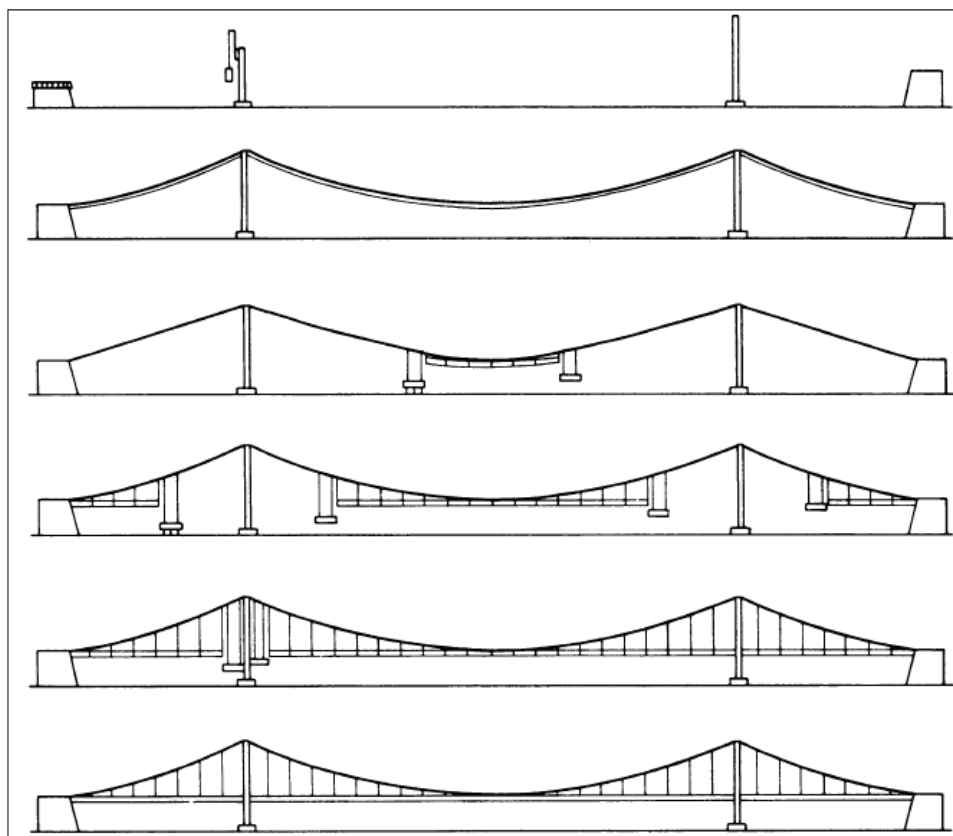
6.4. Detalle de un proceso constructivo

Este sistema puede presentar dos ventajas:

- Permite trasladar más cómodamente los medios de construcción a lo largo del tablero.
- Aporta rigidez a torsión desde las etapas iniciales.

Asimismo la revista **APROIN 44**, señala que: “otro sistema de montaje, que se ha utilizado en la mayoría de los últimos grandes puentes, y en todos los de sección en cajón, consiste en dividir el tablero en dovelas de sección completa que se llevan por flotación bajo su posición definitiva, y se elevan en ella desde los cables principales mediante cabrestantes; una vez situadas en su posición definitiva se cuelgan de las péndolas.

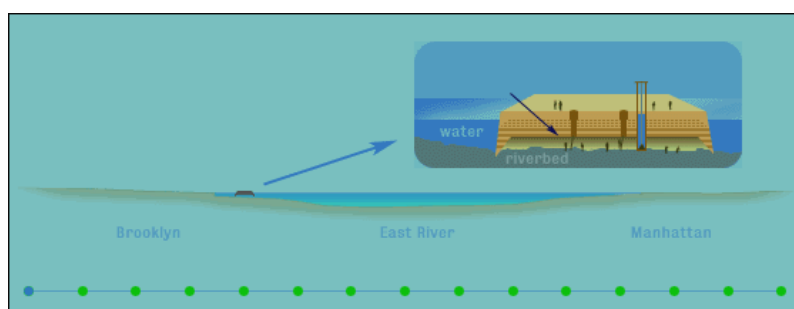
La secuencia de montaje en este caso es generalmente el inverso del anterior; se empiezan a colgar las dovelas centrales, y se avanza simétricamente hasta llegar a las torres”.



6.5. Detalle de un proceso constructivo

6.1. PROCESO CONSTRUCTIVO PUENTE BROOKLYN¹

En primer lugar se construyeron los cimientos de las dos torres, dos enormes cajones de hierro y madera, abiertos en un extremo, fueron introducidos, con su abertura hacia abajo, hasta el lecho del río. El aire se bombeaba a elevada presión para evitar que el agua inundara la cámara. Los trabajadores se introducían en el cajón para extraer la arena del fondo del río.



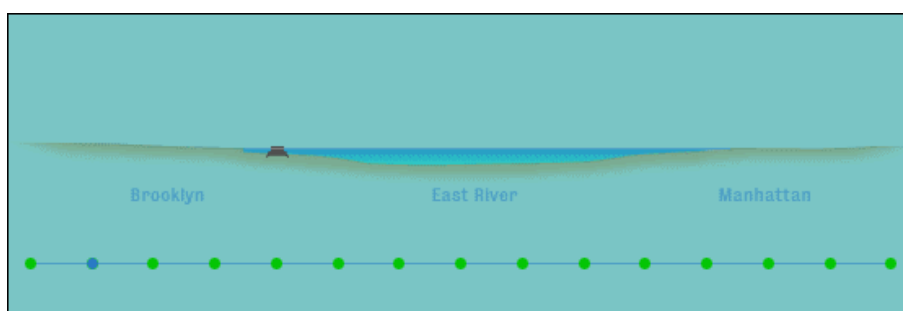
6.6. Construcción del cajón de aire comprimido (caisson) en Brooklyn

¹Construction Countdown. Brooklyn Bridge.
http://www.brooklynexpedition.org/structures/buildings/bridge/bl_bridge_construct_b.html.

Los trabajos comenzaron con la excavación de los cimientos de las torres en el lecho del río, una tarea que se prolongó durante más de tres años.

Para la cimentación se utilizaron cajones de aire comprimido (caisson), inmensas cajas rectangulares herméticas, construidas en madera y hierro, abiertas en la parte inferior de manera que los obreros pudieran excavar el lecho del río. Al inyectar aire comprimido en los cajones, el interior quedaba presurizado y el agua no penetraba; de esta forma, se podía excavar en seco en el interior del recinto.

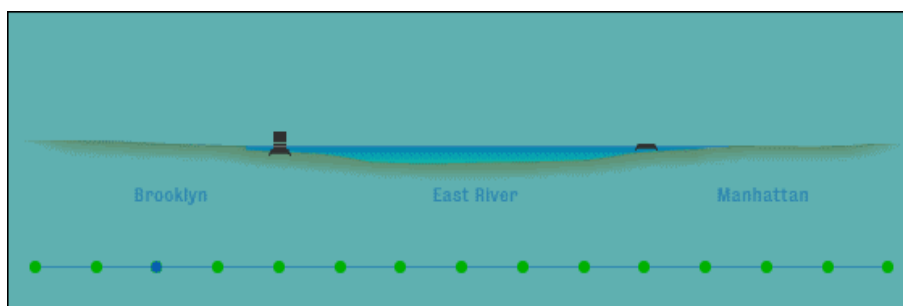
Los cajones eran inmensas cajas herméticas construidas en hierro y madera, abiertas por la parte inferior, de manera que los trabajadores pudiesen excavar en el lecho del río. Al introducirse aire en los cajones, el espacio interior quedaba presurizado y el agua no penetraba; los trabajadores entraban y salían del cajón a través de una cámara de cierre hermético.



6.7. Construcción de la cimentación para la torre de Brooklyn

La obra de mampostería iba avanzando a la vez que se construían pozos para sacar los materiales excavados e introducir los componentes del hormigón, que al final, llenarían el cajón y formarían los cimientos de las torres de granito.

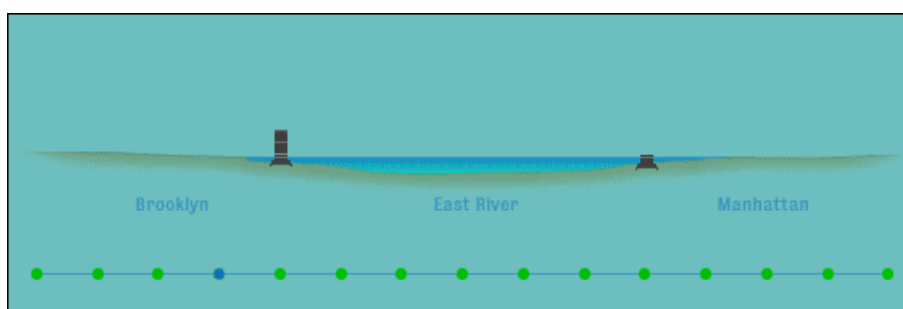
Entretanto, se construían las torres sobre los cajones; a medida que éstas se elevaban contribuían con su peso a hundir los cajones en la arena. Bajo la tenue luz de candiles y velas los hombres extraían el barro y dinamitaban la roca, depositando los escombros en cubos que eran elevados hasta la superficie mediante un sistema de poleas.



6.8. Construcción del cajón de aire comprimido (caisson) en Manhattan

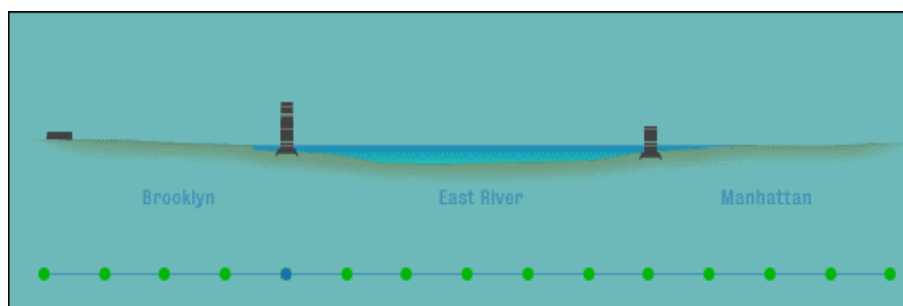
Para cada torre se construyó una de esas cajas rectangulares herméticas, construidas en madera y hierro, de 51m de largo por 31m de ancho, llevadas por flotación hasta su ubicación definitiva y anclada utilizando como freno el propio peso de los cimientos de piedra.

La comunicación con el exterior se realizaba mediante una serie de pozos con sus correspondientes esclusas neumáticas: dos para el acceso de los obreros, otros dos para sacar los productos de la excavación y otros conductos para la entrada de los componentes del hormigón que, al final, llenarían el cajón una vez que éste hubiera alcanzado su posición definitiva.



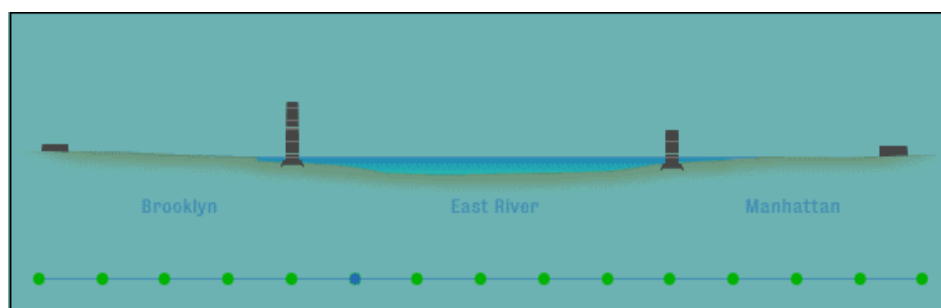
6.9. Construcción de la cimentación para la torre de Manhattan

A medida que los cajones comenzaron a hundirse en el lecho del río, los trabajadores empezaron a presentar síntomas de la “enfermedad del cajón”. Esta enfermedad era consecuencia del exceso de aire, que era absorbido por la sangre en la atmósfera comprimida de los cajones y comenzaba a formar burbujas al regresar a la superficie, produciendo terribles dolores, parálisis o incluso, en tres casos, la muerte.



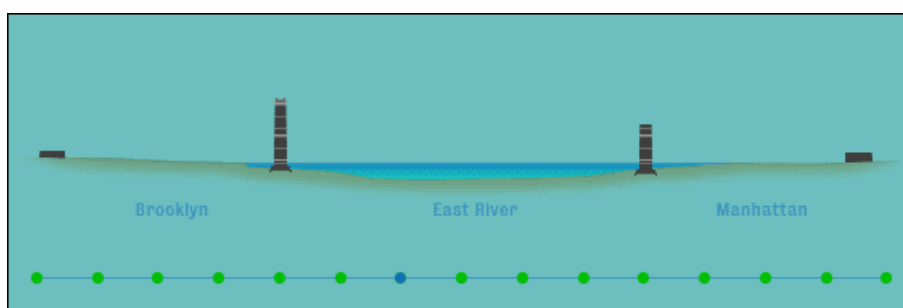
6.10. Construcción del anclaje de Brooklyn

El robusto cajón, con bordes biselados y recubiertos por una chapa curvada de hierro en la parte inferior para facilitar su hincia en el lecho del río, se cargaba progresivamente con bloques de sillería a medida que avanzaba la excavación en el interior del recinto.



6.11. Construcción del anclaje de Manhattan

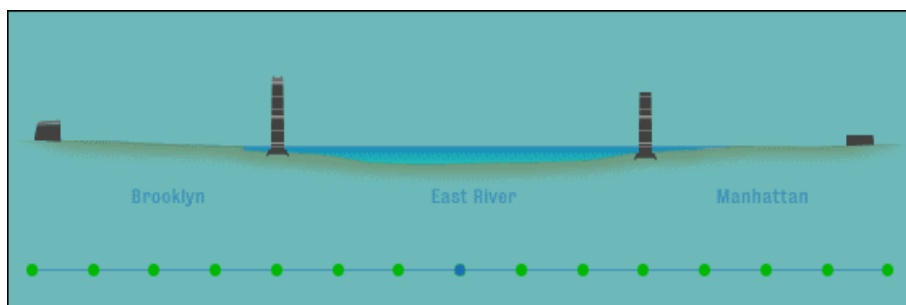
El trabajo en el interior de estas cámaras era particularmente duro y peligroso. A la humedad, el calor y el ruido reinantes, a la amenaza continua del fuego (entonces no había luz eléctrica y la iluminación a base de quemadores de gas y de velas incrementaba el riesgo de incendios), de inundaciones, se sumaba la “enfermedad del cajón”, misterioso mal que causaba estragos.



6.12. Construcción completa de la torre de Brooklyn

Una vez instalados los cajones se cubrieron las zonas de trabajo con cemento, a fin de proporcionar una base sólida para las torres, acabados los sólidos cimientos bajo el agua, se continuó con la ejecución de las torres y con el posterior tendido de los cables, (hilo a hilo), lo que llevo más de dos año.

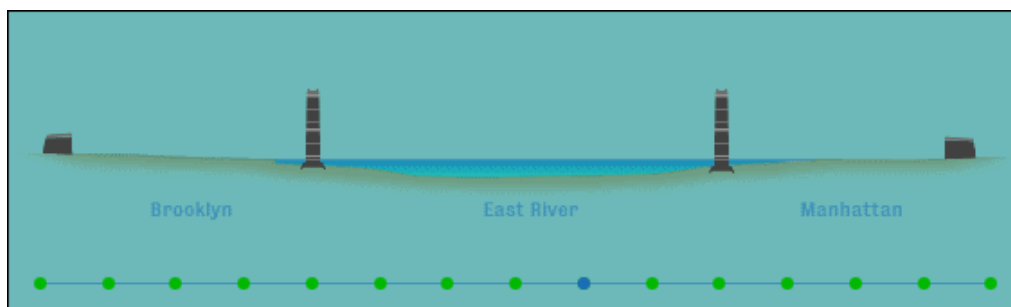
Más de 2500 personas trabajaron durante más de 2 años en el hundimiento de los 2 grupos de cimientos.



6.13. Construcción completa del anclaje de Brooklyn



6.14. Fotografía sobre el anclaje de Brooklyn.



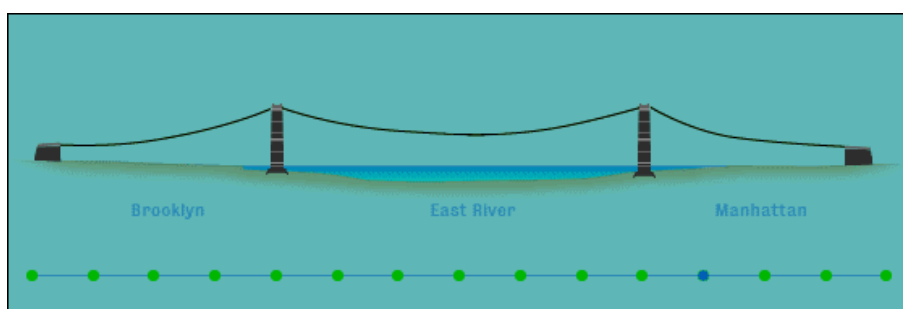
6.15. Construcción completa de la torre y el anclaje de Manhattan

Para el tendido de los cables, era preciso enrollar los alambres, pasándolos una y otra vez sobre las torres y asegurándolos en anclajes situados a ambos lados del puente, cada cable constaba de más de 5000 fibras de alambre.

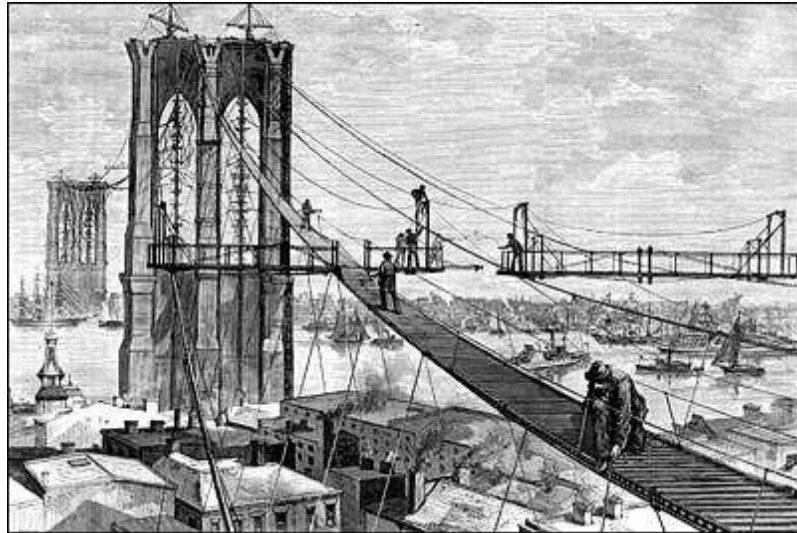


6.16. Primer cruce del puente Brooklyn realizado por E. F. Farrington

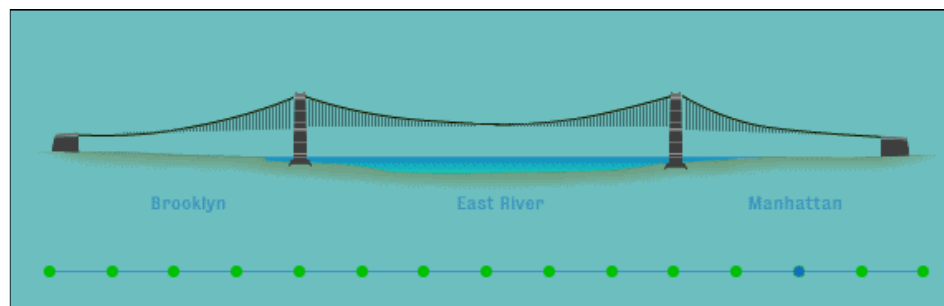
El alambre de los cables era transportado por el río en enormes ruedas de hierro, cada rueda contenía unos 16km de alambre de acero, de aproximadamente 5mm de grosor, revestido de aceite. Una vez asegurados los largos cables de acero, los trabajadores los envolvían con alambre de cobre. Un total de 320km de alambre de acero se combinaron con alambre de hierro para formar cada una de los 19 gruesos ramales principales.



6.17. Tendido completo de los cuatro cables del puente.



6.18. Tendido completo de los cuatro cables del puente.

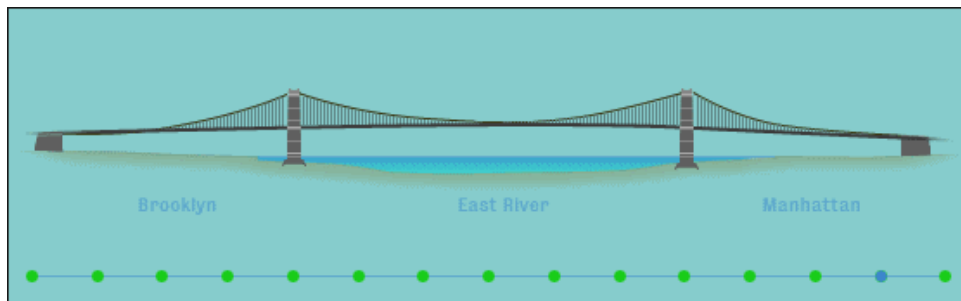


6.19. Suspensión completa de los pendolones del puente.



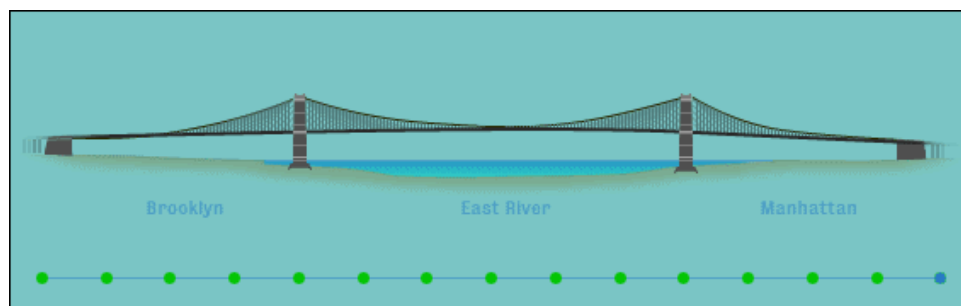
6.19. Hombres trabajando en los cables.

Finalmente, se colgó de los cables la cubierta del puente, sección por sección, dicha cubierta se colgaba, pieza por pieza, de una serie de cables de suspensión, para soportar su peso se emplearon más de 1100 cables.



6.20. Montaje del tablero desde las torres al centro del puente.

Trece años después del inicio de las obras, el puente estaba terminado, el 24 de mayo de 1883, tuvo lugar la ceremonia oficial de inauguración.



6.21. Terminación del puente Brooklyn.

6.2. PROCESO CONSTRUCTIVO PUENTE GOLDEN GATE¹

En la década posterior a la primera Guerra Mundial el tráfico rodado en la región de la bahía se multiplicó por siete, de modo que el sistema de ferries fue incapaz de absorber ese crecimiento. Los barcos de San Francisco a Marin transportaban hasta 3000 autos en un solo fin de semana, pero, incluso con todos los barcos en el agua, cualquiera de las líneas tenía un límite real de 1000 autos por hora que era más o menos la misma capacidad que un camino de tierra en la época de los carros tirados por caballos.

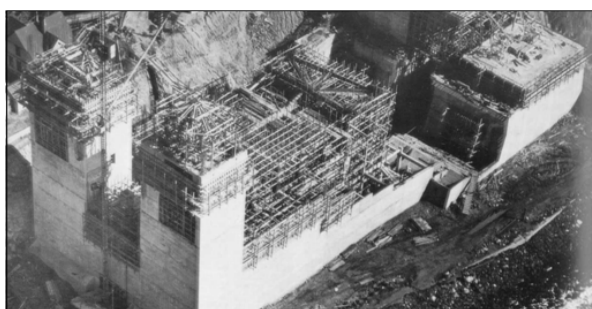
La construcción se inició con la excavación de unas profundas zanjas a cada lado del canal para acomodar los ciclópeos anclajes de cemento. La zanja de la orilla de San Francisco, se cavó justo detrás del fuerte Winfield Scout.

¹ Golde Gate Bridge. <http://www.sercal.es/reporf.htm>

Luego se inicio la construcción de dos pilares que servirían de cimientos a las respectivas torres, estos pilares constituyen una masa inmensa de 22000ton de acero de 260m de altura aproximadamente, la distancia entre los pilares es de 1280m y el piso del puente se eleva a unos 60msnm.

En cuanto a la construcción de los estribos, el estribo norte planteó pocos problemas, puesto que el lecho de roca situado a escasa profundidad proporcionaba una base sólida, por otra parte el estribo sur se encontraba a 30m de profundidad de manera que fue necesario construir sobre la roca una enorme estructura en forma de bañera, cuya parte superior asomaba sobre el agua. A continuación se extrajo el agua con bombas para construir el pilar de la torre. La estructura de acero de las torres se construyó con ayuda de grúas.

En el verano de 1933 las torres de conducción eléctrica ya tenían casi 60m de altura, así permanecerían hasta que se hilasen los cables. Los anclajes ya se acercaban también a las dimensiones que tendrían cuando se hilase el cable, aproximadamente dos tercios de su altura final.



6.22. Construcción anclajes (Dos tercios de su altura)

La primera sección de los anclajes fue el bloque base, una ancha capa de cemento con una superficie escalonada que bajaba hasta el fondo de la zanja.



6.23. Construcción anclajes (primera sección)

Esta vista, tomada desde Marin, muestra los anclajes, las torres de conducción eléctrica y la torre en el verano de 1935, justo antes de que la firma “J.A. Roebling e hijos” empezara a hilar el cable. El equipamiento de lo alto de las torres y de los anclajes fue utilizado para atar a él cuerdas que serían el germen de la pasarela que cruzaría el canal. La planta de trabajo que se ve al frente se construyó específicamente para realizar el cimentado en la orilla de Marin del canal, en la orilla de San Francisco se llevó a cabo una operación gemela.



6.24. Construcción de las torres

Para 1935 aproximadamente 296000m³ cúbicos de cemento y 44000ton de acero estructural se habían convertido en anclajes, torres de conducción eléctrica, estribos y torres de unas dimensiones sin precedentes en la historia de la ingeniería.



6.25. Construcción de anclajes

El estribo de la orilla de San Francisco se construyó 352m dentro del agua, para acceder a la zona de obras se construyó un embarcadero de trabajo y se erigió alrededor de la zona del estribo un malecón elíptico de protección.



7.26. Construcción de anclajes

El plan de trabajo original establecía que se empezase la construcción de la torre sur inmediatamente después de completar la torre de Marin, utilizando así el mismo material y equipo humano para ambos trabajos, pero las dificultades encontradas en la realización del estribo sur provocaron un lapso de tiempo de siete meses entre la construcción de ambas. La torre sur no empezó a levantarse hasta enero de 1935.

Gracias a la experiencia adquirida al levantar la torre norte y dado que había un corto plazo que cumplir, la torre de la orilla de San Francisco fue alzada con gran rapidez, para mediados de marzo de 1935 la torre ya tenía 160m de altura fuera del agua; en el agobiante interior de las celdas que componen las torres los hombres encargados de poner los remaches tenían que soportar diariamente ruidos e incomodidad.

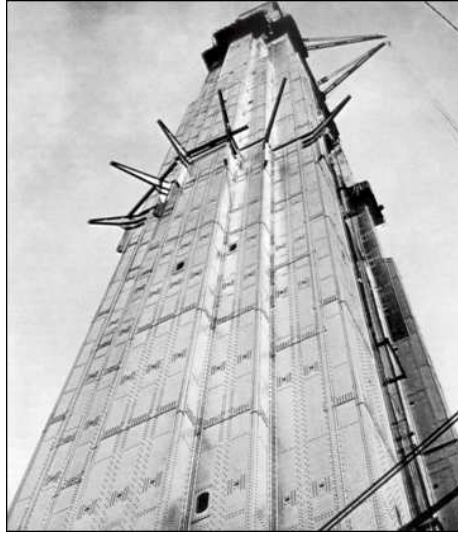


6.27. Construcción de anclajes



6.28. Construcción de torre

Una torre completa estaba compuesta de una infinidad de celdillas de acero que se mantenían unidas gracias a 600000 remaches, las celdillas formaban una especie de colmena con un diseño en forma de laberinto el cual ocasionaba que los obreros se perdieran dentro de la torre al tratar de bajar de ella.



6.29. Vista de una de las torres



6.30. Vista de las torres

En lo alto de las torres los obreros ayudaban a colocar y fijar las cuerdas de la pasarela mientras éstas son alzadas mediante una grúa hasta casi 245m sobre el nivel del agua del canal.



6.31. Hombres trabajando en la cima de una de las torres

El siguiente paso fue tender las fibras de acero sobre las torres y unir las hasta formar los cables principales. El cable, que se apoya en los 2 pilares y que es el que sostiene el tablero, es de unos 90cm de diámetro compuesto por 27572 hilos de acero.

A finales de 1935 la pasarela se equipa para hilar el cable. Por encima iban unos cables de tranvía que colgaban de anclaje a anclaje y a lo largo de éstos colgaban las ruelas, que funcionaban por motor. Las ruelas, también llamadas "gavillas", tomaban rollos de cable de acero en una orilla y los transportaban hasta el centro del puente para después continuar y llevarlos hasta el extremo opuesto. Casi 128000km de cable iban a cruzar el canal de esta manera (suficientes para dar tres vueltas al Ecuador). Cada cable se componía de unas 27000 piezas de alambre aunadas en 61 montones, llamado cada uno de ellos una "hebra".



6.32. Hombres arreglando los cables

Para darles a las 61 hebras de cable su forma final se emplearon máquinas de compresión hidráulica que estaban equipadas con una circunferencia de gatos radiales. Con su capacidad de aplicar 4500lb de presión por pulgada cuadrada crearon dos cables de puente perfectamente circulares de 36,1/16 pulgadas de diámetro cada uno.

Una vez compactados los cables los obreros empezaron a colocarles las bandas (unos enormes anillos de acero), una cada 16m, que los rodeaban y de las cuales colgaban las cuerdas de suspensión.



6.33. Hombres colocando las bandas

Finalmente se construyó la cubierta del puente, plancha por plancha, a la hora de hacer la plataforma, los cuatro equipos de grúa tenían que coordinarse de manera que los cables soportarán siempre todos, la misma proporción de peso.

Como resultado, la curvatura normal del puente parecía exagerada en las etapas del principio y mediados de la construcción de la plataforma.



6.34. Levantamiento de los cables



6.35. Puente Golden Gate en construcción.

Las famosas brumas de San Francisco no fueron el único obstáculo que tuvieron de superar quienes participaron en la construcción del Golden Gate, las peligrosas corrientes y las frecuentes tormentas dificultaron enormemente los trabajos. La mayor parte de las obras se realizaban bajo el agua, con buceadores que trabajaban en cuatro turnos de veinte minutos al día mientras bajaba la marea y las corrientes eran relativamente débiles. De lo contrario serían arrastrados por la fuerza de las olas. Incluso sin estos condicionamientos naturales la construcción del puente habría sido igualmente ardua.

Una vez terminado, en 1937, albergaba las torres más altas del mundo y contenía más de 100000 toneladas de acero y unos 129000km de cable, finalmente 96 locomotoras pasaron por él como prueba de resistencia final.

6.3. PROCESO CONSTRUCTIVO PUENTE TSING MA

Inicialmente fue planeado construir un túnel bajo el agua que llevara el tráfico del aeropuerto, sin embargo, el tráfico pesado de navegación en la superficie haría la construcción bajo el agua demasiado peligrosa, por consiguiente, en lugar de eso se construyó un puente colgante el cual nombrarían Tsing Ma.

En el diseño inicial el puente tenía un solo tablero pero después de considerar la prueba de túnel de viento, el diseño se cambió a un puente con dos tableros.

En la construcción del puente Tsing Ma participaron cinco componentes principales: anclajes, losas de aproximación, cimentaciones y construcción de las torres, los cables principales y el tablero suspendido.

Anclajes: Las fuerzas que actúan en el cable principal son tomadas por grandes anclajes de gravedad localizados en ambos extremos del puente, estos anclajes son estructuras de concreto macizas apoyadas sobre roca en lo profundo del mar. El peso total de concreto usado en los dos anclajes es aproximadamente 300000ton.



6.36. Anclaje en construcción.

Losas de aproximación: La zona de Man Wan cuenta con dos losas de aproximación una de 63m y otra 76,5m, por otra parte Tsing Yi cuenta con cuatro losas de aproximación de 72m cada una, que se apoyan por dos conjuntos de pilares de concreto reforzado, en el lado plano, el cual fue conectado al tablero del puente, desde la torre del puente al estribo.

Las losas de aproximación al lado de Tsing Yi, tienen forma similar a una de las secciones en cruz del tablero y estas luces están apoyadas en pilas. Una junta de expansión que permitió un movimiento máximo de más o menos 850mm también fue proporcionada y se localizó dentro de la sección de la losa de aproximación. La fase final de la losa de aproximación fue vestida con paneles revestidos de acero inoxidable.

Cimentaciones y construcción de las torres: Hay dos torres idénticas, una esta ubicada la isla artificial aproximadamente a 130m de la isla Man Wan y la otra esta ubicada en la isla Tsing Yi, la cimentación de la torre Tsing Yi es sencilla y esta apoyada sobre roca, por otra parte la torre Ma Wan es cimentada en dos cajones de aire comprimido (caissons) de concreto, apoyada en el lecho marino de roca preparada, aproximadamente a 12m de profundidad.

Ambas torres tienen una altura de 206m y fueron construidas con concreto reforzado de 50Mpa de resistencia. En la punta de cada torre, un conjunto de sillas de hierro fundido fue instalado para apoyar el cable de suspensión, la silla de hierro fundido de 500 toneladas fue elevada a la punta por medio de grúas.



6.37. Construcción de la torre.

Los cables principales y el tablero suspendido: Debido al diámetro del cable principal 1,1m, el cual fue formado por un total de 70000 alambres de acero galvanizado de alta tensión de 5,38mm de diámetro y a su peso 13000ton fue imposible tener ensamblado el cable en tierra para luego levantarlo y posicionarlo en su lugar, por lo tanto, los grandes cables fueron construidos en el aire usando un proceso llamado “proceso de hilado aéreo”.

Los 86000km de cable de acero en el aire fueron construidos en 9 meses continuos de trabajo, después de asegurar los cables en su posición final, el tablero del puente fue instalado, su construcción empezó desde en el centro del puente y se fue avanzando simétricamente hacia las torres.

Se construyó una pasarela temporal de anclaje a anclaje antes de empezar el proceso, la cuerda inicial fue levantada hasta la punta de las dos torres, este proceso consta de trazar los alambres galvanizados que suministran una

tensión constante, luego se fueron tirando las hebras de este alambre desde uno de los anclajes al otro.



6.38. Pasarela suspendida en el cable principal, visto desde la parte inferior.

Finalmente, el cable se asienta pasando sobre la silla de acero fundido de 500ton sobre la punta de la torre. Cada cable suspendido fue dividido en 97 cuerdas las cuales consisten en 368 hilos galvanizados que reducen la dificultad del proceso. Inmediatamente después que el cable Individual es compactado en la sección circular es atado con una correa temporalmente, para que no se superpongan o se tuerzan.

Después de esto, se sujetan las bandas de hierro fundido al cable en posición de intervalos de 18m apretando también los pernos que soportan los cables suspendidos de los cuales cuelga el tablero.



6.39. Cable principal a través de la silla en la cima de la torre.



6.40. Vista cercana de la silla que mantiene el cable en posición curva.

El cable de suspensión principal se conectó a la placa de soporte de la cuerda en el extremo y se encierra dentro de un elemento inoxidable en la punta de la torre, esto acomoda la geometría de los cables y transfiere su carga a las torres.

Por último, el cable principal fue envuelto con alambre galvanizado usando una maquina envolvente, luego se adiciono pasta epóxica para proporcionar protección impermeable al cable. La pasarela temporal se removió después del último chequeo en el cable principal.



6.41. Posicionamiento del cable principal.

La carretera en el nivel superior tiene una superficie de cemento asfáltico impermeable de 40mm mientras que el nivel inferior tiene una capa adicional epoxica densa de 7mm.

La estructura del tablero fue fabricada en Gran Bretaña y Japón y luego se trajeron módulos de acero ensamblados y procesados en china para el tablero.

Se prepararon 96 módulos en total, cada uno con un peso de 480ton y 18m de longitud, cada sección modular es en forma de cajón.

Tras la terminación del hilado del cable de suspensión principal, cada modulo del tablero fue embarcado desde el sitio sobre el río en un diseño especial de barcazas. La barcaza especial fue trasladada sincronizadamente por debajo del puente con la ayuda de barcos remolcadores, los módulos del tablero fueron levantados en su posición exacta desde la barcaza al nivel del tablero.



6.42. El dispositivo de elevación visto desde la torre del puente



6.43. Dos uniones típicas del tablero de 41m x 18m x 7,8m.

Un par de armaduras fueron usadas para maniobrar a lo largo del cable principal, así los módulos del tablero pudieron elevarse 60m y luego fueron conectados en partes alineadas al puente, este sistema se llama Strand jack.

El diseño aerodinámico de los paneles revestidos de acero inoxidable, fueron ensamblados al lado del tablero del puente, así que el tablero recibía la mejor estabilidad ante la presencia de altos vientos. Por ultimo los pendolones fueron conectados al tablero.



6.44. Módulo de tablero.



6.45. Colocación de las unidades más pequeñas del tablero.



6.46. Sección de la luz de aproximación del tablero en acero estructural.

La instalación de las vías del ferrocarril se inició con la conexión de los módulos del tablero elevados, 476 unidades de soportes forman la vía férrea, cada una tiene una longitud de 9m y un peso de 9ton, cada unidad de soporte esta apoyada sobre 18 articulaciones ensambladas ajustables, con ocho soportes laterales y cuatro longitudinales que se sostiene cada uno en su posición.

Un equipo de soldadura especial fue usado para la vía férrea, este equipo fue montado en un vagón de ferrocarril así podía moverse a lo largo de la vía y aumentar la velocidad del proceso. Los rieles temporalmente alineados fueron asegurados por unos bloques pre-moldeados y embebidos en un marco de concreto reforzado.

Mantenimiento: En cuanto al mantenimiento del puente, hay inspecciones rutinarias y son realizadas por inspectores del departamento de carreteras. Por ejemplo, para la superficie externa de las torres, se usan andamios volantes que se suspenden de la punta de la torre.

Hay armaduras móviles bajo el puente que actúan como una plataforma de trabajo para inspeccionar bajo la cubierta de la carretera que puede recorrer a lo largo de la longitud entera del tablero.



6.47. Plataforma móvil bajo la cubierta de la carretera.

Los andamios volantes móviles son usados para el mantenimiento de los cables suspendidos, cuando estos necesitan ser usados, se ensamblan desde pequeñas porciones en el tablero del puente y se levantan en el cable principal.

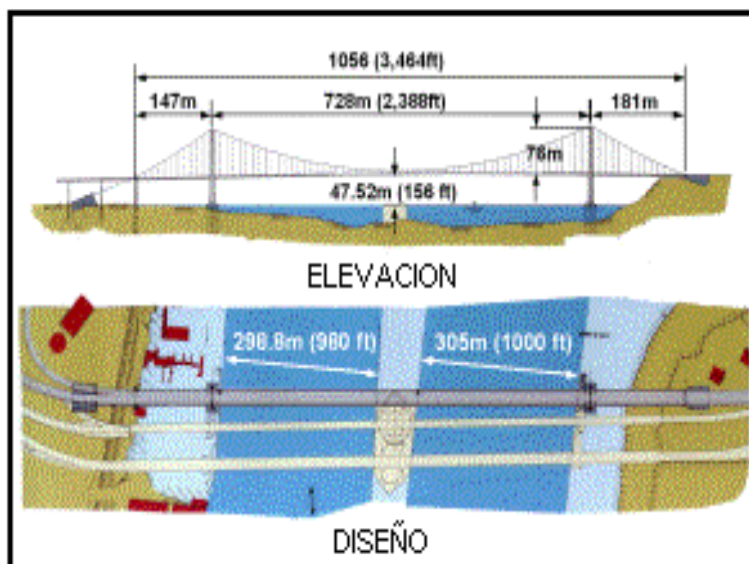
Después que los andamios han sido fijados verticalmente, una corta distancia será recorrida a lo largo del cable principal antes de seguir en el andamio. El andamio puede ser usado después para ir a cualquier punto del cable.



6.48. Andamio móvil de inspección

En el tablero inferior, las dos vías de emergencia también se usan como acceso de mantenimiento o como vía auxiliar para tráfico durante clima extremo. Cuando los trabajos de mantenimiento necesitan ser realizados en la superficie del tablero superior, una vía será cerrada y los usuarios serán avisados para usar el tablero inferior.

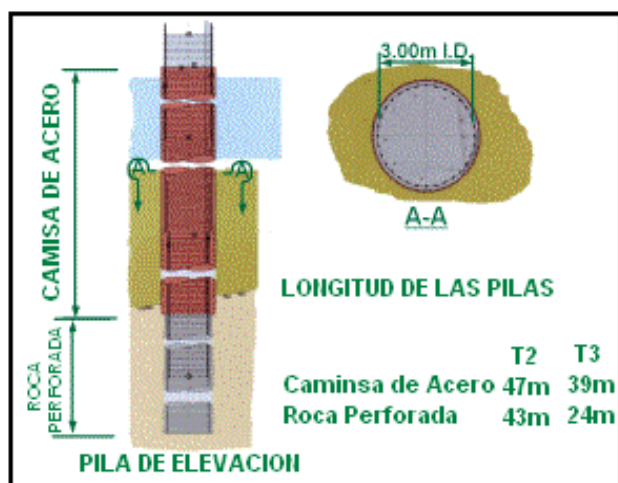
6.4. PROCESO CONSTRUCTIVO PUENTE EL NUEVO CARQUINEZ¹



6.49. Puente el nuevo Carquinez

¹ Mark Ketchum's. Carquinez Strait Bridge Page. <http://www.ketchum.org/carquinez.html>

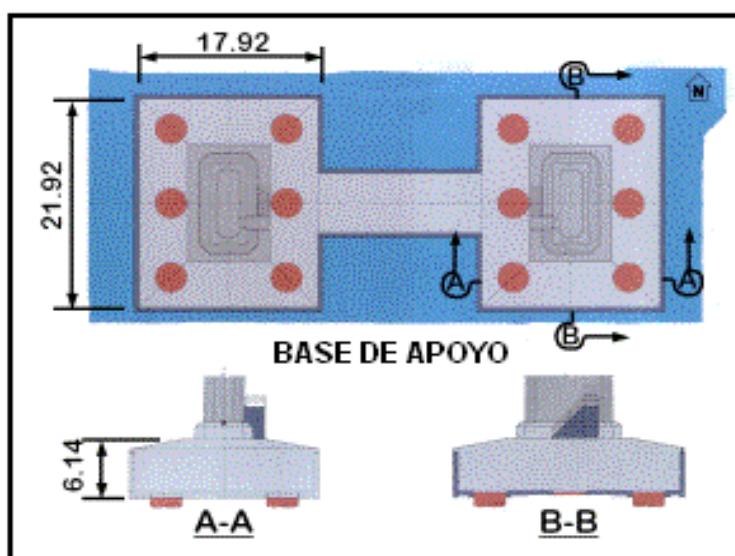
Las torres del nuevo Carquinez se apoyan en pilotes de 3m de diámetro, para su construcción se manejaron camisas de acero por medio de la sobrecarga y fueron cimentadas sobre roca, y construidas en concreto reforzado, cada torre esta apoyada en doce ejes, con una longitud máxima de aproximadamente 90m.



6.50. Construcción de las torres

Cada uno de los pilotes de concreto reforzado con una armazón de concreto preformado transfieren las cargas verticales y laterales entre los pilotes y las torres, y proporcionan plataformas para la construcción del eje de las torres.

Las dimensiones de cada uno de los cuatro pilotes es aproximadamente de 22m x 18m en planta y 6m de espesor.



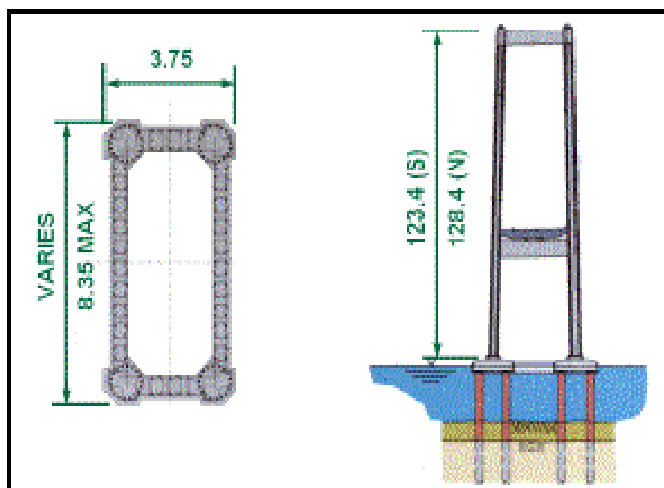
6.51. Detalle de los pilotes

El marco del portal en las torres es en concreto reforzado con ejes celulares, los ejes un poco inclinados dan espacio libre para el ancho de la viga de acero continua del tablero, las paredes atadas y los flejes reforzados de las pilastras fueron desarrollados especialmente para cumplir con los rigurosos criterios sísmicos.



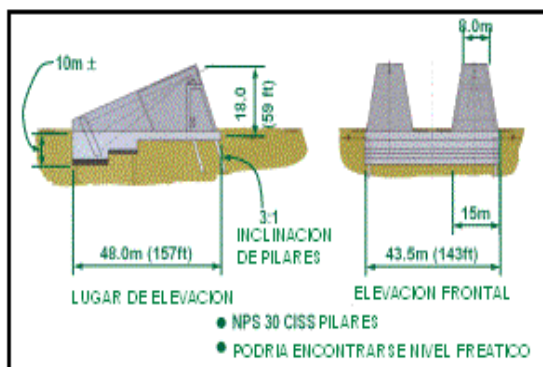
6.52. Construcción de la torre

El pilar de transición sur se apoya al extremo de la viga en acero del tablero, aloja las conexiones que desvían la geometría del cable al anclaje sur y apoya el extremo del viaducto sur. Es arquitectónica y estructuralmente similar a las torres principales, con ejes celulares de concreto reforzado y pilas de cimentación.

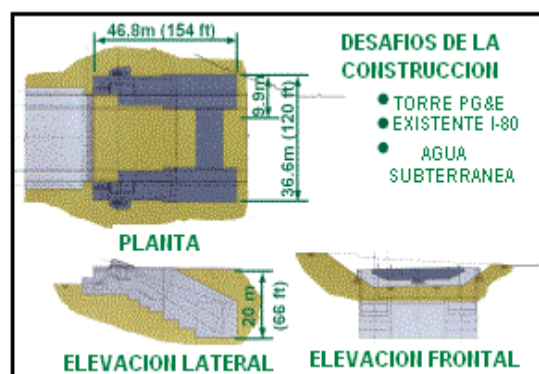


6.53. Detalle de la torre.

El anclaje del cable sur transfiere el empuje de los cables al suelo por medio de bloques macizos de concreto y una combinación de pilares inclinados y verticales. Las cámaras extendidas suben 18m sobre la tierra, mientras los bloques de ancla se extienden aproximadamente 10m bajo la superficie del suelo.



6.54. Detalle del anclaje



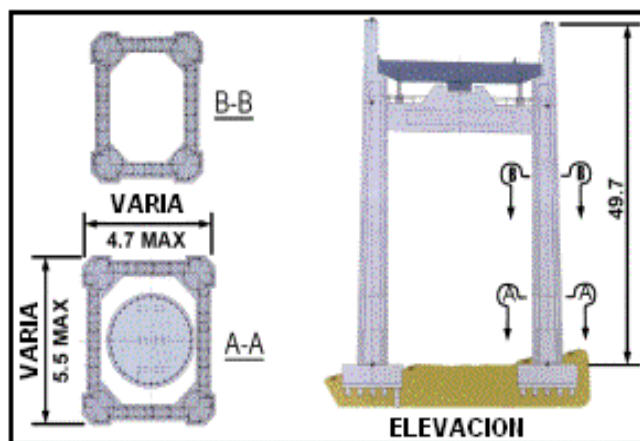
6.55. Detalle del anclaje

El anclaje del cable norte, transfiere el empuje del cable al suelo por un apoyo directo a la roca subyacente y también funciona como un estribo.



6.55. Detalle del anclaje

Los cables llevan toda la carga desde el tablero a las torres y de estas al suelo, dichos cables fueron girados y compactados en el aire comenzando con alambres individuales, usando un método de hilado controlado por computador que es un relace revolucionario del método usado en el puente Golden Gate.



6.54. Detalle de la torre

La fundición del acero transfiere las cargas a los cables desde las cuerdas suspendidas y transfieren las cargas desde los cables hasta la punta de las torres, dicha fundición extendida confina los cables en los anclajes.



6.55. Construcción de la torre.

La superestructura es una viga cajón en acero, continua desde el anclaje norte a la pila de transición en el sur, apoyada a lo largo de su borde por cuerdas suspendidas. La viga cajón tiene 3m de profundidad y 29m de ancho.



6.56. Detalle de la viga cajón.

La lámina del borde y las láminas laterales están formadas para proporcionar una sección transversal aerodinámicamente estable. El tablero orto-trópico esta compuesto de una lamina de 16mm con una profundidad trapezoidal cerrada de 305mm de nervaduras cerradas trapezoidales fabricadas con láminas de 8mm de profundidad.



6.57. Detalle de la viga cajón.

Las vigas del tablero fueron fabricadas en segmentos en Japón, transportadas al sitio en barcos y levantadas a su posición final usando strand jack. Después, todos los segmentos son colocados en su posición y soldadas entre si para proporcionar cintas continuas de acero.

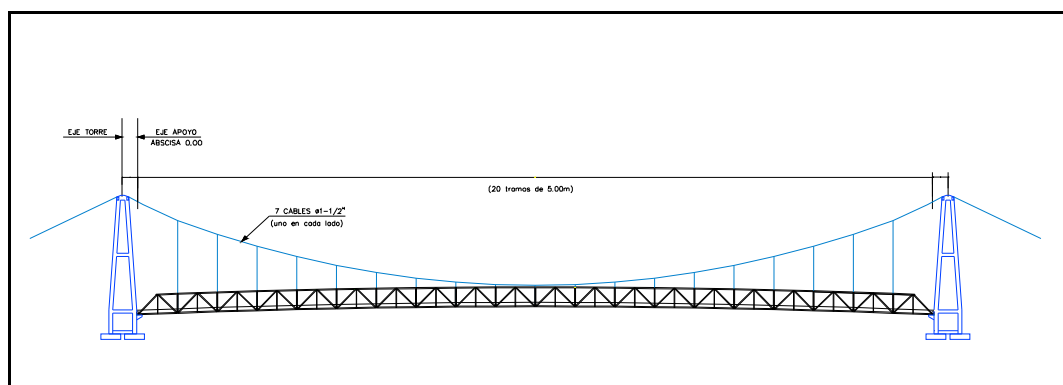
7. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN PUENTE COLGANTE

Cada puente colgante debe diseñarse individualmente, ya que al diseñar se deben tener en cuenta factores tales como la geología del sitio la cual es relevante ya que ésta mantiene una cimentación para las torres y los anclajes del cable y puede ser susceptible a los terremotos, por otra parte la profundidad y la naturaleza del agua, del lugar donde se emplazará el puente puede afectar el diseño físico y la opción de materiales así como las capas de protección para el acero.

En aguas navegables, es necesario proteger las torres de las posibles colisiones de los barcos, para lo cual se pueden construir islas artificiales en las bases de las torres, así mismo para los puentes muy largos, se debe tener en cuenta la curvatura de la tierra al diseñar las torres.

Desde el desastre del puente Tacoma Narrows, todos los nuevos diseños de puentes colgantes han probado sus modelos a escala en los túneles de viento.

A continuación se presenta el diseño de un puente colgante peatonal, utilizando como guía los apuntes de clase y los diseños de puentes colgantes realizados por el ingeniero **Samuel Montero Vargas**.



7.1. Puente colgante

7.1. ESPECIFICACIÓN DE MATERIALES

A criterio del diseñador, los diferentes elementos que componen el puente colgante peatonal serán diseñados con los siguientes materiales:

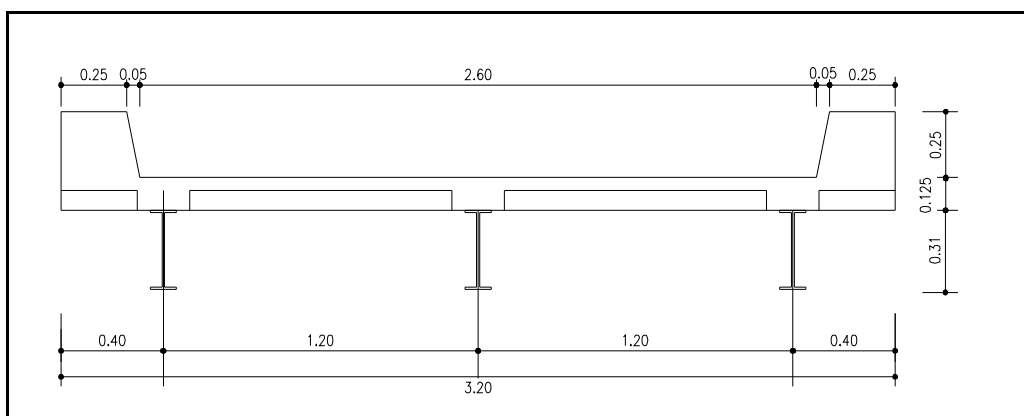
Concreto para torres y tablero	$f'c = 280\text{kg/cm}^2$
Concreto para muros y anclajes	$f'c = 210\text{kg/cm}^2$
Acero diámetro mayor e igual a 3/8"	$F_y = 4200\text{kg/cm}^2$
Acero estructural A36	$F_y = 2530\text{kg/cm}^2$
Soldadura: E7016 WIZ18	
Pernos de alta resistencia ASTM A490	

Cables alma de acero AA (6x19) 1-1/2" capacidad a la rotura 75116kg, área $7,12\text{cm}^2$, módulo de elasticidad 1500000kg/cm^2 .

7.2. DIMENSIONES

Las dimensiones geométricas supuestas para el puente colgante son las siguientes:

Luz central	= 100m
Ancho del tablero	= 3,2m
Espesor del tablero	= 0,125m
Altura cercha de rigidez	= 2,5m
Altura vigas longitudinales	= 0,3m
Altura vigas transversales	= 0,4m
Altura torre sobre el tablero	= 11,42m



7.2. Corte transversal de la losa

Dadas las dimensiones supuestas, se tomo un ancho de tablero de 3,2m debido a que el puente será utilizado para transportar animales y vehículos pequeños.

Por otra parte, para el diseño y construcción del tablero se tomo una altura de 0,125m, teniendo en cuenta que es un puente peatonal y que se utilizará formaleta colaborante Steel deck de 2".

La altura de la viga longitudinal se determinó a 1/20 de la luz, donde la luz son 5m, dando como resultado 0,25m, aproximando al entero mayor, se tiene que la altura de la viga longitudinal es 0,30m.

Asumiendo un valor para la viga transversal mayor que para la viga longitudinal, se supone una altura de 0,40m para la viga transversal.

7.3. CARGAS

La evaluación de cargas, se realiza teniendo en cuenta cargas como la peatonal, la muerta (ejercida por los elementos que componen el puente), las sísmicas y las de viento muy importantes en puentes colgantes, entre otras.

7.3.1. Cargas peatonales De acuerdo con el A.3.4.8.1.3 del Código Colombiano de diseño sísmico de puentes, 1995, los puentes peatonales deben diseñarse para una carga viva de 400kg/m^2 . Por lo tanto se tiene que la carga peatonal es igual al producto de dicha carga viva por el área aferente.

$$W_p = P \times W$$

$$W_p = 1280\text{kg/m}$$

$$W_p = 640\text{kg/m} \quad (\text{Por cada cable})$$

$$P = 400\text{kg/m}^2$$

$$W = 3,2\text{m}$$

7.3.2. Cargas muertas La evaluación de cargas muertas, se realiza teniendo en cuenta las dimensiones de todos y cada uno de los elementos que conforman el puente colgante.

Peso del tablero	$(0,05/2+0,075) \times 3,2 \times 2400$	= 768kg/m
Peso del bordillo	$2 \times 0,25 \times 0,275 \times 2400$	= 330kg/m
Vigas longitudinales	$33\text{kg/m} \times 3$	= 99kg/m
Vigas transversales	$40 \times (3,20/5)$	= 25,6kg/m
Cercha de rigidez	160×2	= 320kg/m
Cables 7	$1 - \frac{1}{2}"$	= <u>39,4kg/m</u>
Subtotal carga muerta		= 1582kg/m
Carga muerta por cable		= 791kg/m

7.3.3. Cargas por sismo Debido a que el puente se construirá en la ciudad de Bucaramanga, una zona con amenaza sísmica alta, se obtienen los siguientes datos extraídos de la figura A.3.5-1 del Código Colombiano de diseño sísmico de puentes, 1995.

Región	6
Coeficiente	A = 0,25

Teniendo en cuenta los estudios realizados al suelo donde se emplazará el puente colgante peatonal y de cuerdo con el perfil típico del mismo, la tabla A.3.5-1 del CCDSP95 señala:

Tipo de perfil de suelo	S2
Coeficiente de sitio S	1,2

De acuerdo con los datos obtenidos anteriormente, se hallará el espectro de diseño del puente, el cual depende de la actividad sísmica de la región, las condiciones locales de la respuesta del suelo y las características de la estructura (periodo de vibración).

El espectro suavizado de diseño, expresado como fracción de la gravedad está dado por la siguiente ecuación, de acuerdo con el A.3.5.2.5 del CCDSP95:

$$s_{am} = \frac{1,2AS}{T_m^{2/3}} \leq 2,5A$$

En donde

S_{am}: Máxima aceleración horizontal, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, a que se ve sometido un sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración T_m .

A: Coeficiente de aceleración, expresado como fracción de la gravedad.

S: Coeficiente adimensional que representa las características del perfil del suelo.

T_m: Período correspondiente al modo "m" en segundos.

Tabla 7.1. Datos obtenidos del espectro de diseño

T_m	S_{am}
0	0,625
0,44	0,625
0,5	0,571
0,6	0,506
0,7	0,457
0,8	0,417
0,9	0,386
1,0	0,36
1,25	0,310
1,5	0,274
2,0	0,227
2,5	0,195
5,0	0,123
10,0	0,077
100	0,017

Tomada del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes.

7.3.4. Clasificación del comportamiento sísmico Teniendo en cuenta la clasificación de la vía, la importancia del puente, y de acuerdo con el numeral A.3.5.1.3 del CCDSP95 se considera que el puente a diseñar pertenece al grupo de clasificación III:

Tabla 7.2. Clasificación del comportamiento sísmico

Grupo III	Otros puentes
-----------	---------------

Tomada del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes

7.3.4.1. Comportamiento Sísmico Considerando que el puente pertenece al grupo III (Cubre los puentes que no estén comprendidos en el grupo I: puentes esenciales, ni en el grupo II: puentes importantes), y tiene un coeficiente de aceleración $A = 0,25$; en el A.3.5.3.2 del CCDSP95, se considera:

Tabla 7.3. Comportamiento Sísmico

Aceleración	0,25
Clasificación	CCS-C

Tomada del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes

7.3.4.2. Desplazamiento de diseño Según el A.3.5.9.3 del CCDSP95, para determinar el valor de N, es decir, la longitud de apoyo mínima, se utiliza el comportamiento sísmico y se aplica la ecuación A.3-13 del CCDSP95, de la siguiente forma:

$$N = 30,5 + (0,25 \times L) + H$$

Donde la longitud del tablero es $L = 100\text{m}$ y la altura de la pila, tomada desde el apoyo a la cimentación es $H = 4\text{m}$

$$N = 30,5 + (0,25 \times 100\text{m}) + 4\text{m}$$

$$N = 60\text{cm}$$

7.3.4.3. Tipo de análisis sísmico Teniendo en cuenta el comportamiento sísmico del puente y según el A.3.5.4.3 del CCDSP95, se tiene un tipo de análisis PAS-2. Método de respuesta espectral para varios modos descrito en el numeral A.3.5.7.

7.3.5. Empuje de tierras Según el A.5.7.2.3 del CCDSP95, la magnitud, dirección y posición de los empujes de tierra se determinan siguiendo los principios generales de la mecánica de suelos teniendo en cuenta:

- El tipo y condiciones del suelo detrás del muro.
- El tipo y condiciones del terreno de fundación.
- La presencia de nivel freático y de presiones de percolación.
- La pendiente de la superficie del terreno delante y detrás del muro.

7.3.5.1. Parámetros de diseño.

Coeficiente de empuje activo:	$K_a = 0,5$
Coeficiente de empuje pasivo:	$K_p = 2$
Angulo de fricción del relleno:	$\phi = 20^\circ$
Peso unitario del relleno:	$\gamma = 1,8\text{ton/m}^3$
Coeficiente de empuje:	$K_o = 0,5$
Aceleración sísmica:	$A = 0,25$
Empuje de tierras:	$H = 3\text{m}$

7.3.5.2. Empuje de Tierras Estático (E).

$$E = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2$$

$$E = \frac{1}{2} \times 0,5 \times (1,8 \text{ ton} / \text{m}^3) \times (3\text{m})^2$$

$$E = 4,05 \text{ ton/m}$$

7.3.5.3. Empuje por sobrecarga (Es).

$$E_s = 0,6 \times K_o \times \gamma \times H$$

$$E_s = 0,6 \times 0,5 \times (1,8 \text{ ton} / \text{m}^3) \times (3\text{m})^2$$

$$E_s = 4,86 \text{ ton/m}$$

7.3.5.4. Empuje total de tierras estático (Et).

$$E_t = E + E_s$$

$$E_t = 4,05 \text{ ton} / \text{m} + 4,86 \text{ ton} / \text{m}$$

$$E_t = 8,91 \text{ ton/m}$$

7.3.5.5. Empuje de tierras con sismo (Kae).

Angulo de la cara del concreto contra el relleno: $\beta = 0$

Angulo de fricción del estribo relleno: $\delta = 0$

Angulo de pendiente del relleno: $\iota = 0$

Coefficiente sísmico horizontal: $K_h = 0,125$

Coefficiente sísmico vertical: $K_v = 0,12$

Altura del relleno: $H = 4\text{m}$

$$\theta = \text{Arc tan} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) : \quad \theta = 11,7$$

El coeficiente sísmico horizontal resulta de dividir el coeficiente de aceleración $A=0,25$ sobre $2,0$.

Aplicando la ecuación de Mononobe –Okabe

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \times \cos^2\beta \times \cos(\delta + \theta + \beta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) \times \sin(\phi + \theta)}{\cos(\phi + \theta + \beta) \times \cos(\phi - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(20 - 11,7 - 0)}{\cos 11,7 \times \cos^2 0 \times \cos(0 + 11,7 + 0) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(0 + 11,7) \times \sin(20 + 11,7)}{\cos(20 + 11,7 + 0) \times \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

Se obtiene

$$K_{ae} = 0,56 \text{ ton/m}$$

7.3.5.6. Empuje de Tierras Dinámico (Ed).

$$E_d = \frac{1}{2} \times K_{ae} \times \gamma \times H^2$$

$$E_d = \frac{1}{2} \times 0,56 \times (1,8 \text{ ton/m}^3) \times (3,2)^2$$

$$E_d = 5,16 \text{ ton/m}$$

De acuerdo con los datos obtenidos, se puede observar que el empuje dinámico es menor que el empuje estático de tierra más sobrecarga.

7.3.6. Cargas de Viento (Ww) Según la sección A.3.6 del CCDSP, las cargas de viento deben consistir en cargas móviles uniformemente distribuidas aplicadas al área expuesta de la estructura. Las fuerzas y cargas que se especifican a continuación son para una velocidad de viento de 160km/hora.

Sobre la armadura de rigidez

Área expuesta

Cordón Superior:	0,10	= 0,10
Cordón inferior:	0,10	= 0,10
Diagonales:	0,10 x (3,5/2,5)	= 0,14
Verticales:	0,20	= 0,20
Tablero:	(0,40 + 0,30 + 0,16 - 0,10)	<u>= 0,76</u>
		= 1,30 m ² /m

El A.3.6.1.1.1 del CCDSP95, señala que para una carga de viento de 160km/h, debe ser aplicada horizontalmente a un ángulo de 90 grados con el eje longitudinal de la estructura:

Para cerchas y arcos 370kg/m^2

De acuerdo con el A.3.6.1.1.2 la carga total aplicada no debe ser menor de 450kg/m en el plano de barlovento y de 225kg/m en el plano de sotavento para cerchas y no menos de 450kgf/m para vigas.

$$\begin{aligned}\text{Barlovento } W_{\min} &= (450\text{kg/m}) \times (100/160)^2 \\ W_{\min} &= 176\text{kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Sotavento } W_{\min} &= (225\text{kg/m}) \times (100/160)^2 \\ W_{\min} &= 88\text{kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Carga aplicada en la cara de barlovento} &= (218\text{kg/m}) \times (2,5\text{m}) \\ &= 545\text{kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Carga aplicada en la cara de sotavento} &= (109\text{kg/m}) \times (2,5\text{m}) \\ &= 273\text{kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Carga aplicada a los cables } W_c &= (370\text{kg/m}) \times (0,12\text{m}) \\ W_c &= 44\text{kg/m}\end{aligned}$$

7.3.7. Fuerzas térmicas La sección A.37 del CCDSP95, señala que se deben tomar medidas para los esfuerzos o movimientos causados por variaciones de temperatura. Se deben fijar las temperaturas máxima y mínima en el sitio de la construcción y deben ser calculadas para una temperatura asumida para el momento de iniciación de la construcción. Particular atención se debe prestar a la diferencia entre la temperatura ambiente y la del interior de elementos masivos de concreto.

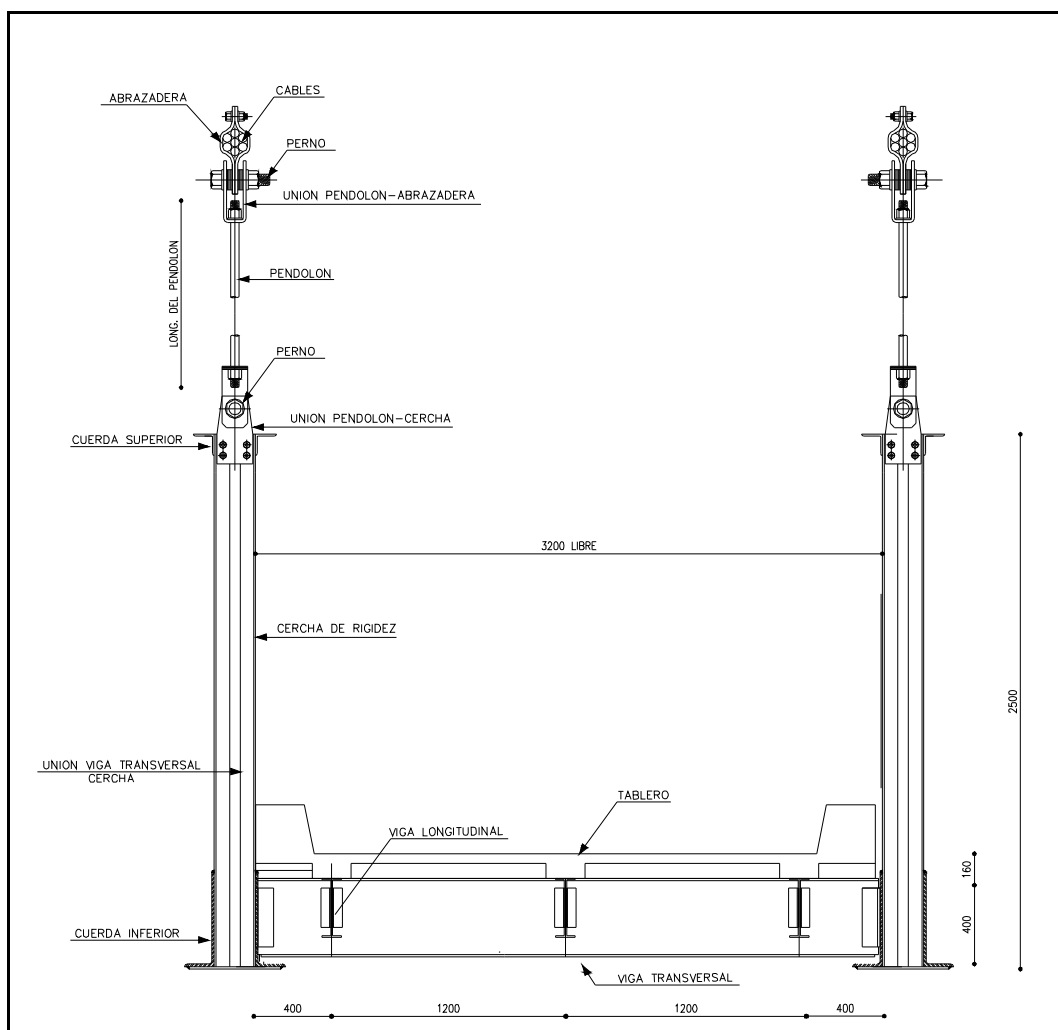
Suponiendo un clima moderado, la temperatura varia de 0°C a 48°C y considerando una temperatura base de 24°C, entonces tenemos:

$$\begin{aligned}\text{Incremento de temperatura} &24^\circ \text{ C} \\ \text{Descenso de temperatura} &24^\circ \text{ C}\end{aligned}$$

La variación de temperatura se aplica a la estructura metálica, es decir cables y cercha, expuesta a la incidencia del sol.

7.4. DISEÑO DEL TABLERO

Para el diseño del tablero del puente colgante, se debe tener en cuenta que dicho tablero se apoya sobre las vigas metálicas de alma llena, las cuales están dispuestas a una separación de 1,20m. El tablero funciona como elemento continuo, apoyado sobre las vigas longitudinales.



7.3. Sección transversal del puente

7.4.1. Carga Viva (q_L) Los puentes peatonales, de acuerdo con el A.3.4.8.1.3 del CCDSP95, deben diseñarse para una carga viva de 400kg/m^2 .

Momento por carga viva:

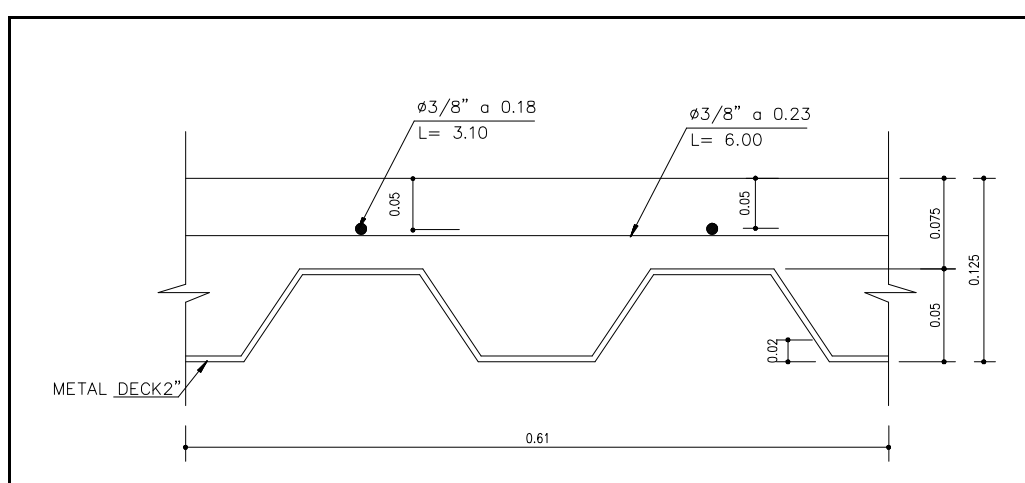
$$M_L = \frac{q_L \times S^2}{10}$$

$$q_L = 400\text{kg/m}^2$$

$$M_L = \frac{(400\text{kg/m}^2) \times (12\text{m})^2}{10}$$

$$M_L = 57,6\text{kg-m}$$

7.4.2. Carga Muerta (q_D) La carga muerta del puente, está constituida por el peso propio de la losa aferente. El steel deck utilizado como formaleta colaborante, no se considero como refuerzo.



7.4. Detalle Steel Deck

$$q_D = \left(\frac{0,05\text{m}}{2} + 0,075\text{m} \right) \times (2400\text{kg/m}^3)$$

$$q_D = 240\text{kg/m}^2$$

Momento por carga muerta

$$M_D = \frac{q_D \times S^2}{10}$$

$$M_D = \frac{(240\text{Kg/m}^2) \times (12\text{m})^2}{10}$$

$$M_D = 34,56\text{kg-m}$$

7.4.3. Carga Ultima

$$M_u = (1,4 \times M_D) + (2,171 \times M_L)$$

$$M_u = (1,4 \times 34,56 \text{ kg} \cdot \text{m}) + (2,171 \times 57,6 \text{ kg} \cdot \text{m})$$

$$M_u = 173,4 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

7.4.4. Refuerzo positivo y negativo

$$M_u = 17343 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$d = 8,7 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Asumiendo que el recubrimiento superior esta a 3,8m y teniendo en cuenta que el espesor de la losa es 12,5m, tomamos $d=8,7\text{cm}$. El valor de $b=100\text{cm}$, se debe a que estamos hallando el acero de refuerzo para un metro lineal.

$$M_u = K \times b \times d^2$$

$$1,73 \text{ Ton} \cdot \text{m} = K \times 1,0 \text{ m} \times (8,7 \text{ cm})^2$$

$$K = 0,0229 \text{ ton/cm}^2$$

Para diseñar el acero requerido se debe determinar la cuantía (ρ) con ayuda de la siguiente formula:

$$M_u = \phi \times b \times d^2 \times F_y \times \rho \times \left(1 - 0,59 \times \frac{F_y}{f'_c} \right)$$

$$17343 = 0,9 \times 100 \times 8,7^2 \times 4200 \times \rho \times \left(1 - 0,59 \times \left(\frac{4200}{210} \right) \right)$$

Despejando ρ , se obtiene que el valor de la cuantía es:

$$\rho = 0,000056$$

Por lo tanto se trabaja con la $\rho_{\text{mín}} = 0,0033$

A continuación se determina el acero requerido (**As**):

$$As = \rho \times b \times d$$

$$As = (0,0033) \times (100\text{cm}) \times (8,7\text{cm})$$

$$As = 2,87\text{cm}^2/\text{m}$$

Con varilla de acero # 3, de área Avarilla= $0,71\text{cm}^2$, se tiene que la separación entre varillas es:

$$\text{Separación} = \frac{A \text{ varilla}}{As}$$

$$\text{Separación} = \frac{0,71}{2,87}$$

$$\text{Separación} = 0,25\text{cm}^2$$

De acuerdo con el A.7.12.6 del CCDSP95, las barras de refuerzo para losas macizas y muros, deben tener una separación menor de 1,5 veces el espesor de la losa o muro, pero no mayor de 45cm.

$$S_{\text{mín}} = 1,5 \text{ Espesor de la losa}$$

$$S_{\text{mín}} = 1,5 \times 12,5\text{cm}$$

$$S_{\text{mín}} = 18,8\text{cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 45\text{cm}$$

Teniendo en cuenta lo anterior se propone utilizar varilla # 3 @ 18cm centro a centro, ya que esto cumple con la separación especificada en el CCDSP95.

7.4.5. Acero de Temperatura (At) El A.7.11.1 del CCDSP95 señala que debe colocarse refuerzo para retracción y temperatura cerca a las superficies expuestas de muros y placas en ambas direcciones.

De acuerdo a esto se toma el área mínima de refuerzo colocado por temperatura:

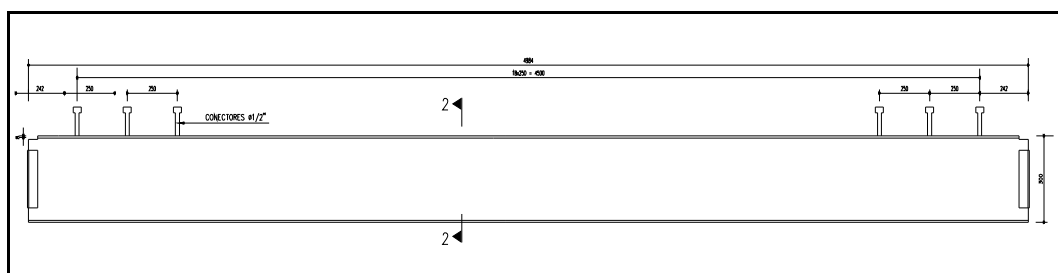
$$At = 3,0\text{cm}^2/\text{m}$$

Por otra parte en el A.7.11.2 del CCDSP95, se especifica que el espaciamiento del refuerzo para retracción y temperatura no debe ser mayor de tres veces el espesor de la placa o muro, ni de 45cm.

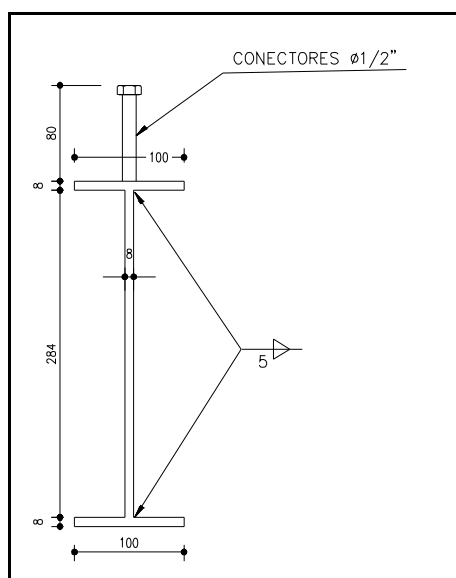
Teniendo en cuenta lo anterior, se propone utilizar varilla # 3 @ 23cm.

7.5. DISEÑO DE LAS VIGAS LONGITUDINALES

Para el diseño de las vigas longitudinales, éstas tienen una longitud de 5,0m y se encuentran simplemente apoyadas sobre las vigas transversales.



7.5. Viga longitudinal



7.6. Corte 2-2, viga longitudinal

7.5.1. Carga muerta (q_{DL}) La carga muerta sobre la viga longitudinal, corresponde al peso del tablero aferente, más los bordillos cuyo peso se reparte entre las tres vigas. La viga más crítica es la central, ya que recibe más aferencia de carga muerta y carga viva. El peso propio de la sección metálica se estima por tanteo en 50kg por metro lineal.

Para este diseño se ha dividido la aplicación de la carga muerta en dos etapas; en una primera etapa la viga metálica deberá soportar el peso de la fundida del tablero, es decir su propio peso.

7.5.1.1. Carga muerta viga central

$$\begin{array}{lcl} \text{Losa} & (0,05/2+0,075) \times 1,20 \times (2400\text{Kg/m}^3) & = 288\text{kg/m} \\ \text{Viga} & & \underline{= 50\text{kg/m}} \\ & \text{Total Carga muerta} & = 338\text{kg/m} \end{array}$$

Momento por carga muerta por su propio peso

$$M_{DL} = \frac{W_{DL} \times L^2}{8}$$

$$M_{DL} = \frac{(338\text{kg/m}) \times (5\text{m})^2}{8}$$

$$M_{DL} = 1056\text{kg-m}$$

Cortante por carga muerta por su propio peso:

$$V_{DL} = \frac{W_{DL} \times L}{2}$$

$$V_{DL} = \frac{(338\text{kg/m}) \times (5\text{m})}{2}$$

$$V_{DL} = 845\text{kg}$$

7.5.1.2. Carga muerta vigas laterales

$$\begin{array}{lcl} \text{Losa} & (0,05/2+0,075) \times 1,0 \times (2400\text{Kg/m}^3) & = 240\text{kg/m} \\ \text{Viga} & & \underline{= 50\text{kg/m}} \\ & \text{Total Carga muerta} & = 290\text{kg/m} \end{array}$$

Momento por carga muerta por su propio peso

$$M_{DL} = \frac{W_{DL} \times L^2}{8}$$

$$M_{DL} = \frac{(290\text{kg/m}) \times (5\text{m})^2}{8}$$

$$M_{DL} = 906\text{kg-m}$$

Cortante por carga muerta por su propio peso

$$V_{DL} = \frac{W_{DL} \times L}{2}$$

$$V_{DL} = \frac{(290\text{kg/m}) \times (5\text{m})}{2}$$

$$V_{DL} = 725\text{kg}$$

7.5.2. Carga sobre-impuesta (q_{SDL}) En una segunda etapa, la sección compuesta soportará el peso de la carga muerta sobre-impuesta

$$\text{Bordillos: } 0,25 \times 0,275 \times (2400\text{kg/m}^3) \times (2\text{un}/3\text{vigas}) \equiv \underline{110\text{kg/m}}$$

$$\text{Total Carga muerta sobre-impuesta} = 110\text{kg/m}$$

Momento por carga muerta sobre-impuesta (M_{SDL})

$$M_{SDL} = \frac{W_{SDL} \times L^2}{8}$$

$$M_{SDL} = \frac{(110\text{Kg/m}) \times (5\text{m})^2}{8}$$

$$M_{SDL} = 344\text{Kg-m}$$

Cortante por carga muerta sobre-impuesta (V_{SDL})

$$V_{SDL} = \frac{W_{SDL} \times L}{2}$$

$$V_{SDL} = \frac{(110\text{kg/m}) \times (5\text{m})}{2}$$

$$V_{SDL} = 275\text{kg}$$

7.5.3. Carga Viva (q_{LL}) La carga viva corresponde a la carga de un puente peatonal, es decir a 400Kg/m^2 .

7.5.3.1. Carga viva en la viga central La carga viva en la viga central, es aplicada en 1,2m de área aferente.

Momento por carga viva (M_{LL})

$$M_{LL} = \frac{W_{LL} \times L^2}{8}$$

$$M_{LL} = \frac{(400\text{kg/m}) \times (1,2\text{m}) \times (5\text{m})^2}{8}$$

$$M_{LL} = 1500\text{Kg-m}$$

Cortante por carga viva (V_{LL})

$$V_{LL} = \frac{W_{LL} \times L}{2}$$

$$V_{LL} = \frac{(400\text{kg/m}) \times (1,2\text{m}) \times (5\text{m})}{2}$$

$$V_{LL} = 1200\text{Kg}$$

7.5.3.2. Carga viva en las vigas laterales La carga viva en las vigas laterales, es aplicada en 1,0m de área aferente.

Momento por carga viva (M_{LL})

$$M_{LL} = \frac{W_{LL} \times L^2}{8}$$

$$M_{LL} = \frac{(400\text{kg/m}) \times (1\text{m}) \times (5\text{m})^2}{8}$$

$$M_{LL} = 1250\text{Kg-m}$$

Cortante por carga viva (V_L)

$$V_{LL} = \frac{W_{LL} \times L}{2}$$

$$V_{LL} = \frac{(400\text{kg/m}) \times (1\text{m}) \times (5\text{m})}{2}$$

$$V_{LL} = 1000\text{Kg}$$

7.5.4. Conexión de la viga longitudinal con la viga transversal La conexión de la viga longitudinal a la transversal, se diseña tomando los datos de la viga central, ya que ésta es la más crítica.

$$V = V_{DL} + V_{SDL} + V_{LL}$$

$$V = 845\text{kg} + 275\text{kg} + 1200\text{kg}$$

$$V = 2320\text{kg}$$

En el diseño de la soldadura, de acuerdo con el A.9.32.2 del CCDSP95, la conexión entre vigas se realiza de la siguiente manera:

Fv: Esfuerzo básico admisible a cortante (kg/mm^2).

Fu: Esfuerzo de tensión de la clasificación del electrodo inferior, a la resistencia a la tensión, de la parte conectada (kg/mm^2).

Soldadura de Fu = 70000 psi

Soldadura de Fu = 4920 kg/cm^2

Fv = 0,27 kg/mm^2

Fu = 1328 kg/cm^2

Espesor de la soldadura

ts mín = 0,6cm

ts máx = 0,6cm

Utilizamos = 0,6cm

De esta manera se tiene que la longitud de la soldadura es la siguiente:

$$L_s = \frac{V}{0,707 \times t_s \times F_v}$$

$$L_s = \frac{2320}{0,707 \times 0,6 \times 1328}$$

$$L_s = 4,12 \text{ cm}$$

7.5.5. Diseño a flexión de la viga longitudinal Para el diseño a flexión de la viga longitudinal se considera lo siguiente:

$$W_{\text{propio}} = A_{\text{viga}} \times \gamma_{\text{acero}}$$

$$W_{\text{propio}} = 38,72 \text{ m}^2 \times 0,78 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{propio}} = 30,2 \text{ kg/m}$$

Teniendo en cuenta los conectores y las soldaduras de la viga, se toma un peso propio aproximado de 33kg/m, valor que resulta ser igual al que inicialmente se asumió.

7.5.5.1. Dimensiones Las siguientes dimensiones para la viga longitudinal se adoptaron con el fin de obtener un diseño óptimo, el cual cumple con las normas dispuestas en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes del 95 (CCDSP95).

Tabla 7.4. Dimensiones de la viga longitudinal

	b (cm)	h (cm)	hy (cm)
Aleta superior	10	0,8	0,8
Alma	0,8	28,4	28,4
Aleta inferior	10	0,8	0,8
Tablero	20	5	/

Tomada de los apuntes de clase y Diseño de Puentes Colgantes del Ingeniero Samuel Montero Vargas.

Las siguientes tablas muestran la inercia en la viga longitudinal, teniendo en cuenta la aplicación de la carga muerta (DL), la carga sobre-impuesta (SDL) y la viva (LL), respectivamente:

Tabla 7.5. Carga muerta

Sección de acero (DL)						
	A (cm ²)	d (cm)	A x d (cm ³)	A x d ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)	I (cm ⁴)
Aleta superior	8	29,6	236,8	7009,3	0,43	7009,7
Alma	22,72	15	340,8	5112	1527,1	6639,1
Aleta inferior	8	0,4	3,2	1,28	0,43	1,71
Σ	38,72		580,8			13650,5
$d_s = - \Sigma A \times d / \Sigma A$		-15,0		-15,0		-8712
$I_{NA} =$						4938,5

Tomada de los apuntes de clase y Diseño de Puentes Colgantes del Ingeniero Samuel Montero Vargas.

Tabla 7.6. Carga sobre-impuesta

Sección compuesta para cargas muertas n=30 (SDL)						
	A (cm ²)	d (cm)	A x d (cm ³)	A x d ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)	I (cm ⁴)
Acero	38,72	15	580,8			13650,5
Concreto	3,33	32,5	108,2	3517,3	6,94	3524,2
Σ	42,05		689			17174,7
$d_{c30} = - \Sigma A \times d / \Sigma A$		-16,39		-16,39	689,13	-11292,7
$I_{NA} =$						5882

Tomada de los apuntes de clase y Diseño de Puentes Colgantes del Ingeniero Samuel Montero Vargas.

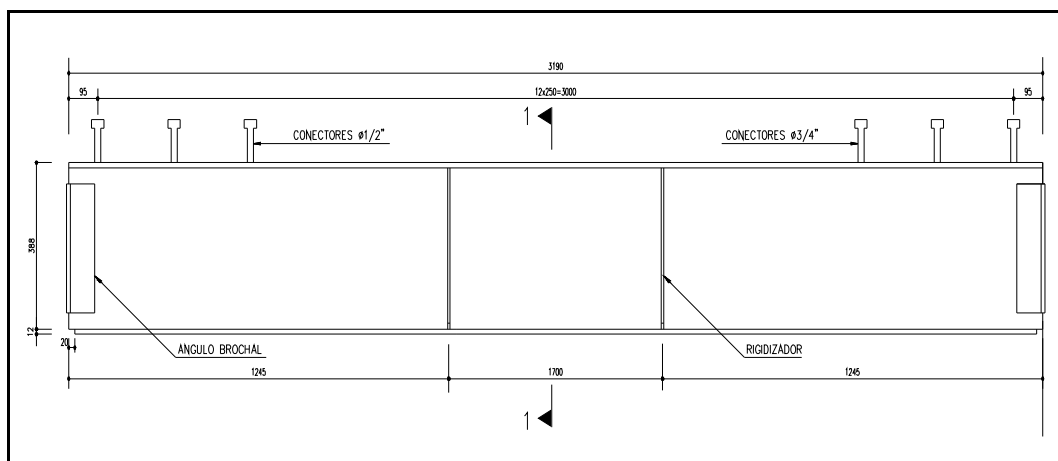
Tabla 7.7. Carga viva

Sección compuesta para cargas vivas n=10 (LL)						
	A (cm ²)	d (cm)	A x d (cm ³)	A x d ² (cm ³)	I _o (cm ⁴)	I (cm ⁴)
Acero	38,72	15	580,8			13650,5
Concreto	10	32,5	325	10562,5	20,83	10583,3
Σ	48,72		905,8			24233,8
$d_{c10} = - \Sigma A \times d / \Sigma A$		-18,59		-18,59	905,8	-16838,8
$I_{NA} =$						7395

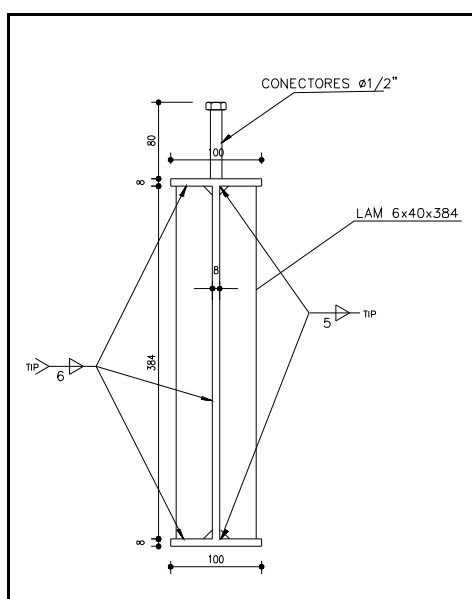
Tomada de los apuntes de clase y Diseño de Puentes Colgantes del Ingeniero Samuel Montero Vargas.

7.6. DISEÑO DE LAS VIGAS TRANSVERSALES

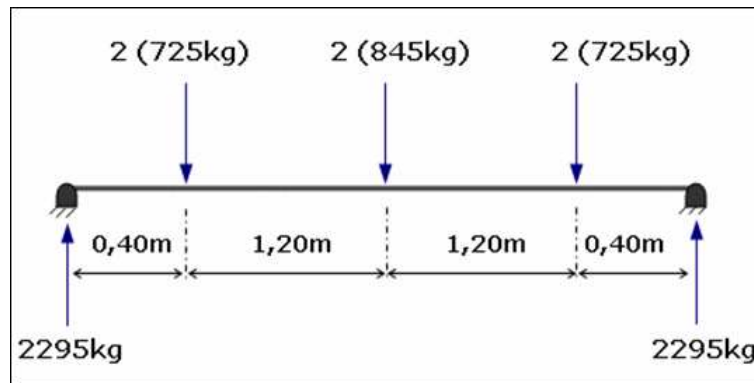
La viga transversal de 3,2m de longitud trabaja como una viga simplemente apoyada en la cercha de rigidez, que a su vez se apoya en los pendolones. La carga aplicada sobre la viga se divide en tres partes, la primera (V_D) debida a su propio peso, la segunda (V_{DL}) debida a la carga sobre-impuesta y finalmente la carga viva (V_{LL}).



7.7. Viga transversal



7.8. Corte 1-1, viga transversal

7.6.1. Carga muerta**7.9. Carga muerta viga transversal**

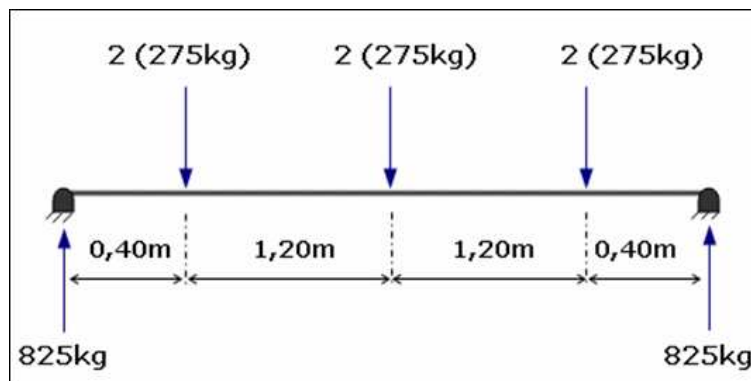
Momento en el centro de la luz

$$M_D = (2295 \times 1,6) - (2 \times 725 \times 1,2)$$

$$M_D = 1932\text{kg-m}$$

Cortante en el apoyo

$$V_D = 2295\text{kg}$$

7.6.2. Carga muerta sobre-impuesta**7.10. Carga muerta sobre-impuesta viga transversal**

Momento en el centro de la luz

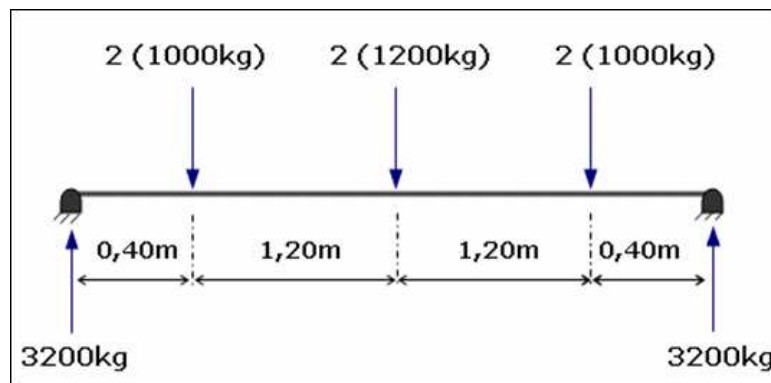
$$M_{DL} = (825 \times 1,6) - (2 \times 275 \times 1,2)$$

$$M_{DL} = 660\text{Kg-m}$$

Cortante en el apoyo

$$V_{DL} = 825\text{kg}$$

7.6.3. Carga viva



7.11. Carga viva viga transversal

Momento en el centro de la luz

$$M_{LL} = (3200 \times 1,6) - (2 \times 1000 \times 1,2)$$

$$M_{LL} = 2720\text{kg-m}$$

Cortante en el apoyo

$$V_{LL} = 3200\text{kg}$$

7.6.4. Conexión de la viga transversal a la cercha

$$V = V_{DL} + V_{SDL} + V_{LL}$$

$$V = 2295\text{kg} + 825\text{Kg} + 3200\text{Kg}$$

$$V = 6320\text{kg}$$

En el diseño de la soldadura, de acuerdo con el A.9.32.2 del CCDSP, la conexión entre vigas se realiza de la siguiente manera:

Fv: Esfuerzo básico admisible a cortante (kg/mm^2)

Fu: Esfuerzo de tensión de la clasificación del electrodo inferior, a la resistencia a la tensión, de la parte conectada (kg/mm^2)

Soldadura de Fu = 70000 psi

Soldadura de Fu = 4920kg/cm^2

Fv = $0,27\text{kg/mm}^2$

Fu = 1328kg/cm^2

Espesor de la soldadura

ts mín = 0,6cm

ts máx = 0,6cm

Utilizamos = 0,6cm

De esta manera se tiene que la longitud de la soldadura es la siguiente:

$$L_s = \frac{V}{0,707 \times ts \times F_v}$$

$$L_s = \frac{6320}{0,707 \times 0,6 \times 1328}$$

$$L_s = 11,22\text{cm}$$

7.6.5. Diseño a flexión de la viga transversal Para el diseño a flexión de la viga transversal se considera lo siguiente:

$$W_{\text{propio}} = A_{\text{viga}} \times \gamma_{\text{acero}}$$

$$W_{\text{propio}} = 46,72\text{m}^2 \times 0,78\text{kg/m}^3$$

$$W_{\text{propio}} = 36,44\text{kg/m}$$

Considerando los conectores y las soldaduras de la viga, se toma un peso propio aproximado de 40kg/m , valor que resulta ser igual al que inicialmente se asumió.

7.6.5.1. Dimensiones Las siguientes dimensiones para la viga transversal se adoptaron con el fin de obtener un diseño óptimo, el cual cumple con las normas dispuestas en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes del 95 (CCDSP95).

Tabla 7.8. Dimensiones de la viga transversal

	b (cm)	h (cm)	hy (cm)
Aleta superior	10	0,8	0,8
Alma	0,8	38,4	38,4
Aleta inferior	10	0,8	0,8
Tablero	20	5	

Tomada de los apuntes de clase y Diseño de Puentes Colgantes del Ingeniero Samuel Montero Vargas.

Las siguientes tablas muestran la inercia en la viga longitudinal, teniendo en cuenta la aplicación de la carga muerta (DL), la carga sobre-impuesta (SDL) y la viva (LL), respectivamente:

Tabla 7.9. Carga muerta

Sección de acero (DL)						
	A (cm²)	d (cm)	A x d (cm³)	A x d² (cm⁴)	I_o (cm⁴)	I (cm⁴)
Aleta superior	8	39,6	316,8	12545,3	0,43	12545,7
Alma	30,72	20	614,4	12288	3774,87	16062,8
Aleta inferior	8	0,4	3,20	1,28	0,43	1,71
Σ	46,72		934,4			28610,2
$d_s = - \Sigma A \times d / \Sigma A$		-20		-20	934,40	-18688
I_{NA} =						9922,2

Tomada de los apuntes de clase y Diseño de Puentes Colgantes del Ingeniero Samuel Montero Vargas

Tabla 7.10. Carga sobre-impuesta

Sección compuesta para cargas muertas n=30 (SDL)						
	A (cm²)	d (cm)	A x d (cm³)	A x d² (cm⁴)	I_o (cm⁴)	I (cm⁴)
Acero	46,72	20	934,4			28610,3
Concreto	3,33	42,5	141,5	6014,8	6,94	6021,7
Σ	50,05		1075,9			34632
$d_{c30} = - \Sigma A \times d / \Sigma A$		-21,5		-21,5	1076,07	-23131,8
I_{NA} =						11500

Tomada de los apuntes de clase y Diseño de Puentes Colgantes del Ingeniero Samuel Montero Vargas

Tabla 7.11.Carga viva

Sección compuesta para cargas vivas n=10 (LL)						
	A (cm ²)	d (m)	A x d (cm ³)	A x d ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)	I (cm ⁴)
Acero	46,72	20	934,4			28610,3
Concreto	10	42,5	425	18062,5	20,83	18083,3
Σ	56,72		1359,4			46694
$d_{c10} = - \Sigma A \times d / \Sigma A$		-23,97		-23,97	1359,4	-32585
I _{NA} =						14109

Tomada de los apuntes de clase y Diseño de Puentes Colgantes del Ingeniero Samuel Montero Vargas

7.7. DISEÑO DE LOS CABLES

El diseño de los cables se divide en dos etapas, inicialmente se realiza el cálculo de las fuerzas y deformaciones en el cable ocasionadas por las cargas muertas utilizando la teoría de la estática de cables, considerando que la viga de rigidez esta articulada en los pendolones. Es decir, no hay interacción entre la viga y el cable.

En la segunda etapa se modelará el cable y toda la estructura considerando la viga de rigidez como elemento continuo, por lo que no se aplica la estática de cables, por lo tanto se utilizo el programa Sap2000, para evaluar el efecto de las cargas vivas. Para considerar los efectos de segundo orden, la modelación geométrica inicial se hará teniendo en cuenta la deformación de las cargas permanentes.

7.7.1. Análisis para carga muerta:

Longitud de la luz	L = 103,80m
Longitud luz lateral izquierda	L _i = 18,57m
Longitud luz lateral derecha	L _d = 18,57m
Flecha inicial del cable	f _o = 10,64m
Carga muerta por cable	W = 791kg/m
Módulo de elasticidad cable	E _c = 1500000kg/cm ²

Inicialmente se supone que el cable tiene una flecha de 10,64m, por otra parte las especificaciones de los cables a utilizar se obtienen del manual de EMCOCABLES. Se propone utilizar cables (6*19) de alma llena (AA) galvanizados.

Área de un cable $\Phi 1 \frac{1}{2}$ "	$A_c = 7,12\text{cm}^2$
Área del cable 7 $\Phi 1 \frac{1}{2}$ "	$A_c = 49,84\text{cm}^2$
Resistencia a la rotura por cable	$P_u = 75,12\text{ton (Anexo A)}$
Resistencia de 7 $\Phi 1 \frac{1}{2}$ "	$P_u = 525,81\text{ton}$

De acuerdo con el manual de EMCOCABLES el área para un cable de $1 \frac{1}{2}$ " es $A_c=7,12\text{cm}^2$, teniendo en cuenta que son 7 cables el área total es $A_c=49,84\text{cm}^2$. Para determinar la resistencia a la rotura al igual que en el área primero se calcula para un cable y luego para los siete, de esta forma se tiene:

7.7.1.1. Fuerza horizontal en cada cable:

$$H = \frac{W \times L^2}{8 \times f}$$

$$H = \frac{(791\text{kg/m}) \times (103,8\text{m})^2}{8 \times 10,64\text{m}}$$

$$H = 100124\text{kg}$$

7.7.1.2. Longitud inicial del cable:

$$S = L \times \left(1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{f}{L} \right)^2 \right)$$

$$S = 103,8\text{m} \times \left(1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{10,64\text{m}}{103,80\text{m}} \right)^2 \right)$$

$$S = 106,7\text{m}$$

7.7.1.3. Alargamiento inicial del cable central:

$$\Delta S_1 = \frac{H \times L}{A_c \times E_c \times \left(1 + \frac{16}{3} \times \left(\frac{f}{L} \right)^2 \right)}$$

$$\Delta S_1 = \frac{100124 \times 103,8}{49,84 \times 1500000 \times \left(1 + \frac{16}{3} \times \left(\frac{10,64}{103,8}\right)^2\right)}$$

$$\Delta S_1 = 0,132\text{m}$$

7.7.1.4. Alargamiento del cable lateral izquierdo:

$$\Delta S_2 = \frac{H \times L_1}{Ac \times Ec \times (\sec^2 \theta_1)}$$

$$\Delta S_2 = \frac{100124 \times 18,586}{49,84 \times 1500000 \times (\sec^2 20,364)}$$

$$\Delta S_2 = 0,003\text{m}$$

7.7.1.5. Alargamiento del cable lateral derecho:

$$\Delta S_2 = \frac{H \times L_2}{Ac \times Ec \times (\sec^2 \theta_2)}$$

$$\Delta S_2 = \frac{100124 \times 18,586}{49,84 \times 1500000 \times (\sec^2 20,364)}$$

$$\Delta S_2 = 0,003\text{m}$$

7.7.1.6. Alargamiento inicial total del cable

$$\Delta t_0 = 0,132\text{m} + 0,003\text{m} + 0,003\text{m}$$

$$\Delta t_0 = 0,138\text{m}$$

7.7.1.7. Aumento inicial de la flecha (Durante la construcción):

$$\Delta f_o = \frac{15 \times \Delta t_o}{\left(80 \times \left(\frac{f}{L}\right)\right) - \left(384 \times \left(\frac{f}{L}\right)^3\right)}$$

$$\Delta f_o = \frac{15 \times 0,138}{\left(80 \times \left(\frac{10,64}{103,80}\right)\right) - \left(384 \times \left(\frac{10,64}{103,8}\right)^3\right)}$$

$$\Delta f_o = 0,27\text{m}$$

7.7.1.8. Flecha final

$$f_f = f_o + \Delta f_o$$

$$f_f = 10,64 + 0,27$$

$$f_f = 10,91\text{m}$$

Cota cable torre	= 14,61 (respecto del tablero)
Flecha inicial	= 10,64m
Cota inicial del cable CL	= 14,61m – 10,64m
	= 3,97m
Cota al final de la construcción CL	= 3,97m – 0,27
	= 3,7m

7.7.1.9. Ecuación de la trayectoria del cable

$$y = \left(\frac{W \times L \times X}{2 \times H}\right) - \left(\frac{W \times X^2}{2 \times H}\right)$$

$$y = \left(\frac{791 \times 103,8 \times X}{2 \times 100124}\right) - \left(\frac{791 \times X^2}{2 \times 100124}\right)$$

$$y = (0,41 \times X) - (0,004 \times X^2)$$

$$y' = 0,41 - (0,008 \times X)$$

Evaluando la derivada, cuando $x = 0$, de lo cual resulta:

$$y' = 0,41$$

El ángulo de llegada a la torre es igual a:

$$\theta_c = 22^\circ 48' 06''$$

7.7.1.10. Tensión en el cable en la torre por cargas permanentes

$$T = \sqrt{1 + (y')^2} \times H$$

$$T = \sqrt{1 + (0,41)^2} \times 100124$$

$$T = 108213\text{kg}$$

7.7.2. Análisis para carga viva Utilizando el programa Sap2000 se modela la estructura para la flecha inicial de 10,91m, considerando la deformación por carga muerta. La carga viva se modela para una carga viva peatonal de 400kg/m.

Para dicha modelación se obtienen los siguientes resultados:

$$H_v = 63058\text{kg}$$

Donde H_v corresponde a la carga axial máxima en el cable, producida por la carga viva.

La tensión en el cable por carga viva e impacto, resultante de la fuerza horizontal anterior es:

$$T_v = 63133\text{kg}$$

7.7.2.1. Análisis para temperatura Para un aumento de la temperatura de 24° se generan en el cable las siguientes fuerzas:

$$H_t = 2621\text{kg}$$

La tensión en el cable por temperatura, resultante de la fuerza horizontal anterior es:

$$T_t = 2621\text{kg}$$

7.7.2.2. Tensión en el cable La tensión máxima presente en el cable, se obtiene de la siguiente manera:

$$T_{\text{máx}} = T + T_v + T_t$$

$$T_{\text{máx}} = 108213 + 63133 + 2621$$

$$T_{\text{máx}} = 173967\text{kg}$$

Teniendo en cuenta que en el diseño se utilizan 7 cables de acero (6 x 19), de alma de acero (AA), de diámetro $\phi = 1\frac{1}{2}$ ", se tiene que la capacidad a la rotura es:

$$T_u = 525812\text{kg}$$

7.7.2.3. Factor de seguridad

$$F_s = \frac{T_u}{T_{\text{máx}}}$$

$$F_s = \frac{525812\text{kg}}{173967\text{kg}}$$

$$F_s = 3,0$$

Según recomendaciones del fabricante de cables colgantes, se requiere un factor de seguridad entre 3 y 5. Por lo que se considera un valor aceptable.

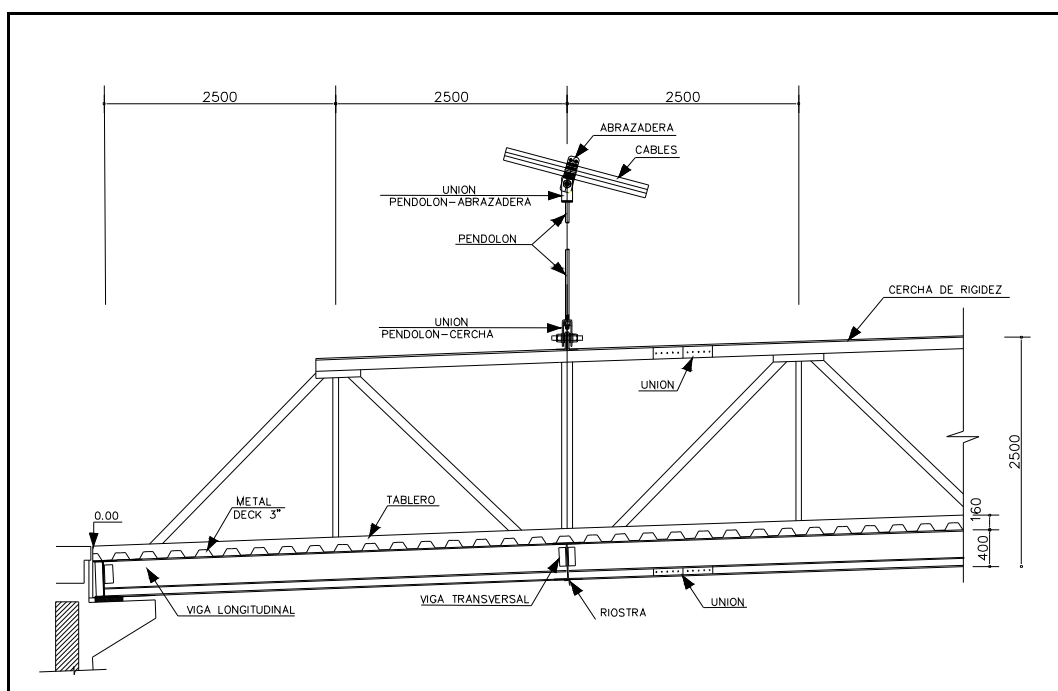
7.8. DISEÑO DE LA CERCHA DE RIGIDEZ

Las hipótesis de diseño suponen que las cerchas minimizan las grandes deformaciones que producen las cargas vivas, pero no colaboran para soportar las cargas muertas, que deben ser soportadas directamente por los cables. En consecuencia a los cables deberá habersele aplicado la totalidad de las cargas muertas antes de que se ligen rígidamente las uniones de la cuerda superior de las cerchas.

Se puede considerar que la totalidad de las cargas muertas se aplica cuando se funde el tablero de concreto, inclusive antes de fundir la continuidad de los mismos sobre las vigas transversales.

Para garantizar que la cercha no tome esfuerzos debidos a la carga muerta, se deberá lograr que una vez fundido el tablero, la cercha mantenga su geometría inicial. No obstante, es posible que en la construcción esto no se logre totalmente, debido a esto algunos diseñadores prevén para el diseño de los elementos, combinaciones de carga que incluyen el 20% de la carga muerta, más la carga viva, más las fuerzas inducidas por la variación de temperatura, para el caso de éste diseño solo se trabajará con la envolvente de carga viva (ENVEVIVA).

Los elementos se diseñarán en acero A36.



7.12. Detalle de la sección longitudinal

7.8.1. Cordón inferior

El cordón inferior se debe diseñar tanto a tensión como a compresión, para esto se toman los elementos de mayor carga, positiva y negativa (la carga se toma del programa SAP, de la combinación ENVEVIVA, es decir, la envolvente de carga viva).

Elemento 22:	T _{máx} = 22320kg (Tensión)
Elemento 195:	T _{máx} = 10288kg (Compresión)
Perfil propuesto:	Ángulo doble 3" x 3" x ½"
Módulo del acero:	E = 2038736kg/cm ²
Resistencia del acero:	F _y = 2530kg/cm ²
Longitud del elemento:	L = 250m

El esfuerzo admisible en el acero estructural, según la tabla A.9-8 del CCDSP95 es:

$$\begin{aligned}
 F_a &= 0,55F_y \\
 F_a &= 0,55 \times 2530\text{kg/cm}^2 \\
 F_a &= 1392\text{kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

La longitud del elemento se toma de las dimensiones dadas en SAP o en AUTOCAD. Los siguientes datos son tomados de la tabla* que contiene las características del ángulo.

Área del perfil:	A = 17,74cm ²
Radio de giro:	R _x = 2,28cm
	R _z = 1,48cm

Teniendo en cuenta que los ángulos no están conectados de ninguna manera, para los cálculos se utiliza el radio de giro en z (R_z).

$$\frac{K \times L}{R}$$

$$\frac{1 \times 250\text{cm}}{1,48\text{cm}} = 169$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times E}{F_y}}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \times (3,1416)^2 \times (2038736 \text{ kg / cm}^2)}{2530 \text{ kg / cm}^2}} = 126$$

Se determina si el perfil propuesto sirve para el diseño, teniendo en cuenta lo siguiente:

$$\frac{KL}{R} > C_c \Rightarrow F_a = \frac{94900}{\left(\frac{KL}{R}\right)^2} \quad 7-1$$

Entonces se tiene que $\frac{KL}{R} > C_c$

$$169 > 126$$

Reemplazando en la ecuación 8-1

$$\Rightarrow F_a = \frac{94900}{\left(\frac{KL}{R}\right)^2} \Rightarrow F_a = \frac{94900}{(169)^2}$$

$$\Rightarrow F_a = 332,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,55F_y > F_a \Rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$1392 \text{ kg/cm}^2 > 332 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

Ya que el ángulo supuesto inicialmente cumple con las especificaciones del CCDSP95, se determina que para el cordón inferior se utiliza el ángulo de 3" x 3" x 1/2".

7.8.1.1. Soldadura para el cordón inferior La conexión de los elementos del cordón inferior con los otros elementos será una conexión soldada, para esto se tiene en cuenta lo siguiente:

Elemento 22:	T _{máx} = 22320kg (Tensión)
Elemento 195:	T _{máx} = 10288kg (Compresión)

De acuerdo con el A.9.32.2 del CCDSP95 y tomando la soldadura de filete se tiene que:

$$F_v = 0,27F_u$$

Donde el esfuerzo de tensión es $F_u = 4920\text{kg/cm}^2$ (70000psi), por lo tanto el esfuerzo básico admisible a cortante es

$$F_v = 1328\text{kg/cm}^2$$

En el A.9.23.2.2 del CCDSP95 se especifica el tamaño de la soldadura de filete, aunque el ingeniero podrá aprobar soldaduras de filete más pequeñas con base en los esfuerzos aplicados usando un precalentamiento apropiado:

Espesor de la soldadura	$t_s \text{ mín} = 0,6\text{cm}$
	$t_s \text{ máx} = 1,1\text{cm}$
	<u>Utilizamos = 1,0cm</u>

De esta manera se tiene que la longitud de la soldadura es la siguiente:

$$L_s = \frac{T}{0,707 \times t_s \times F_v}$$

$$L_s = \frac{22320}{0,707 \times 10 \times 1328}$$

$$L_s = 24\text{cm}$$

7.8.2. Montantes Los montantes de la cercha, es decir, los elementos verticales, se diseñan tanto a tensión como a compresión, para esto se toman los elementos con mayor carga, positiva y negativa (la carga se toma del programa SAP, de la combinación ENVEVIVA, es decir, la envolvente de carga viva).

Elemento 71:	$T_{\text{máx}} = 4162\text{kg}$ (Tensión)
Elemento 71:	$T_{\text{máx}} = 857\text{kg}$ (Compresión)
Perfil propuesto:	Ángulo doble 2" x 2" x 1/4"
Módulo del acero:	$E = 2038736\text{kg/cm}^2$
Resistencia del acero:	$F_y = 2530\text{kg/cm}^2$
Longitud del elemento:	$L = 238\text{m}$

El esfuerzo admisible en el acero estructural, según la tabla A.9-8 del CCDSP95 es:

$$F_a = 0,55F_y$$

$$F_a = 0,55 \times 2530\text{kg/cm}^2$$

$$F_a = 1392\text{kg/cm}^2$$

La longitud del elemento se toma de las dimensiones dadas en SAP o en AUTOCAD. Los siguientes datos son tomados de la tabla* que contiene las características del ángulo.

$$\begin{aligned}\text{Área del perfil:} & \quad A = 6,06\text{cm}^2 \\ \text{Radio de giro:} & \quad R_x = 1,55\text{cm} \\ & \quad R_z = 0,99\text{cm}\end{aligned}$$

Teniendo en cuenta que los ángulos no están conectados de ninguna manera, para los cálculos se utiliza el radio de giro en z (R_z).

$$\frac{K \times L}{R}$$

$$\frac{1 \times 238\text{cm}}{0,99\text{cm}} = 240$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times E}{F_y}}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \times (3,1416)^2 \times (2038736\text{ kg/cm}^2)}{2530\text{ kg/cm}^2}} = 126$$

Se determina si el perfil propuesto sirve para el diseño, teniendo en cuenta lo siguiente:

$$\frac{KL}{R} > C_c \Rightarrow F_a = \frac{94900}{\left(\frac{KL}{R}\right)^2} \quad 7-1$$

Entonces se tiene que $\frac{KL}{R} > C_c$

$$240 > 126$$

Reemplazando en la ecuación 9-1

$$\Rightarrow Fa = \frac{94900}{\left(\frac{KL}{R}\right)^2} \Rightarrow Fa = \frac{94900}{(240)^2}$$

$$\Rightarrow Fa = 165\text{kg/cm}^2$$

$$0,55F_y > Fa \quad \Rightarrow \text{Cumple}$$

$$1392\text{kg/cm}^2 > 165\text{kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Cumple}$$

Ya que el ángulo supuesto inicialmente cumple con las especificaciones del CCDSP95, se determina que para los montantes se utiliza el ángulo de 2" x 2" x 1/4"

7.8.2.1. Soldadura para los montantes La conexión de los montantes con los otros elementos será una conexión soldada, para esto se tiene en cuenta lo siguiente:

Elemento 71:	$T_{\text{máx}} = 4162\text{kg}$ (Tensión)
Elemento 71:	$T_{\text{máx}} = 857\text{kg}$ (Compresión)

De acuerdo con el A.9.32.2 del CCDSP95 y tomando la soldadura de filete se tiene que:

$$F_v = 0,27F_u$$

Donde el esfuerzo de tensión es $F_u = 4920\text{kg/cm}^2$ (70000psi), por lo tanto el esfuerzo básico admisible a cortante es

$$F_v = 1328\text{kg/cm}^2$$

En el A.9.23.2.2 del CCDSP95 se especifica el tamaño de la soldadura de filete, aunque el ingeniero podrá aprobar soldaduras de filete más pequeñas con base en los esfuerzos aplicados usando un precalentamiento apropiado:

Espesor de la soldadura	$t_s \text{ mín} = 0,6\text{cm}$
	$t_s \text{ máx} = 1,1\text{cm}$
	<u>Utilizamos = 1,0cm</u>

De esta manera se tiene que la longitud de la soldadura es la siguiente:

$$L_s = \frac{T}{0,707 \times t_s \times F_v}$$

$$L_s = \frac{4162}{0,707 \times 10 \times 1328}$$

$$L_s = 5\text{cm}$$

7.8.3. Cordón superior El cordón superior de la cercha se diseña tanto a tensión como a compresión, para esto se toman los elementos con mayor carga, positiva y negativa (la carga se toma del programa SAP, de la combinación ENVEVIVA, es decir, la envolvente de carga viva).

Elemento 215:	T _{máx} = 22991kg (Tensión)
Elemento 219:	T _{máx} = 63046kg (Compresión)
Perfil propuesto:	Ángulo doble 3" x 3" x ½"
Módulo del acero:	E = 2038736kg/cm ²
Resistencia del acero:	F _y = 2530kg/cm ²
Longitud del elemento:	L = 250m

El esfuerzo admisible en el acero estructural, según la tabla A.9-8 del CCDSP95 es:

$$\begin{aligned} F_a &= 0,55F_y \\ F_a &= 0,55 \times 2530\text{kg/cm}^2 \\ F_a &= 1392\text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

La longitud del elemento se toma de las dimensiones dadas en SAP o en AUTOCAD. Los siguientes datos son tomados de la tabla (Anexo B) que contiene las características del ángulo.

Área del perfil:	A = 17,74cm ²
Radio de giro:	R _x = 2,28cm
	R _z = 1,48cm

Teniendo en cuenta que los ángulos no están conectados de ninguna manera, para los cálculos se utiliza el radio de giro en z (R_z).

$$\frac{K \times L}{R}$$

$$\frac{1 \times 250 \text{ cm}}{1,48 \text{ cm}} = 169$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times E}{F_y}}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \times (3,1416)^2 \times (2038736 \text{ kg/cm}^2)}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 126$$

Se determina si el perfil propuesto sirve para el diseño, teniendo en cuenta lo siguiente:

$$\frac{KL}{R} > C_c \Rightarrow F_a = \frac{94900}{\left(\frac{KL}{R}\right)^2} \quad 7-1$$

Entonces se tiene que $\frac{KL}{R} > C_c$

$$240 > 126$$

Reemplazando en la ecuación 8-1

$$\Rightarrow F_a = \frac{94900}{\left(\frac{KL}{R}\right)^2} \Rightarrow F_a = \frac{94900}{(169)^2}$$

$$\Rightarrow F_a = 332 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,55 F_y > F_a \Rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$1392 \text{ kg/cm}^2 > 332 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

Ya que el ángulo supuesto inicialmente cumple con las especificaciones del CCDSP95, se determina que para el cordón superior se utiliza el ángulo de 3" x 3" x 1/2".

7.8.3.1. Soldadura para cordón superior La conexión de los elementos del cordón superior con los otros elementos será una conexión soldada, para esto se tiene en cuenta lo siguiente:

Elemento 71: $T_{\text{máx}} = 22991\text{kg}$ (Tensión)
 Elemento 71: $T_{\text{máx}} = 63046\text{kg}$ (Compresión)

De acuerdo con el A.9.32.2 del CCDSP95 y tomando la soldadura de filete se tiene que:

$$F_v = 0,27F_u$$

Donde el esfuerzo de tensión es $F_u = 4920\text{kg/cm}^2$ (70000psi), por lo tanto el esfuerzo básico admisible a cortante es

$$F_v = 1328\text{kg/cm}^2$$

En el A.9.23.2.2 del CCDSP95 se especifica el tamaño de la soldadura de filete, aunque el ingeniero podrá aprobar soldaduras de filete más pequeñas con base en los esfuerzos aplicados usando un precalentamiento apropiado:

Espesor de la soldadura $t_s \text{ mín} = 0,6\text{cm}$
 $t_s \text{ máx} = 1,1\text{cm}$
 Utilizamos = 1,0cm

De esta manera se tiene que la longitud de la soldadura es la siguiente:

$$L_s = \frac{T}{0,707 \times t_s \times F_v}$$

$$L_s = \frac{22991}{0,707 \times 1,0 \times 1328}$$

$$L_s = 25\text{cm}$$

7.8.4. Diagonales Las diagonales de la cercha se deben diseñar tanto a tensión como a compresión, para esto se toman los elementos de mayor carga, positiva y negativa (la carga se toma del programa SAP, de la combinación ENVEVIVA, es decir, la envolvente de carga viva).

Elemento 51:	$T_{\text{máx}} = 12253\text{kg}$ (Tensión)
Elemento 50:	$T_{\text{máx}} = 12595\text{kg}$ (Compresión)
Perfil propuesto:	Ángulo doble 3" x 3" x 1/4"
Módulo del acero:	$E = 2038736\text{kg/cm}^2$
Resistencia del acero:	$F_y = 2530\text{kg/cm}^2$
Longitud del elemento:	$L = 350\text{m}$

El esfuerzo admisible en el acero estructural, según la tabla A.9-8 del CCDSP95 es:

$$\begin{aligned} F_a &= 0,55F_y \\ F_a &= 0,55 \times 2530\text{kg/cm}^2 \\ F_a &= 1392\text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

La longitud del elemento se toma de las dimensiones dadas en SAP o en AUTOCAD. Los siguientes datos son tomados de la tabla (Anexo B) que contiene las características del ángulo.

Área del perfil:	$A = 9,29\text{ cm}^2$
Radio de giro:	$R_x = 2,36\text{cm}$
	$R_z = 1,50\text{cm}$

Teniendo en cuenta que los ángulos no están conectados de ninguna manera, para los cálculos se utiliza el radio de giro en z (R_z).

$$\frac{K \times L}{R}$$

$$\frac{1 \times 350\text{cm}}{1,5\text{cm}} = 233$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times E}{F_y}}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \times (3,1416)^2 \times (2038736\text{ kg/cm}^2)}{2530\text{ kg/cm}^2}} = 126$$

Se determina si el perfil propuesto sirve para el diseño, teniendo en cuenta lo siguiente:

$$\frac{KL}{R} > C_c \Rightarrow F_a = \frac{94900}{\left(\frac{KL}{R}\right)^2} \quad 7-1$$

Entonces se tiene que $\frac{KL}{R} > C_c$

$$233 > 126$$

Reemplazando en la ecuación 8-1

$$\begin{aligned} \Rightarrow F_a &= \frac{94900}{\left(\frac{KL}{R}\right)^2} & \Rightarrow F_a &= \frac{94900}{(233)^2} \\ & & \Rightarrow F_a &= 175 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$0,55F_y > F_a \quad \Rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$1392 \text{ kg/cm}^2 > 175 \text{ kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

Ya que el ángulo supuesto inicialmente cumple con las especificaciones del CCDSP95, se determina que para las diagonales se utiliza el ángulo de 3" x 3" x 1/4".

7.8.4.1. Soldadura para diagonales La conexión de las diagonales con los otros elementos será una conexión soldada, para esto se tiene en cuenta lo siguiente:

Elemento 71:	$T_{\text{máx}} = 12253 \text{ kg}$ (Tensión)
Elemento 71:	$T_{\text{máx}} = 12595 \text{ kg}$ (Compresión)

De acuerdo con el A.9.32.2 del CCDSP95 y tomando la soldadura de filete se tiene que:

$$F_v = 0,27F_u$$

Donde el esfuerzo de tensión es $F_u = 4920\text{kg/cm}^2$ (70000psi), por lo tanto el esfuerzo básico admisible a cortante es

$$F_v = 1328\text{kg/cm}^2$$

En el A.9.23.2.2 del CCDSP95 se especifica el tamaño de la soldadura de filete, aunque el ingeniero podrá aprobar soldaduras de filete más pequeñas con base en los esfuerzos aplicados usando un precalentamiento apropiado:

Espesor de la soldadura	$t_s \text{ mín} = 0,6\text{cm}$
	$t_s \text{ máx} = 1,1\text{cm}$
	<u>Utilizamos = 1,0cm</u>

De esta manera se tiene que la longitud de la soldadura es la siguiente:

$$L_s = \frac{T}{0,707 \times t_s \times F_v}$$

$$L_s = \frac{12253}{0,707 \times 1,0 \times 1328}$$

$$L_s = 13\text{cm}$$

7.9. DISEÑO DE LOS PENDOLONES

Carga muerta	= 5414kg
Carga viva	= 884kg
Carga temperatura	= <u>136kg</u>
Carga total	= 6434kg

Para el diseño de los pendolones se debe tener en cuenta las siguientes especificaciones:

Esfuerzo admisible por aplastamiento	A36 = 980 kg/cm ²
Esfuerzo admisible por corte	A36 = 980 kg/cm ²
Esfuerzo admisible a tensión (sección bruta)	A36 = 1410 kg/cm ²
Esfuerzo admisible a tensión (sección neta)	A36 = 2040 kg/cm ²
Esfuerzo admisible por corte pernos	A490 = 1760 kg/cm ²
Esfuerzo admisible por aplastamiento pernos	A490 = 1760 kg/cm ²

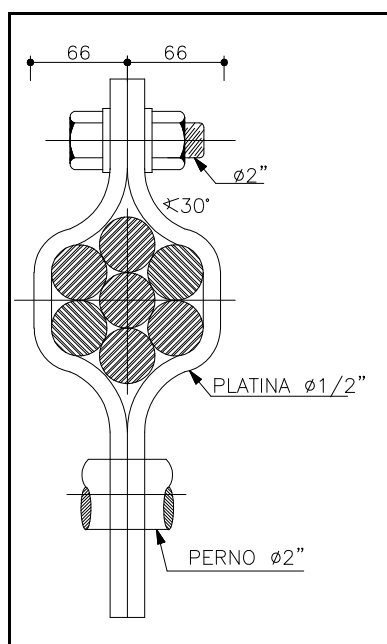
Se propone un pendolón de $\phi = 1 \frac{1}{4}$ ", es decir, 3,18cm de diámetro, pasadores $\phi = 2$ ", es decir, 5,08cm de diámetro y platinas $e = \frac{1}{2}$ ", es decir, de 1,27cm.

7.9.1. Esfuerzo de aplastamiento

$$\sigma = \frac{P}{\phi \times e}$$

$$\sigma = \frac{6434 \text{ kg}}{5,08 \text{ cm} \times 1,27 \text{ cm} \times 2}$$

$$\sigma = 499 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \underline{\underline{\text{Cumple}}}$$



7.13. Detalle transversal de la abrazadera de 7 cables

7.9.2. Esfuerzo a tensión en el pendolón

$$\sigma = \frac{P}{\left(\frac{\pi \times \phi^2}{4} \right)}$$

$$\sigma = \frac{6434\text{kg}}{\left(\frac{\pi \times (3,18\text{cm})^2}{4} \right)}$$

$$\sigma = 810\text{kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

7.9.3. Esfuerzo a tensión en la platina – sección bruta

$$\sigma = \frac{P}{(b \times e)}$$

$$\sigma = \frac{6434\text{kg}}{(12\text{cm} \times 1,27\text{cm} \times 2)}$$

$$\sigma = 211\text{kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

7.9.4. Esfuerzo a tensión en la platina – sección neta

$$\sigma = \frac{P}{((b - (\phi + 0,32)) \times e)}$$

$$\sigma = \frac{6434\text{kg}}{((12\text{cm} - (5,08\text{cm} + 0,32)) \times 1,27\text{cm} \times 2)}$$

$$\sigma = 384\text{kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

7.9.5. Esfuerzo de corte en el pasador (corte doble)

$$\sigma = \frac{P}{\left(\frac{\pi \times \phi^2}{4} \right)}$$

$$\sigma = \frac{6434\text{kg}}{\left(\frac{2 \times \pi \times (5,08\text{cm})^2}{4} \right)}$$

$$\sigma = 159\text{kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \underline{\underline{\text{Cumple}}}$$

7.9.6. Esfuerzo a flexión en el pasador (corte doble)

$$M = 0,5 \times P \times (4,6 - 0,6)$$

$$M = 0,5 \times 6434\text{kg} \times (4,6 - 0,6)$$

$$M = 12868\text{kg-cm}$$

$$\sigma = \frac{M}{S}$$

$$\sigma = \frac{12868\text{kg-cm}}{\left(\frac{\pi \times (5,08\text{cm})^3}{32} \right)}$$

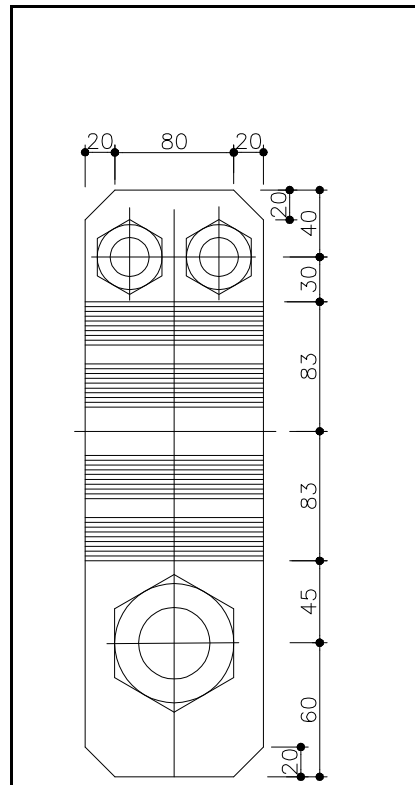
$$\sigma = 1000\text{kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \underline{\underline{\text{Cumple}}}$$

7.9.7. Esfuerzo de corte en los dos pernos superiores $\phi = 1''$ (corte simple)

$$\sigma = \frac{P}{\left(\frac{\pi \times \phi^2}{4} \right)}$$

$$\sigma = \frac{6434\text{kg}}{\left(\frac{2 \times \pi \times (2,54\text{cm})^2}{4} \right)}$$

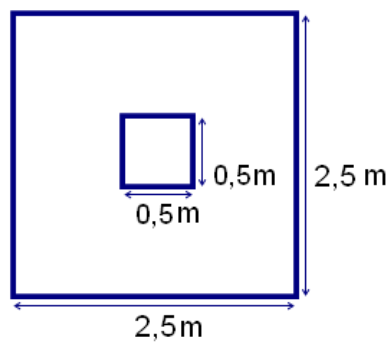
$$\sigma = 635\text{kg/cm}^2 \Rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$



7.14. Detalle longitudinal de la abrazadera de 7 cables

7.10. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

El diseño de la cimentación se realizará para una zapata aislada, cuadrada, la cual deberá soportar una columna de 50cm x 50cm.



7.10.1. Diseño**Combo 1**

Para el diseño de la zapata se utilizan las cargas ÚLTIMA y de SERVICIO, correspondientes a cada uno de los combos determinados en el diseño del puente colgante, dichos datos son proporcionados por el programa SAP2000.

Longitud de la zapata:	$L = 2,5\text{m}$
Base de la columna:	$B_{col} = 0,5\text{m}$
Esfuerzo admisible:	$\sigma_{adm} = 20\text{Ton/m}^2$
Carga de servicio:	$P = 63,93\text{ Ton}$
Carga última:	$P_u = 103,04\text{ Ton}$
Momento 22:	$M_{22} = 0,07\text{ Ton-m}$
Momento 33:	$M_{33} = 0,18\text{Ton-m}$

Inicialmente se propone diseñar una zapata cuadrada de longitud $L = 2,5\text{m}$ teniendo en cuenta una columna de base $B = 0,5\text{m}$, para lo cual se tiene que el esfuerzo admisible para el combo 1, de acuerdo con el CCDSP95, es $\sigma_{adm} = 20,0\text{Ton/m}^2$, en el diseño de la zapata se trabaja con las cargas $P = 63,93\text{Ton}$ y $P_u = 103,04\text{Ton}$, y los momentos $M_{22} = 0,07\text{ Ton-m}$ y $M_{33} = 0,18\text{Ton-m}$, los cuales son datos obtenidos del programa SAP2000.

7.10.1.1. Excentricidad 22

$$e_{22} = \frac{M_{22}}{P}$$

$$e_{22} = \frac{0,07}{63,93} \Rightarrow e_{22} = 0,001\text{m}$$

7.10.1.2. Excentricidad 33

$$e_{33} = \frac{M_{33}}{P}$$

$$e_{33} = \frac{0,18}{63,93} \Rightarrow e_{33} = 0,003\text{m}$$

7.10.1.3. Esfuerzo máximo

$$\sigma_{M\acute{A}X} = \frac{P}{L^2} \left(1 + \frac{6 \times e_{33}}{L} + \frac{6 \times e_{22}}{L} \right)$$

$$\sigma_{M\acute{A}X} = \frac{63,93}{2,5^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0,003}{2,5} + \frac{6 \times 0,001}{2,5} \right)$$

$$\sigma_{M\acute{A}X} = 10,3 \text{Ton/m}^2$$

7.10.1.4. Esfuerzo mínimo

$$\sigma_{M\acute{I}N} = \frac{P}{L^2} \left(1 - \frac{6 \times e_{33}}{L} - \frac{6 \times e_{22}}{L} \right)$$

$$\sigma_{M\acute{I}N} = \frac{63,93}{2,5^2} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 0,003}{2,5} - \frac{6 \times 0,001}{2,5} \right)$$

$$\sigma_{M\acute{I}N} = 10,1 \text{ Ton/m}^2$$

De acuerdo con el Código Colombiano de diseño sísmico de Puentes, 1995, el esfuerzo admisible para el combo 1 es $\sigma_{adm} = 20 \text{Ton/m}^2$, por lo tanto se debe cumplir que el $\sigma_{M\acute{A}X} < \sigma_{adm}$ y el $\sigma_{M\acute{I}N} > 0$.

$$\begin{array}{l} \sigma_{adm} > \sigma_{M\acute{A}X} \\ 20 > 10,3 \end{array} \Rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$\begin{array}{l} \sigma_{M\acute{I}N} > 0 \\ 10,1 > 0 \end{array} \Rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

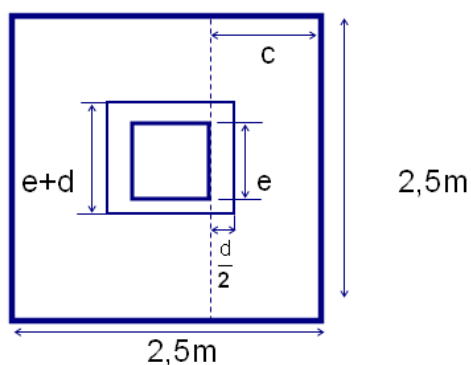
Siguiendo el procedimiento aplicado anteriormente se obtiene la siguiente tabla de datos:

Tabla 7.12. Datos obtenidos

Combo	Pu (Ton)	P (Ton)	M ₂₂ (Ton-m)	M ₃₃ (Ton-m)	e ₂₂ (m)	e ₃₃ (m)	σ_{adm}	$\sigma_{M\acute{a}x}$	$\sigma_{M\acute{i}n}$
1	103,04	63,93	0,07	0,18	0,001	0,003	20	10,3	10,1
2	85,05	41,05	4,10	4,18	0,10	0,10	25	9,7	3,4
3	80,78	41,05	0,01	1,23	0,00	0,03	25	7,0	6,1
4	71,14	64,80	10,71	7,28	0,17	0,11	25	17,3	3,5
4 ^a	71,01	34,87	36,42	4,35	1,04	0,12	25	21,2	10,1
5	80,99	64,80	10,71	7,28	0,17	0,11	28	17,3	3,5
5 ^a	82,56	66,05	4,94	1,77	0,07	0,03	28	13,1	8,0
6	75,83	60,66	14,05	1,79	0,23	0,03	28	15,8	3,6
6 ^a	75,71	60,57	8,00	3,74	0,13	0,06	28	14,2	5,2
7X	42,16	43,27	0,46	0,13	0,01	0,003	26,6	7,1	6,7
7Y	41,83	42,61	1,69	0,00	0,04	0,00	26,6	7,5	6,2

Tomado de los cálculos realizados durante el desarrollo del Diseño.

7.10.2. Diseño a flexión



Combo 1

Resistencia del concreto:	$f'c = 210\text{kg/cm}^2$
Excentricidad máxima:	$e_{M\acute{a}x} = 0,003\text{m}$ (La mayor entre e_{22} y e_{33})
Resistencia del acero:	$F_y = 4200\text{kg/cm}^2$
Longitud de la zapata:	$L = B = 250\text{cm}$
Base de la columna:	$B_{col} = 0,5\text{m}$
Altura de la zapata:	$H = 70\text{cm}$
Carga última:	$P_u = 103,04\text{ Ton}$
Distancia d:	$d = 64\text{cm}$

Dadas las dimensiones de la zapata se supone una altura $H = 70\text{cm}$, de donde se obtiene la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de refuerzo en tracción $d = H - 0,05\text{m} - 0,01\text{m}$.

7.10.2.1. Esfuerzo último neto

$$\sigma_n = \frac{P_u}{L^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \times e_{\text{Máx}}}{L} \right)$$

$$\sigma_n = \frac{103,04}{2,5^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0,003}{2,5} \right)$$

$$\sigma_n = 16,60 \text{ Ton/m}^2$$

7.10.2.2. Momento último

$$c = \frac{B - B_{\text{col}}}{2}$$

$$c = \frac{2,5 - 0,5}{2} \Rightarrow C = 1,0\text{m}$$

$$M_u = \frac{\sigma_n \times c^2 \times B}{2}$$

$$M_u = \frac{16,6 \times 1^2 \times 2,5}{2} \Rightarrow M_u = 2074793\text{kg-m}$$

7.10.2.3. Cuantía

$$\rho = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 \cdot \left(0,59 \times \frac{F_y}{f'c} \right) \cdot \left(\frac{M_u}{\phi \times B \times d^2 \times F_y} \right)}}{2 \cdot \left(0,59 \times \frac{F_y}{f'c} \right)}$$

$$\rho = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 \cdot \left(0,59 \times \frac{4200}{210}\right) \cdot \left(\frac{2074793}{0,9 \times 2,5 \times 0,64^2 \times 4200}\right)}}{2 \cdot \left(0,59 \times \frac{4200}{210}\right)}$$

$$\rho = 0,0005$$

La ρ calculada, debe cumplir con lo siguiente $\rho_{cal} > \rho_{mín}$, por lo tanto se tiene:

$$\rho_{cal} < \rho_{mín}$$

$$0,0005 < 0,0018$$

$$\Rightarrow \rho_{dis} = \rho_{mín} = 0,0018$$

7.10.2.4. Acero de refuerzo El acero de refuerzo requerido se determina con la cuantía de diseño, obtenida anteriormente.

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$A_s = 20,3\text{cm}^2$$

Utilizando varilla # 6 se necesitan 8 varillas en cada lado, con una separación centro a centro de 36cm.

Siguiendo el procedimiento aplicado anteriormente se obtiene la siguiente tabla de datos:

Tabla 7.13. Datos obtenidos

Combo	$e_{máx}$	σ_u neto (Ton/m ²)	M_u (kg-cm)	ρ	$\rho_{mín}$	$\rho_{diseño}$
1	0,003	16,60	2074793	0,0005	0,0018	0,0018
2	0,102	16,93	2116751	0,0006	0,0018	0,0018
3	0,030	13,85	1731836	0,0004	0,0018	0,0018
4	0,165	15,90	1987039	0,0005	0,0018	0,0018
4A	1,044	39,84	4980552	0,0013	0,0018	0,0018
5	0,165	18,10	2262359	0,0006	0,0018	0,0018
5A	0,075	15,58	1947703	0,0005	0,0018	0,0018
6	0,232	18,88	2359650	0,0006	0,0018	0,0018
6A	0,132	15,95	1994026	0,0005	0,0018	0,0018
7X	0,011	6,92	864617	0,0002	0,0018	0,0018
7Y	0,040	7,33	916101	0,0002	0,0018	0,0018

Tomado de los cálculos realizados durante el desarrollo del Diseño.

7.10.3. Diseño a corte Para el diseño a cortante de la zapata se ha considerando que el terreno de construcción tiene un esfuerzo uniforme.

Combo 1

Longitud de la zapata:	$L = B = 250\text{cm}$
Esfuerzo último neto:	$\sigma_u \text{ neto} = 16,6\text{Ton/m}^2$
Base de la columna:	$B_{col} = 0,5\text{m}$
Altura de la zapata:	$H = 70\text{cm}$
Carga última:	$P_u = 103,04\text{Ton}$
Distancia d:	$d = 64\text{cm}$

7.10.3.1. Análisis de punzonamiento

7.10.3.1.1. Cortante último

$$\text{Área}_{\text{ext}} = L^2 - (B_{\text{col}} + d)^2$$

$$\text{Área}_{\text{ext}} = 2,5^2 - (0,5 + 0,64)^2$$

$$\text{Área exterior} = 4,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área}_{\text{total}} = L \times L$$

$$\text{Área}_{\text{total}} = 2,5 \times 2,5$$

$$\text{Área total} = 6,3 \text{ cm}^2$$

$$V_{u_2} = \frac{\text{Área}_{\text{exterior}}}{\text{Área}_{\text{total}}} \times P_u$$

$$V_{u_2} = \frac{4,95}{6,3} \times 103,04$$

$$V_{u_2} = 80,96\text{Ton}$$

7.10.3.1.2. Fuerza cortante resistente del concreto

$$b_o = 4 \times (d + b_{col})$$

$$b_o = 4 \times (0,64 + 0,5) \Rightarrow b_o = 4,56m$$

$$\phi V_c = \phi \times (1,1 \sqrt{f'_c} \times b_o \times d)$$

$$\phi V_c = 0,85 \cdot (1,1 \times \sqrt{210} \times 456 \times 64)$$

$$\phi V_c = 395,4 \text{ Ton}$$

El diseño debe cumplir que $\phi V_c > V_{u2}$, por lo tanto se tiene que:

$$\begin{aligned} \phi V_c &> V_{u2} \\ 395,4 &> 80,96 \end{aligned} \Rightarrow \text{Cumple}$$

Tabla 7.14. Datos obtenidos

Combo	Vu2 (Ton)	ϕV_c (Ton)	
1	80,96	395,4	CUMPLE
2	66,83	395,4	CUMPLE
3	63,47	395,4	CUMPLE
4	55,9	395,4	CUMPLE
4A	55,79	395,4	CUMPLE
5	63,64	395,4	CUMPLE
5A	64,87	395,4	CUMPLE
6	59,58	395,4	CUMPLE
6A	59,49	395,4	CUMPLE
7X	33,13	395,4	CUMPLE
7Y	32,87	395,4	CUMPLE

Tomado de los cálculos realizados durante el desarrollo del Diseño.

7.10.3.2. Análisis de corte en una dirección**7.10.3.2.1. Cortante último**

$$V_{u1} = \sigma_n \times B \times \frac{B - B_{col}}{2}$$

$$Vu_1 = 16,6 \times 2,5 \times \frac{2,5 - 0,5}{2}$$

$$Vu_1 = 41,5 \text{ Ton}$$

7.10.3.2.2. Fuerza cortante resistente del concreto

$$\phi V_c = \phi \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times L \times d$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 250 \times 64$$

$$\phi V_c = 104,5 \text{ Ton}$$

El diseño debe cumplir que $\phi V_c > Vu_1$, por lo tanto se tiene que:

$$\phi V_c > Vu_1$$

$$104,5 > 41,5 \quad \Rightarrow \text{Cumple}$$

Siguiendo el procedimiento aplicado anteriormente se obtiene la siguiente tabla de datos:

Tabla 7.15. Datos obtenidos

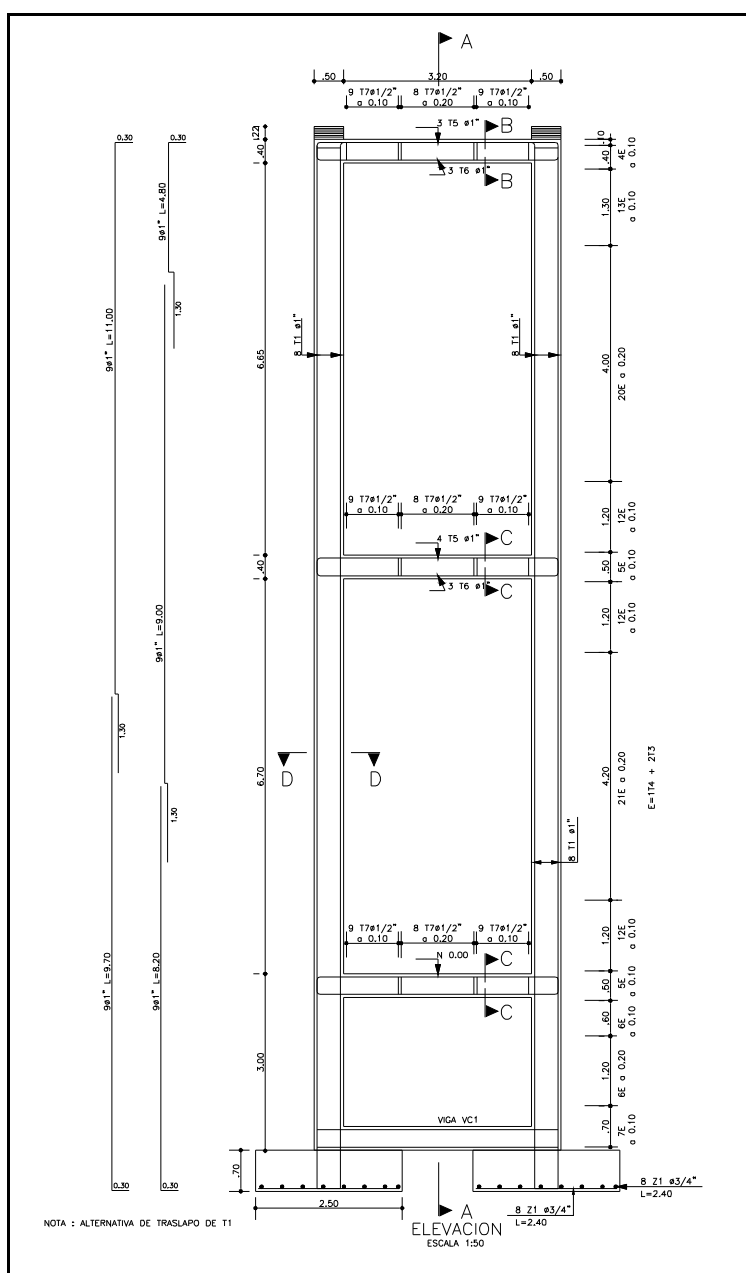
Combo	σ_u neto (Ton/m ²)	Vu_1 (Ton)	ϕV_c (Ton)	
1	16,6	41,5	104,45	CUMPLE
2	16,93	42,3	104,45	CUMPLE
3	13,85	34,64	104,45	CUMPLE
4	15,90	39,74	104,45	CUMPLE
4A	39,84	99,61	104,45	CUMPLE
5	18,10	45,25	104,45	CUMPLE
5A	15,58	38,95	104,45	CUMPLE
6	18,88	47,19	104,45	CUMPLE
6A	15,95	39,88	104,45	CUMPLE
7X	6,92	17,29	104,45	CUMPLE
7Y	7,33	18,32	104,45	CUMPLE

Tomado de los cálculos realizados durante el desarrollo del Diseño.

7.11. DISEÑO DE LAS TORRES

7.11.1. Diseño de las columnas. Para el diseño de las columnas se debe trabajar con el diagrama de biaxialidad, basados en los resultados arrojados por el programa SAP.

Teniendo en cuenta lo anterior, se trabajo con las cargas correspondientes a los elementos 1,2,3,6,7,8, es decir, una sola torre, debido a que por cuestiones de simetría las cargas de los elementos de las otras torres deben ser iguales.



7.15. Detalle de la Torre

7.11.1.1. Acero de Confinamiento

Separación que es aproximada:

$a = 10\text{cm}$

Altura de confinamiento:

$h_c = 40\text{cm}$

Área de confinamiento:

$A_c = 40 \times 40 \Rightarrow A_c = 1600\text{cm}^2$

$A_g = 50 \times 50 \Rightarrow A_g = 2500\text{cm}^2$

$$A_{sh} = 0,30 \times a \times h_c \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$$

$$A_{sh} = 0,30 \times 10 \times 40 \times \left(\frac{2500}{1600} - 1 \right) \times \left(\frac{280}{4200} \right)$$

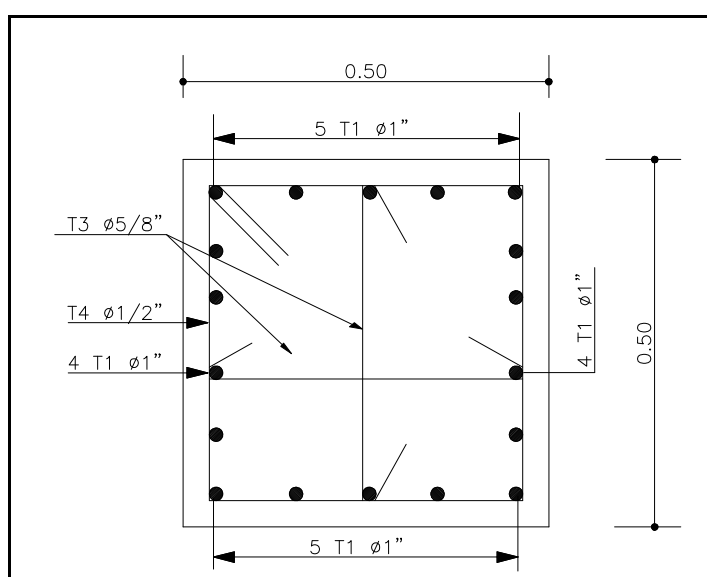
$$A_{sh} = 4,5\text{cm}^2$$

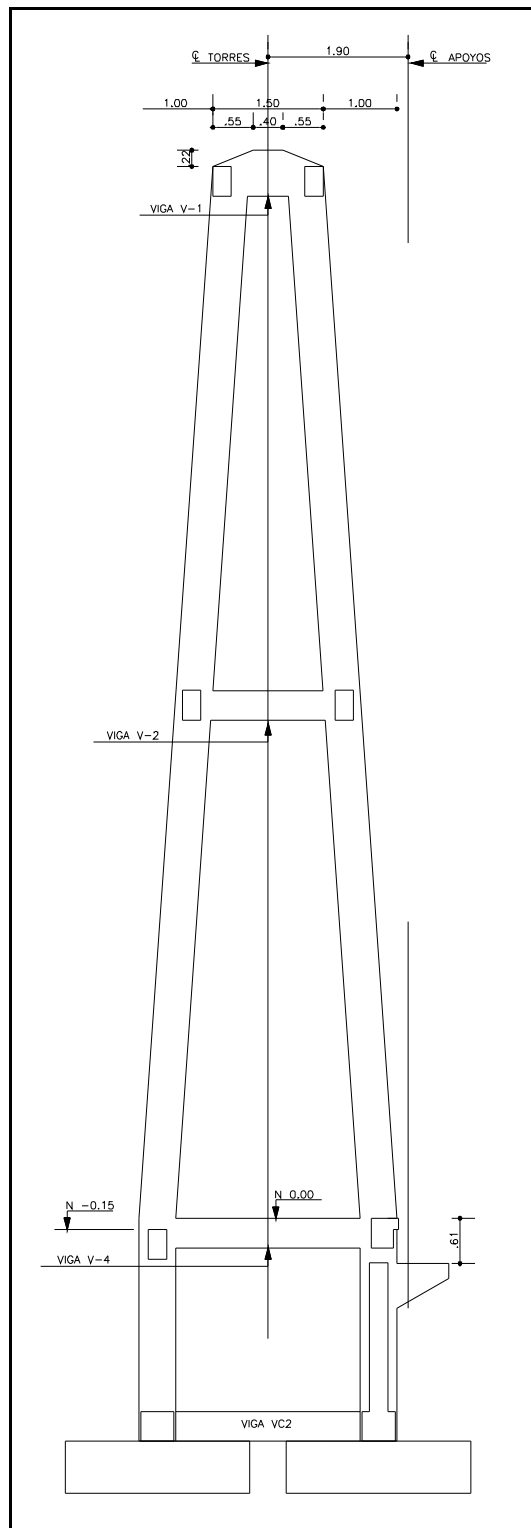
$$A_{sh} = 0,12 \times a \times h_c \times \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$$

$$A_{sh} = 0,12 \times 10 \times 40 \times \left(\frac{280}{4200} \right)$$

$$A_{sh} = 3,2\text{cm}^2$$

Tomando $A_{sh} = 4,5\text{cm}^2$, se tiene que se usan estribos #.4 cada 10cm y una rama suplementaria # 5 cada 10cm.

**7.16. Detalle del refuerzo de la columna**



7.17. Detalle corte A-A

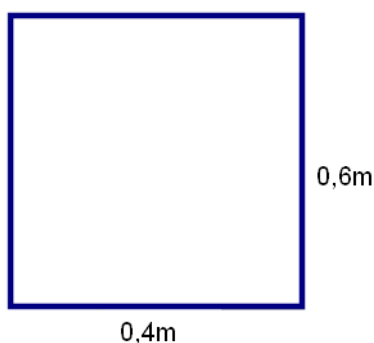
7.11.2. Diseño de las vigas Para el diseño de las vigas que componen las torres, se trabaja con el momento último, obtenido con la ayuda del programa

SAP2000, a criterio del diseñador se tiene dos vigas rectangulares, una de 40cm x 60cm y otra de 40 x 50, base por altura respectivamente, y una distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en compresión $d' = 6\text{cm}$.

7.11.2.1. Diseño a Flexión

Elemento 4

Área transversal (varilla # 4):	$A_v = 2,54 \text{ cm}^2$ (estribos de dos ramas)
Resistencia del concreto:	$f'c = 210\text{kg/cm}^2$
Resistencia del acero:	$F_y = 4200\text{kg/cm}^2$
Momento último:	$M = 35,79\text{Ton-m}$
Base de la viga:	$b = 40\text{cm}$
Distancia d' :	$d' = 6\text{cm}$
Distancia d :	$d = 54\text{cm}$
	$\phi = 0,85$



7.11.2.1.1. Cuantía

$$\rho = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 \cdot \left(0,59 \times \frac{F_y}{f'c}\right) \cdot \left(\frac{M_u}{\phi \times B \times d^2 \times F_y}\right)}}{2 \cdot \left(0,59 \times \frac{F_y}{f'c}\right)}$$

$$\rho = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 \cdot \left(0,59 \times \frac{4200}{210}\right) \cdot \left(\frac{35790}{0,85 \times 40 \times 54^2 \times 4200}\right)}}{2 \cdot \left(0,59 \times \frac{4200}{210}\right)}$$

$$\rho = 0,00021$$

Cuantía mínima

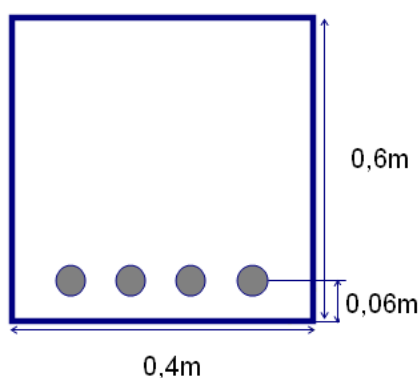
$$\rho_{\min} = 0,0033$$

Cuantía de diseño

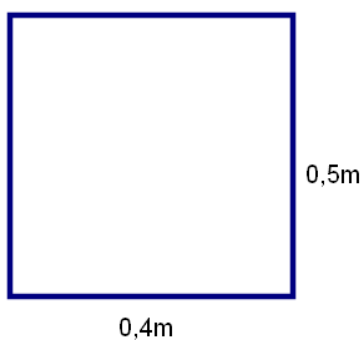
Debido a que la cuantía $\rho < \rho_{\min}$, se tiene que:

$$\rho_{\text{dis}} = \rho_{\min} = 0,0033$$

7.11.2.1.2. Acero de refuerzo Para el diseño del acero de refuerzo requerido, se utiliza varilla # 5, por lo tanto el número de varillas es:

**Elemento 9 al 97**

Área transversal (varilla # 4):	$A_v = 2,54 \text{ cm}^2$ (estribos de dos ramas)
Resistencia del concreto:	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del acero:	$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Momento último:	$M = 0,52 \text{ Ton-m}$
Base de la viga:	$b = 40 \text{ cm}$
Distancia d' :	$d' = 6 \text{ cm}$
Distancia d :	$d = 44 \text{ cm}$
	$\phi = 0,85$



Cuantía

$$\rho = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 \cdot \left(0,59 \times \frac{F_y}{f'_c}\right) \cdot \left(\frac{M_u}{\phi \times B \times d^2 \times F_y}\right)}}{2 \cdot \left(0,59 \times \frac{F_y}{f'_c}\right)}$$

$$\rho = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 \cdot \left(0,59 \times \frac{4200}{210}\right) \cdot \left(\frac{520}{0,85 \times 40 \times 44^2 \times 4200}\right)}}{2 \cdot \left(0,59 \times \frac{4200}{210}\right)}$$

$$\rho = 0,0000029$$

Cuantía mínima

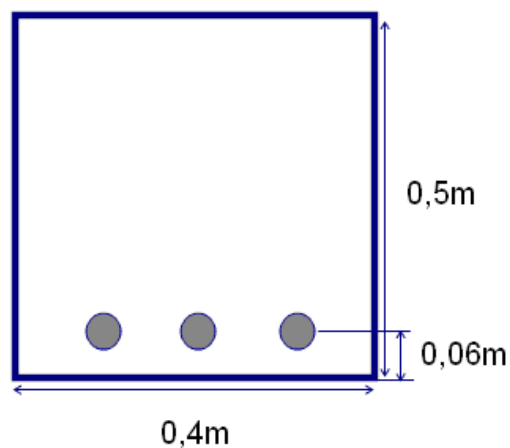
$$\rho_{\min} = 0,0033$$

Cuantía de diseño

Debido a que la cuantía $\rho < \rho_{\min}$, se tiene que:

$$\rho_{\text{dis}} = \rho_{\min} = 0,0033$$

Acero de refuerzo Para el diseño del acero de refuerzo requerido, se utiliza varilla # 5, por lo tanto el número de varillas es:



Siguiendo el procedimiento aplicado anteriormente se obtiene la siguiente tabla de datos:

Tabla 7.16 Datos obtenidos

Elemento		Momento (Ton-m)	ρ	ρ_{min}	$\rho_{diseño}$	$\rho_{dis} \times bd$	Varilla #	Número Varillas
4	+	35,79	0,00021	0,0033	0,0033	7,1	5	4
	-	6,95	0,00004	0,0033	0,0033	7,1	5	4
9	+	0,50	0,00000	0,0033	0,0033	5,8	5	3
	-	2,85	0,00002	0,0033	0,0033	5,8	5	3
10	+	4,29	0,00002	0,0033	0,0033	5,8	5	3
	-	4,81	0,00003	0,0033	0,0033	5,8	5	3
92	+	8,87	0,00005	0,0033	0,0033	5,8	5	3
	-	9,71	0,00006	0,0033	0,0033	5,8	5	3
94	+	2,48	0,00001	0,0033	0,0033	5,8	5	3
	-	3,29	0,00002	0,0033	0,0033	5,8	5	3
96	+	0,79	0,00000	0,0033	0,0033	5,8	5	3
	-	1,29	0,00001	0,0033	0,0033	5,8	5	3
97	+	0,19	0,00000	0,0033	0,0033	5,8	5	3
	-	0,78	0,00000	0,0033	0,0033	5,8	5	3

Tomado de los cálculos realizados durante el desarrollo del Diseño.

7.11.2.2. Diseño a cortante

Elemento 4

Área transversal (varilla # 4):	$A_v = 2,54 \text{ cm}^2$ (estribos de dos ramas)
Resistencia del concreto:	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del acero:	$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Base de la viga:	$b = 40 \text{ cm}$
Cortante último:	$V_u = 63,33 \text{ Ton}$
Distancia d':	$d' = 6 \text{ cm}$
Distancia d:	$d = 54 \text{ cm}$
	$\phi = 0,85$

7.11.2.2.1. Esfuerzo último

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$v_u = \frac{63325 \text{ kg}}{40 \text{ cm} \times 54 \text{ cm}}$$

$$v_u = 29,32 \text{ kg/cm}^2$$

7.11.2.2.2. Esfuerzo resistente nominal del concreto

$$v_c = 0,53 \times \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0,53 \times \sqrt{210}$$

$$v_c = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

7.11.2.2.3. Esfuerzo resistente nominal

$$v_n = \frac{v_u}{\phi}$$

$$v_n = \frac{29,32 \text{ kg/cm}^2}{0,85}$$

$$v_n = 34,49 \text{ kg/cm}^2$$

7.11.2.2.4. Esfuerzo resistente nominal del acero

$$v_s = v_n - v_c$$

$$v_s = 34,49 - 7,68$$

$$v_s = 26,81 \text{ g/cm}^2$$

7.11.2.2.5. Espaciamiento longitudinal

$$S = \frac{A_v \times F_y}{b \times v_s}$$

$$S = \frac{2,54 \times 4200}{40 \times 26,81}$$

$$S = 9,95 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo con la norma NSR98, la separación máxima debe ser la siguiente:

$$\frac{d}{4} \rightarrow 13\text{cm}$$

Por lo tanto, la separación del acero en la zona de confinamiento, es $S_{\text{máx}} = 13\text{cm}$, para todas las vigas, ya que se toma la separación máxima de la norma.

Elemento 9 al 97

Área transversal (varilla # 4):	$A_v = 2,54 \text{ cm}^2$ (estribos de dos ramas)
Resistencia del concreto:	$f'c = 210\text{kg/cm}^2$
Resistencia del acero:	$F_y = 4200\text{kg/cm}^2$
Base de la viga:	$b = 40\text{cm}$
Cortante último:	$V_u = 2,10\text{Ton}$
Distancia d' :	$d' = 6\text{cm}$
Distancia d :	$d = 44\text{cm}$
	$\phi = 0,85$

Esfuerzo último

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$v_u = \frac{2100\text{kg}}{40\text{cm} \times 44\text{cm}}$$

$$v_u = 1,19\text{kg/cm}^2$$

Esfuerzo resistente nominal del concreto

$$v_c = 0,53 \times \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 0,53 \times \sqrt{210}$$

$$v_c = 7,68\text{kg/cm}^2$$

Esfuerzo resistente nominal

$$v_n = \frac{v_u}{\phi}$$

$$v_n = \frac{11,9 \text{ kg/cm}^2}{0,85}$$

$$v_n = 1,4 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo resistente nominal del acero

$$v_s = v_n - v_c$$

$$v_s = 1,4 - 7,68$$

$$v_s = 6,28 \text{ kg/cm}^2$$

Espaciamiento longitudinal

$$S = \frac{A_v \times F_y}{b \times v_s}$$

$$S = \frac{2,54 \times 4200}{40 \times 6,28}$$

$$S = 42,46 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo con la norma NSR98, la separación máxima debe ser la siguiente:

$$\frac{d}{4} \rightarrow 11 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la separación del acero en la zona de confinamiento, es $S_{\text{máx}} = 11 \text{ cm}$, para todas las vigas, ya que se toma la separación máxima de la norma.

Siguiendo el procedimiento aplicado anteriormente se obtiene la siguiente tabla de datos:

Tabla 7.17. Datos obtenidos

Elemento	Vu (Ton)	vu (kg)	vc (kg)	vn (kg)	vs (kg)	Av (cm ²)	Smáx (cm)
4	63,33	29,32	7,68	34,49	3,5	2,54	13
9	2,10	1,19	7,68	1,40	3,5	2,54	11
10	3,37	1,92	7,68	2,25	3,5	2,54	11
92	6,38	3,62	7,68	4,26	3,5	2,54	11
94	2,76	1,57	7,68	1,85	3,5	2,54	11
96	1,65	0,94	7,68	1,10	3,5	2,54	11
97	1,29	0,73	7,68	0,86	3,5	2,54	11

Tomado de los cálculos realizados durante el desarrollo del Diseño.

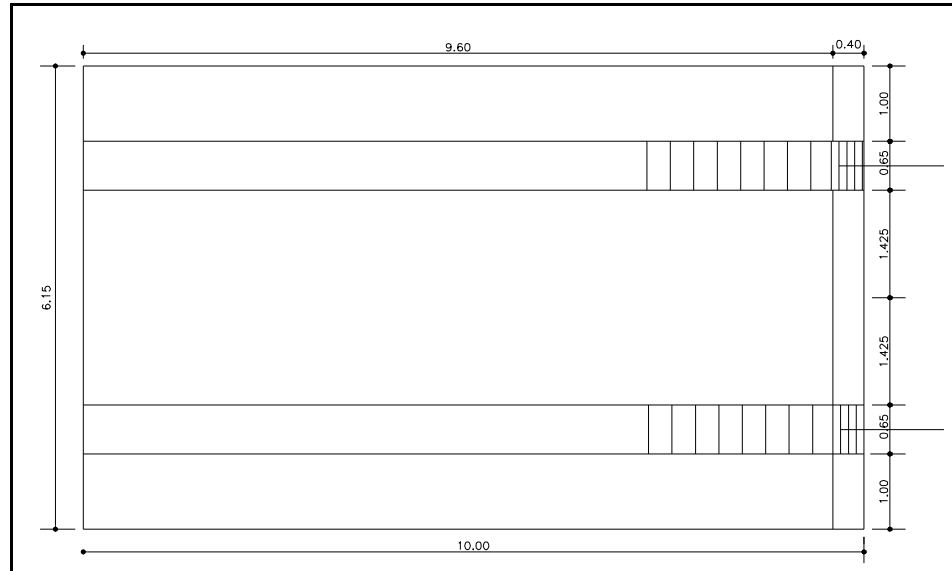
7.12. DISEÑO DEL MACIZO DE ANCLAJE

A criterio del diseñador, se utilizará como macizo de anclaje una caja de concreto rellena con material granular, las dimensiones de la caja son las siguientes:

Espesor de las paredes longitudinales:	0,65m
Ángulo medio de salida de los cables:	20,36°
Espesor de la pared transversal:	0,40m
Altura libre de la caja:	3,40m
Espesor de la base:	0,60m
Base de la caja:	7,50m x 10,0m

Tensión de servicio en cada cable (ϕ 1- ½"): T = 24852kg

Tensión de servicio en 7 cables (ϕ 1- ½"): T = 173967kg



7.18. Detalle en planta del anclaje

7.12.1. Componente horizontal por los dos cables

$$F_H = 2 \times \cos 20,36^\circ \times T$$

$$F_H = 2 \times \cos 20,36 \times 173967$$

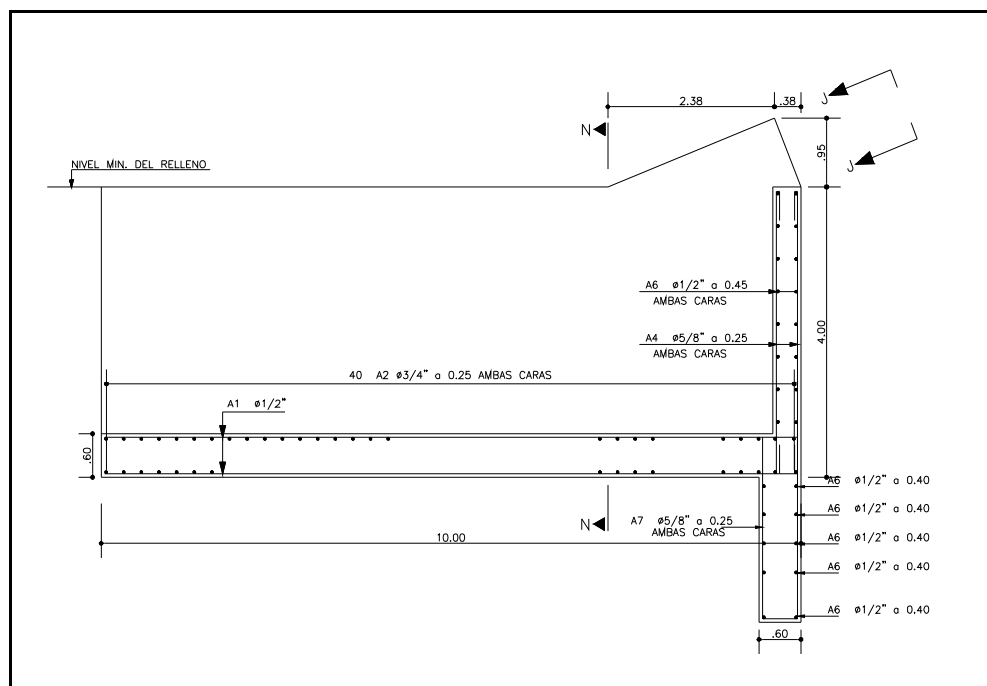
$$F_H = 326197 \text{ kg}$$

7.12.2. Componente vertical por los dos cables

$$F_V = 2 \times \sin 20,36^\circ \times T$$

$$F_V = 2 \times \sin 20,36 \times 173967$$

$$F_V = 121052 \text{ kg}$$



7.19. Detalle longitudinal del anclaje

7.12.3. Peso de la caja de concreto

$$W_c = (\text{Fondo} + 2\text{Laterales} + \text{Frente}) \times 2,4$$

$$W_c = [(6,15 \times 10 \times 0,60) + (9,6 \times 3,4 \times 0,65) \times 2 + (3,2 \times 3,4 \times 0,40)] \times 2,4$$

$$W_c = 201 \text{ Ton}$$

7.12.4. Peso del relleno interior

$$W_i = (3,2 \times 9,6 \times 3,4) \times 1,8$$

$$W_i = 188 \text{ Ton}$$

7.12.5. Peso del relleno exterior

$$W_e = (2 \times 10 \times 3,4) \times 1,8$$

$$W_e = 122,4 \text{ Ton}$$

7.12.6. Fuerza normal total

$$W_t = 201 + 188 + 122,4 + 35,4 - 121,1$$

$$W_t = 425,7 \text{ Ton}$$

7.12.7. Empuje pasivo en el dentellón Para el diseño del anclaje se propone un dentellón de 4m de profundidad y 6,15m de largo. No se considera empuje activo frente al anclaje, debido a la posibilidad que este sea removido. Teniendo en cuenta un $K_p = 3 \text{ Ton}$ y $g = 1,8 \text{ Tn/m}^3$, se tiene que:

$$E_p = K_p \times g \times \frac{h^2}{2} \times L$$

$$E_p = 3 \times 1,8 \times \left(\frac{4^2}{2} \right) \times 6,15$$

$$E_p = 265,7 \text{ Ton}$$

7.12.8. Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_s = \frac{(\mu \times W_t) + E_p}{F_H}$$

$$F_s = \frac{(0,55 \times 425,7) + 265,7}{326197}$$

$$F_s = 1,5 \quad \underline{\text{Cumple, ya que } F_s > 1,5}$$

7.13. DISEÑO DEL ANCLAJE

Para el diseño del anclaje se debe tener en cuenta que cada anclaje deberá resistir una fuerza de servicio, correspondiente a un séptimo de la fuerza total en el cable, y que dicha fuerza es transmitida al macizo por dos pernos de 1- 1/2".

Tensión de servicio en cada cable (ϕ 1- $\frac{1}{2}$ "): $T = 173967 \text{ kg}$

Utilizando pernos de anclaje calidad A490 $Esf_{adm} = 3410 \text{ kg/cm}^2$

Área de un perno ϕ 1- $\frac{1}{2}$ " : $A = 7,12 \text{ cm}^2$

7.13.1. Esfuerzo a tensión De acuerdo con la tabla A.9.8 de la norma NSR98, el esfuerzo admisible del acero estructural A36 es 1410 kg/cm^2 , por lo tanto el esfuerzo a tensión calculado debe ser menor.

$$Esf_{tensión} = \frac{T}{2 \times \text{Área} \times 7}$$

$$Esf_{tensión} = \frac{173967}{2 \times 7,12 \times 7}$$

$$Esf_{tensión} = 1745 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \underline{\text{Cumple}}, \text{ ya que } < 3410 \text{ kg/cm}^2$$

7.13.2. Esfuerzo de punzonamiento en la platina El tambor de conexión fabricado en acero A36, que soporta la llegada de los cables de diámetro $\phi=1-\frac{1}{2}$ " hasta los pernos de diámetro $\phi=1-\frac{1}{2}$ " deberá soportar esfuerzos de punzonamiento. Se debe tener en cuenta que la tensión T utilizada para hallar el esfuerzo, es la tensión de cada uno de los cables.

$$Esf_{punz} = \frac{T}{e \times \pi \times \phi}$$

$$Esf_{punz} = \frac{24852}{10 \times 3,1416 \times 3,81}$$

$$Esf_{punz} = 207 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \underline{\text{Cumple}}, \text{ ya que } < 835 \text{ kg/cm}^2$$

7.13.3. Esfuerzo de corte en la platina El tambor de conexión fabricado en acero A36, que soporta la llegada de los cables de diámetro $\phi=1-\frac{1}{2}$ ", hasta los pernos de diámetro $\phi=1-\frac{1}{2}$ ", deberá soportar esfuerzos de corte, así:

$$Esf_{corte} = \frac{T}{2 \times e \times (B - \phi)}$$

$$Esf_{\text{corte}} = \frac{173967}{2 \times 10 \times (15 - 3,81)}$$

$$Esf_{\text{corte}} = 777 \text{ kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Cumple, ya que } < 845 \text{ kg/cm}^2$$

7.13.4. Momento flector El tambor de conexión fabricado en acero A36, que soporta la llegada de los cables de diámetro $\phi=1\text{-}\frac{1}{2}$ ", hasta los pernos de diámetro $\phi=1\text{-}\frac{1}{2}$ ", deberá soportar esfuerzos de flexión. Se debe tener en cuenta que la tensión T utilizada para hallar el esfuerzo, es la tensión de cada uno de los cables.

$$\text{Momento}_{\text{flector}} = \frac{T \times 8}{2}$$

$$\text{Momento}_{\text{flector}} = \frac{24852 \times 8}{2}$$

$$\text{Momento}_{\text{flector}} = 99408 \text{ kg-cm}$$

7.13.5. Inercia

$$\text{Inercia} = \frac{10^3 \times (15 - 3,81)}{12}$$

$$\text{Inercia} = 933 \text{ cm}^4$$

7.13.6. Esfuerzo a flexión El esfuerzo a flexión de acuerdo a la tabla A.9.8 del CCDSP95, debe ser menor que 1390 kg/cm^2 , de acuerdo con esto el se tiene lo siguiente:

$$Esf_{\text{flexión}} = \frac{M \times C}{I}$$

$$Esf_{\text{flexión}} = \frac{99408 \times 5}{933}$$

$$Esf_{\text{flexión}} = 533 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple, ya que } < 1390 \text{ kg/cm}^2$$

7.13.7. Longitud de la varilla de anclaje De acuerdo con el C.12.4.1 del NSR98, la longitud de desarrollo L_d , para barras lisas será 1,5 veces mayor que el valor calculado para barras corrugadas, teniendo en cuenta el C.12.2 y C.12.3, por lo tanto se tiene que:

$$\frac{L_d}{d_b} = 1,5 \times \left(\frac{F_y \times \alpha \times \beta}{5,3 \times \sqrt{f'_c}} \right)$$

Suponiendo que las barras utilizadas en el diseño no tienen recubrimiento epóxico y con los siguientes datos se obtiene la longitud de desarrollo.

Coeficiente relacionado con el tipo de superficie del refuerzo: $\beta = 1,0$

Coeficiente relacionado con la localización de la barra: $\alpha = 1,0$

Resistencia del concreto: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia del acero: $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

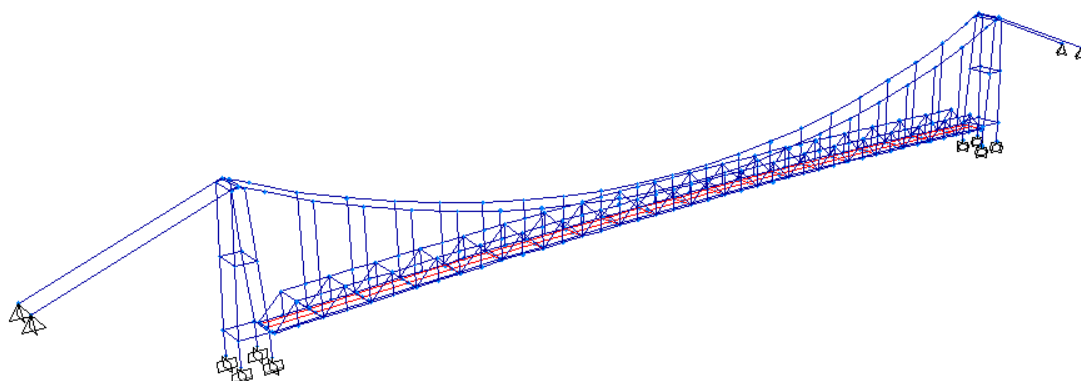
Diámetro de la barra: $\phi_b = 3,81 \text{ cm}$

$$L_d = 1,5 \times \left(\frac{4200 \times 1 \times 1}{5,3 \times \sqrt{210}} \right) \times 3,81$$

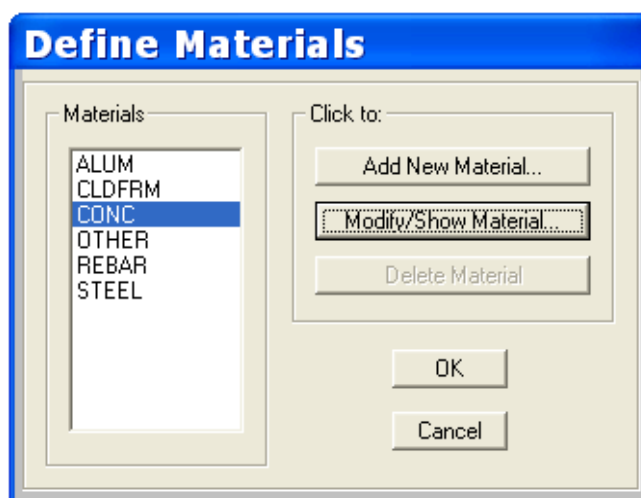
$$L_d = 188,3 \text{ cm}$$

Por lo tanto la longitud embebida será $L_d = 200 \text{ cm}$.

8. MODELO MATEMÁTICO PARA EL ANÁLISIS DEL PUENTE COLGANTE

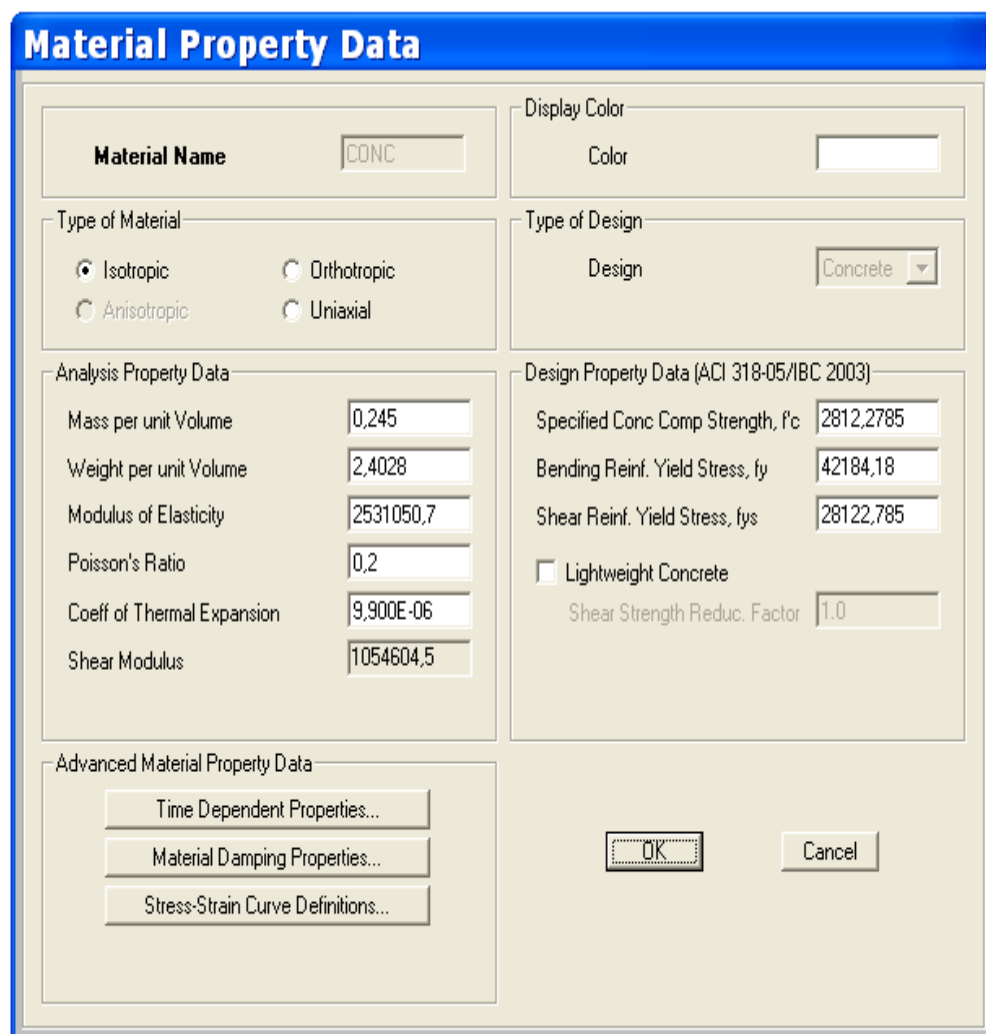


1. Se definen las unidades: se elige la opción 
2. Se dibuja el puente: se trabaja con puntos  (Draw Special joint), los cuales son dibujados por medio de cotas y luego son unidos con líneas  (Draw Frame).
3. Se definen los materiales: se tiene en cuenta que las torres son de concreto y los cables, pendolones y cubierta son de acero.
 - Menú Define
 - Materials
 - Aparece un cuadro (Cuadro 8.1)



8.1. Cuadro para definir materiales

- Se selecciona el material (CONC)
- Se elige la opción Modify/Show Material
- Aparece un cuadro (Cuadro 8.2)



Material Property Data

Material Name CONC

Display Color
Color

Type of Material
☒ Isotropic ☐ Orthotropic
☐ Anisotropic ☐ Uniaxial

Type of Design
Design Concrete

Analysis Property Data
 Mass per unit Volume 0,245
 Weight per unit Volume 2,4028
 Modulus of Elasticity 2531050,7
 Poisson's Ratio 0,2
 Coeff of Thermal Expansion 9,900E-06
 Shear Modulus 1054604,5

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)
 Specified Conc Comp Strength, f_c 2812,2785
 Bending Reinf. Yield Stress, f_y 42184,18
 Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} 28122,785
☐ Lightweight Concrete
 Shear Strength Reduc. Factor 1.0

Advanced Material Property Data
 Time Dependent Properties...
 Material Damping Properties...
 Stress-Strain Curve Definitions...

OK Cancel

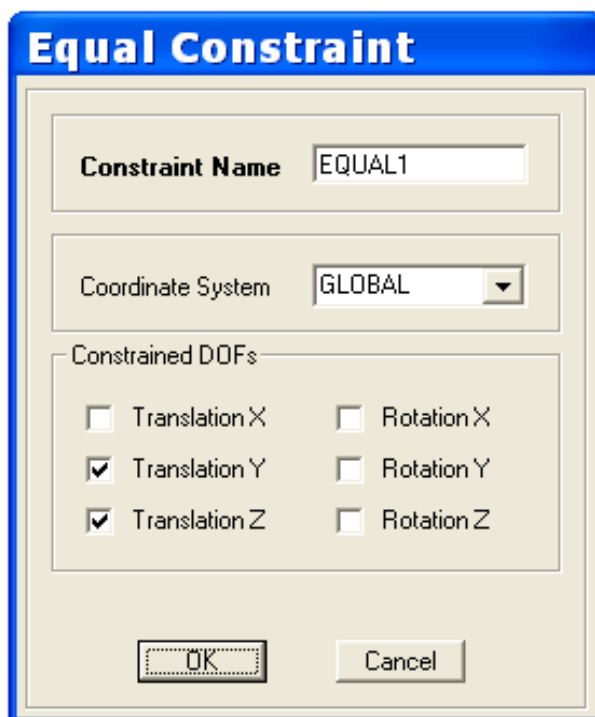
8.2. Cuadro Propiedades del material

- Se Da OK, hasta salir de todos los cuadros.
 - Se repite el procedimiento con el siguiente material (STEEL)
4. Se colocan restricciones en los apoyos de las torres:
- Se señala el punto
 - Menú Assign
 - Joint
 - Restraints
 - Aparece un cuadro (Cuadro 8.3)
 - Se eligen las opciones Translation1, Translation2 y Translation3



8.3. Cuadro Restricciones del punto

- Finalmente se da Ok.
 - Se repetir el procedimiento con todos los nodos que forman parte de las bases de las torres (8 nodos, 4 a cada lado), y también con los nodos de los anclajes (4 nodos, 2 a cada lado).
5. Se colocan características a los puntos de unión entre la torre y el tablero, y entre la torre y el cable.
- Se señala el punto
 - Menú Assign
 - Joint
 - Constraints
 - Aparece un cuadro (Cuadro 8.4)
 - Se asignar un nombre (EQUAL 1)
 - En la opción Coordinate System, se selecciona GLOBAL
 - Se elige Translation Y, Translation Z.
 - Se repite el procedimiento con todos los puntos de unión entre la torre y el tablero, y entre la torre y el cable (8 puntos, 4 a cada lado). En total resultan 8EQUAL, uno por cada dos puntos.



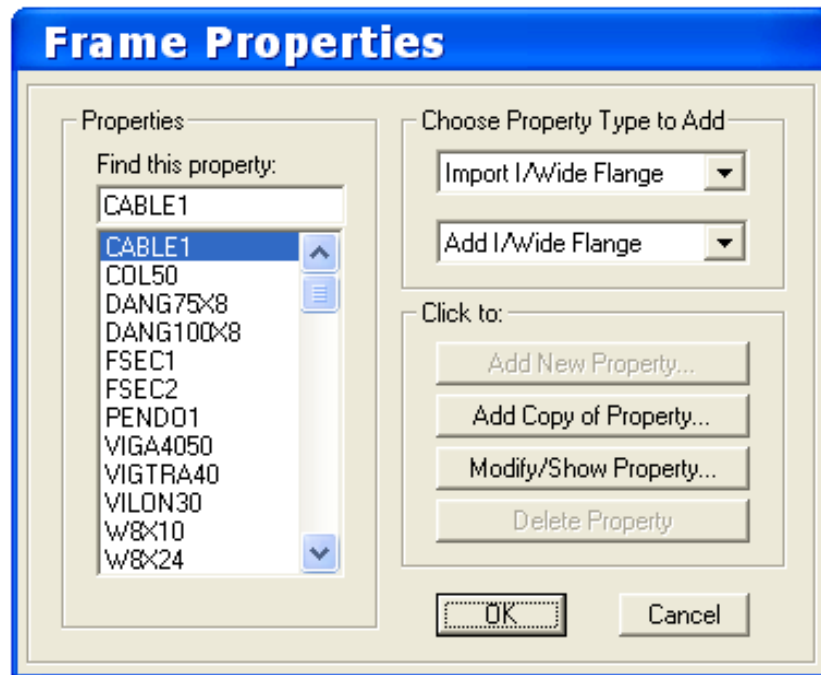
8.4. Cuadro de características

6. Se asignan las características de cada uno de los elementos.

TORRE

a. Vigas:

- Se señala el elemento
- Menú Assign
- Frame/Cable/Tendon
- Frame sections
- Aparece un cuadro (Cuadro 8.5)
- Se asigna un nombre al elemento (VIGA4050)
- Se determinar el elemento a utilizar (Angulo, Angulo doble, viga T, viga I, etc.)
- Se seleccionar la opción Add New Property



8.5. Cuadro de propiedades

- Aparece otro cuadro (Cuadro 8.6)
- Se elige el material (concreto),
- Se asignan las dimensiones de los elementos (Depth, width)
- Se da OK, hasta salir de todos los cuadros
- Se repite el procedimiento con todos los elementos

Finalmente se obtienen los siguientes elementos con sus respectivos nombres:

b. Columnas: COL50

CERCHA

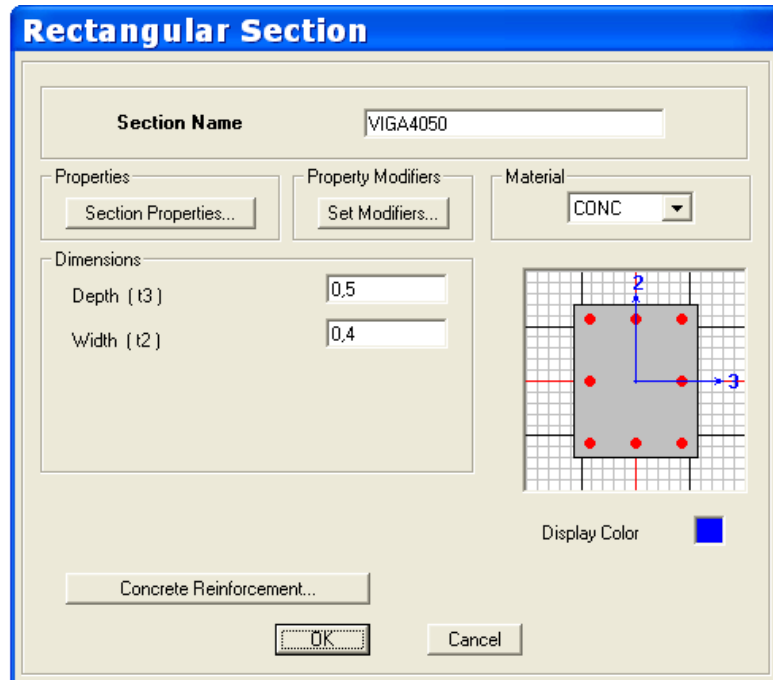
- a. Cordón superior: DANG100X8
- b. Cordón inferior: DANG100X8
- c. Montantes: DANG75X8

CABLE

- a. Cable principal: CABLE1
- b. Pendolones: PEND01

TABLERO

- a. Viga longitudinal: VILON30
- b. Viga transversal: VIGTRA40



Rectangular Section

Section Name: VIGA4050

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: CONC

Dimensions:

Depth (t3): 0,5

Width (t2): 0,4

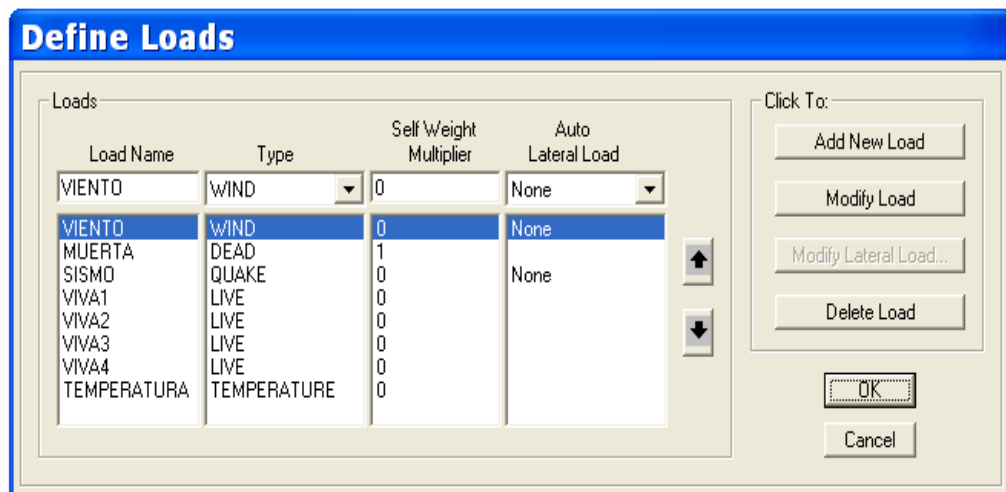
Concrete Reinforcement...

Display Color: [Blue Box]

OK Cancel

8.6. Cuadro de propiedades de la sección rectangular

7. Se definen las cargas
- Menú Define
 - Load Cases
 - Aparece un cuadro (Cuadro 8.7)



Define Loads

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK

Cancel

Load Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
VIENTO	WIND	0	None
VIENTO	WIND	0	None
MUERTA	DEAD	1	
SISMO	QUAKE	0	None
VIVA1	LIVE	0	
VIVA2	LIVE	0	
VIVA3	LIVE	0	
VIVA4	LIVE	0	
TEMPERATURA	TEMPERATURE	0	

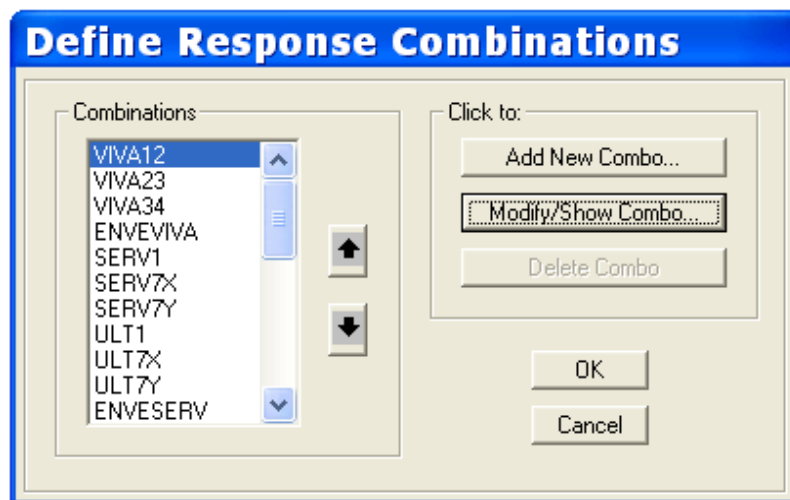
8.7. Cuadro de Cargas

- En Load Name se ingresa el nombre de la carga (MUERTA)
- En Type se señala el tipo de condición de carga (DEAD)
- En Self Weight Multiplier se coloca 1 para indicar que en esta carga se le añadirá el peso propio del elemento, multiplicado por 1

- Luego se da click en Add New Load para añadir la nueva condición de carga y se repite el procedimiento con las otras cargas (Sismo, Temperatura, Viva 1, 2, 3, 4 y Viento), solo que para dichas cargas en Self Weight Multiplier se coloca 0
- Finalmente se da OK.

8. Se definen las combinaciones de carga

- Menú Define
- Combinations
- Aparece un cuadro (Cuadro 8.8)
- Se da click en Add New Combo



8.8. Cuadro de combinaciones de carga

- Aparece otro cuadro (Cuadro 8.9)
- En Response Combination Name se coloca el nombre de la combinación (COMB1)
- En Combination Type se elige la opción Linear Add
- En Case Name se coloca el nombre de las cargas que necesitamos que actúen dentro de esa combinación
- En Scale Factor se coloca 1
- Se da click en Add
- Se repite el procedimiento dependiendo del número de cargas que necesitamos dentro de la combinación
- Luego se da Ok
- Se repite todo el procedimiento hasta agregar todas las combinaciones necesarias. Si la combinación que se va a agregar es una envolvente, es decir, una combinación que cubre todas las posibles combinaciones, entonces en Combination Type se coloca Envelope
- Finalmente se da Ok hasta salir de todos los cuadros

Response Combination Data

Response Combination Name: VIVA12

Combination Type: Linear Add

Define Combination of Case Results

Case Name	Case Type	Scale Factor
VIVA1	Linear Static	1.
VIVA1	Linear Static	1.
VIVA2	Linear Static	1.

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

8.9. Cuadro de combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que se introducen en el cuadro Response Combination Data, son obtenidas de la siguiente tabla, tomada de la sección A.3.12 Combinaciones de Cargas del CCDSP95:

Tabla 8.1. Tabla A.3.12-1 de coeficientes

COLUMNA No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
GRUPO		γ	FACTOR β											
			D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	%
METODO DE RESISTENCIA ULTIMA	I	1,3	β_D	1,67*	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	N
	IA	1,3	β_D	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0
	II	1,3	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	A
	III	1,3	β_D	1	1	β_E	1	1	0,3	1	1	0	0	P
	IV	1,3	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	L
	V	1,25	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	I
	VI	1,25	β_D	1	1	β_E	1	1	0,3	1	1	1	0	C
	VII	1,0	β_D^*	0	0	β_E^*	1	1	0	0	0	0	1*	A
	VIII	1,3	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	
	IX	1,2	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	
	X	1,3	1	1,67	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	
METODO DE LOS ESFUERZOS ADMISIBLES	I	1,0	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	100
	IA	1,0	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	**
	II	1,0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	125
	III	1,0	1	1	1	β_E	1	1	0,3	1	1	0	0	125
	IV	1,0	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	125
	V	1,0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	140
	VI	1,0	1	1	1	β_E	1	1	0,3	1	1	1	0	140
	VII	1,0	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	133
	VIII	1,0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	140
	IX	1,0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	150
	X	1,0	1	1	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	100

Tomada del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 95

Donde

β = coeficiente de carga

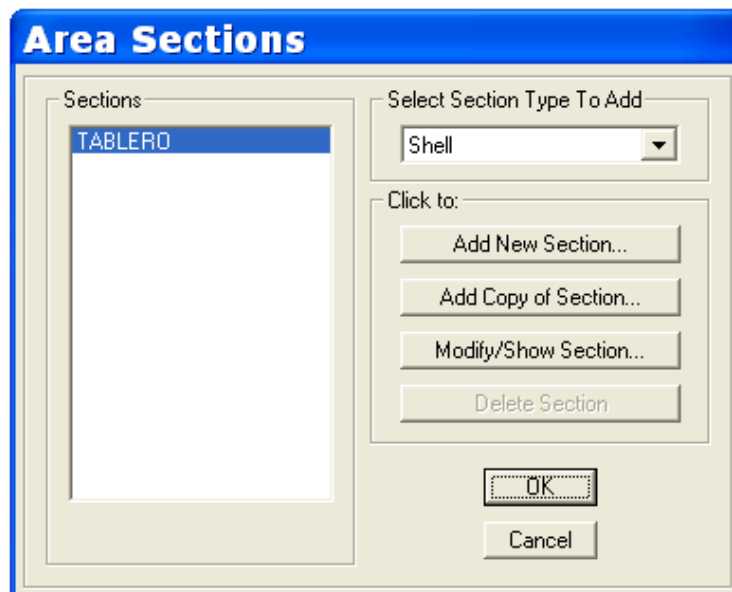
9. Se colocan las cargas vivas, V1, V2, V3 y V4.

Las cargas vivas V1, V2, V3 y V4, difieren respecto a su posición a lo largo del tablero, debido a esto se dividió el tablero en cuatro partes iguales, en donde la carga viva V1 estaba distribuida en el primer cuarto, la carga V2 en el segundo cuarto, la carga V3 en el tercer cuarto y finalmente la carga V4.

De acuerdo con el área aferente del tablero, la carga en los extremos de la losa es de 0,40 y en el centro es de 0,48.

10. Se definen las características del tablero

- Menú Define
- Area sections
- Aparece un cuadro (Cuadro 8.10)
- En Select Section Type to Add se coloca Shell
- Se da click en la opción Add New Section



8.10. Cuadro de secciones

- Luego aparece otro cuadro (Cuadro 8.11)
- En Section Name se coloca el nombre de la sección a la cual le vamos a dar la propiedad (TABLERO)
- En Type se selecciona la opción Plate-Thin
- En Material Name se coloca el tipo de material de la sección (CONC)

- Se continua llenando el cuadro

Shell Section Data

Section Name: TABLERO

Display Color: ☒

Type:

- ☐ Shell - Thin
- ☐ Shell - Thick
- ☒ Plate - Thin
- ☐ Plate - Thick
- ☐ Membrane
- ☐ Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Material:

Material Name: CONC

Material Angle: 0.

Thickness:

Membrane: 0,125

Bending: 0,125

Concrete Shell Section Design Parameters

Modify/Show Shell Design Parameters...

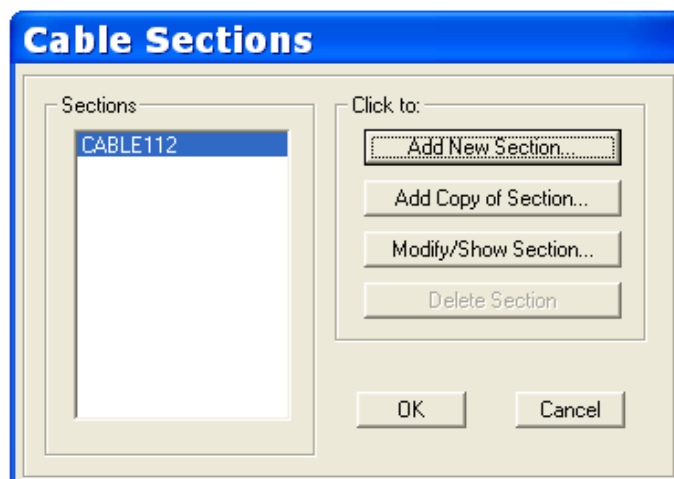
Stiffness Modifiers: Set Modifiers...

Temp Dependent Properties: Thermal Properties...

OK Cancel

8.11. Cuadro de datos

11. Se define el cable
 - Menú Define
 - Cable sections
 - Aparece un cuadro (Cuadro 8.12)
 - Se da click en la opción Add New Section.



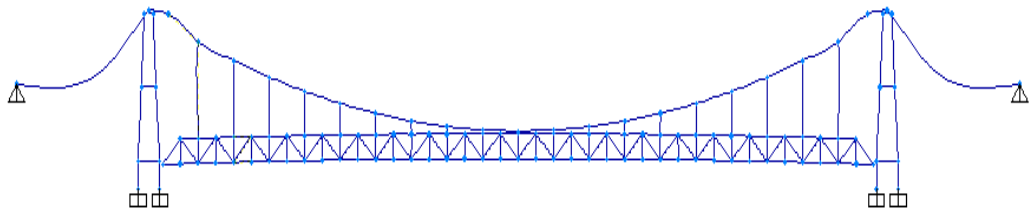
8.12. Cuadro de la sección cable

- Aparece otro cuadro (Cuadro 8.13)
- En Cable Section Name se coloca el nombre de la sección a la cual le vamos a dar la propiedad (CABLE112)
- En Material Property se coloca el material de la sección (STEEL)
- En Cable Properties se elige la opción Specify Cable Diameter
- Se continua llenando el cuadro
- Luego se da Ok hasta que desaparezcan los cuadros.

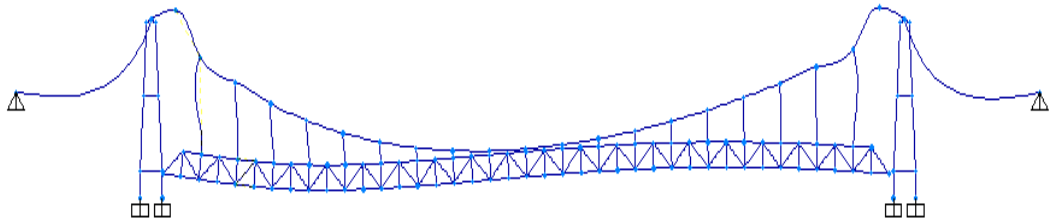
Cable Section Data	
Cable Section Name	CABLE112
Cable Material	Material Property: STEEL
Cable Properties	
☒ Specify Cable Diameter	0.0796
☐ Specify Cable Area	4.976E-03
Torsional Constant	3.941E-06
Moment of Inertia	1.971E-06
Shear Area	4.479E-03
Modify/Show Cable Property Modifiers...	
Units	Ton, m, C
Display Color ☒	
OK Cancel	

8.13. Cuadro de propiedades del cable

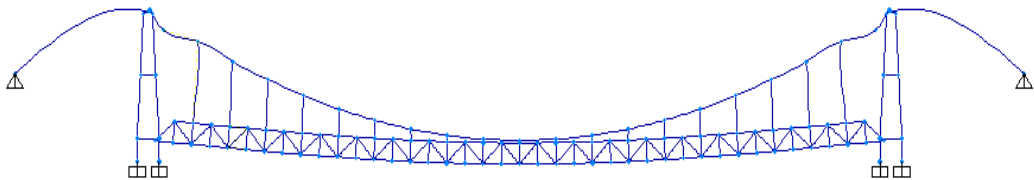
Deformaciones del puente



8.14. Deformación a causa de la carga muerta



8.15. Deformación a causa de la carga viva 1



8.16. Deformación a causa de la carga por temperatura

9. DOCUMENTACION FOTOGRAFICA. PUENTE SOGAMOSO



9.1. Puente Sogamoso



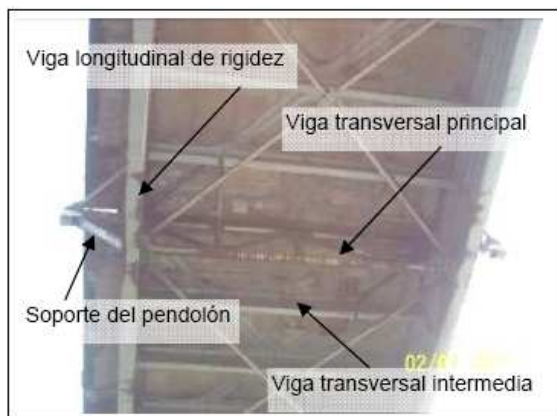
9.2. Vista inferior del tablero de la luz principal en estructura metálica.



9.3. Vista general de las columnas de la torre y los arriostramientos.



9.4. Detalle de la unión entre las columnas de la torre y la pila de concreto



9.5. Vista general de las vigas longitudinales, las vigas transversales interiores y los arriostramientos.



9.6. Detalle de las vigas transversales principales



9.7. Detalle del sistema de cables.



9.8. Detalle del apoyo del pendolón en la viga longitudinal



9.9. Detalle del galápago o silla en las columnas de la torre.



9.10. Vista general del anclaje de los cables.



9.11. Vista general del apoyo de la estructura de concreto de uno de los apoyos sobre la pila.



9.12. Parte inferior de la pila de concreto, sobre el terreno.



9.13. Vista de la transición entre uno de los apoyos de concreto y la estructura metálica.



9.14. Vista inferior del tablero en uno de los apoyos de concreto reforzado.



9.15. Detalle de la conexión actual entre el sistema de cables y el pendolón.



9.16. Viga longitudinal reforzada con sección en cajón.



9.17. Detalle del apoyo de la viga metálica longitudinal en la pila de concreto.



9.18. Detalle del apoyo de la viga de concreto longitudinal en la pila de concreto.

10. ESTÉTICA DE PUENTES COLGANTES

La estética de un puente colgante, no solo abarca el hecho de que éste debe obedecer a las necesidades de los usuarios, es decir, los vehículos y peatones; también se debe tener en cuenta que dicha estructura debe encajar perfectamente en su entorno, haciendo contraste con el ambiente y generando al observador un impacto positivo.

En general, no basta con asegurar que la estructura cumple con las condiciones de resistencia y funcionalidad necesarias, también se debe tener en cuenta, que al finalizar la construcción, el puente colgante sea una obra respetuosa con el entorno en que se implanta.

Crear un puente colgante estético, es combinar equilibradamente la eficiencia estructural, utilización racional de los recursos y respeto por los valores ambientales y culturales del entorno, es decir, se debe garantizar el equilibrio con el entorno, ser atractivo y configurar el paisaje.

Un puente hermoso debe ser atemporal, debido a que no es el producto exclusivo de una moda, sino que sus líneas se generaron para cubrir una serie de necesidades que se mantienen en el tiempo. Una estructura agradable a la vista, no tiene que ser más costosa que una desagradable, en el caso de que esto ocurra, el sobre-coste estará muy bien invertido, ya que un entorno bello mejora nuestra calidad de vida.

La creación de un puente colgante es el logro más espectacular de la ingeniería civil. Dominando el paisaje, un puente puede decorar o estropear sus ambientes durante siglos.

Los puentes colgantes son, sin lugar a dudas, los más modernos, bellos y eficientes del mundo, estos puentes constituyen una de las estructuras más perfectas e insustituibles, ofreciendo ventajas en economía, facilidad de montaje y disponibilidad de materiales.

Un puente estético debe combinar la funcionalidad, economía y estética, integrando de manera perfecta los materiales y lo natural.

El valor estético de este tipo de puentes es muy alto, cuando el encaje es proporcionado y los elementos han sido proyectados con cuidado. Es indudable el impacto en el mundo de las artes de este tipo de puentes. El Golden Gate de San Francisco o el puente de Brooklyn en Nueva York son dos paradigmas de la perfecta integración de los puentes en el paisaje cultural de las ciudades.



10.1. Puente Golden Gate



10.2. Puente Brooklyn

Tyrell (1912) propuso los siguientes principios para el diseño de un puente estético:

- Selección de la forma más artística consistente con la economía
- Expresión
- Simetría
- Simplicidad
- Armonía y contraste

- Conformidad con el ambiente
- Combinación apropiada de los materiales
- Uso juicioso de ornamento

Según Martín Heidegger, “el lugar no existe antes del puente”, por otra parte Javier Manterota señala que “con las grandes luces en los puentes aparece la verdadera ingeniería que sobrepasa los problemas estéticos”

10.1. PAUTAS PARA EL DISEÑO ESTÉTICO DE UN PUENTE COLGANTE

Para obtener calidad estética en un puente, Murray propone las siguientes pautas básicas que deberían satisfacerse:

10.1.1. Armonía De acuerdo con la armonía, un puente de mérito estético debe estar acorde con su alrededor, este elemento de diseño estético es llamado “integración de una estructura en su ambiente, paisaje o espacio urbano”. La armonía se refiere también a la proporción de la estructura completa relacionada con sus alrededores.

10.1.2. Color El efecto de color en un espectador es importante, pero la definición de buen color y las respuestas de los espectadores a los colores siempre ha sido polémica. Idealmente el color debe armonizar con su alrededor, para ello debe seleccionarse adecuadamente el color, teniendo en cuenta que la pintura debe proteger la estructura.

Un ejemplo de perfección en color se puede observar en los colores rojo, verde y blanco del puente Rainbow, el cual contrasta con el centro de Tokio.



10.3. Puente Rainbow

Por otra parte, el color verdoso grisáceo claro de la pintura usada para el puente Akashi Kaikyo, es un color moderno que armoniza bien con todo el paisaje urbano y tiene un aspecto suave que embellece los colores del mar y el cielo en el estrecho. Para reducir parte del mantenimiento necesario, se utilizó una pintura a base de polímeros de alta durabilidad como mano de pintura final, de esta manera se mantiene el brillo y se previene la corrosión.



10.4. Puente Akashi Kaikyo

10.1.3. Escala Es una función de tamaño relativo, percibida en los componentes de la estructura y su totalidad. El objetivo de la escala es producir una impresión visual resultante de la estructura exacta de apariencia.

Tomando como ejemplo el puente Akashi Kaikyo, los anclajes fueron diseñados con un hormigón muy resistente para reducir su tamaño, manteniendo así una apariencia balanceada estéticamente.

10.1.4. Forma y función La forma de la estructura debe corresponder al material usado en la construcción. El uso de material, figura y forma debe ser tal que el concepto “forma sigue la función” este realizado a través de la construcción; esto implica que si un puente y sus componentes (tablero, anclajes, cables, etc.) están conformados y proporcionados para soportar sus cargas con recursos mínimos y obvios, serán inherentemente hermosos.

10.1.5. Luz y sombra La esbeltez visual de la superestructura es una de las características más importantes que afectan la apariencia global de un puente, ya que la esbeltez hace que los resultados en general sean armoniosos bajo el punto de vista estético.

En el diseño del puente Akashi Kaikyo se dieron consideraciones especiales al efecto que produciría la estructura en sus alrededores. En particular la apariencia de las torres, ya que éstas fueron diseñadas para encontrar un balance estético considerando las luces y sombras teniendo en cuenta las características estructurales de la torre y las características estéticas de los alrededores.



10.5. Puente Akashi Kaikyo

Ejemplos de esbeltez se pueden visualizar en puentes como el Puente sobre el río Vinalopó en España, el cual tiene una luz libre de 165m y un tablero de tan solo 0,90m. También el Puente sobre el Canal del Chacao, en Chile, el cual es una estructura en la que las dimensiones están gobernadas por la magnitud de las luces (1055m y 1100m).



10.6. Puente sobre el río Vinalopó



10.7. Puente sobre el Canal del Chacao (Chile)

10.1.6. Proporción La proporción depende de factores tales como la resistencia, rigidez y consideraciones económicas. La proporción es el portador fundamental de los méritos estéticos de un puente. En los puentes colgantes se deben tener en cuenta relaciones de espesor-luz en vigas, holgura-luz en cables, luz extrema-luz intermedia.

10.1.7. Ritmo Es el orden acompasado en la sucesión de las cosas, en un puente el ritmo es esencial para la organización de detalles y puede ser logrado por la repetición ordenada en el espacio de la estructura y los elementos de la subestructura.

10.1.8. Textura La textura es el tratamiento arquitectónico de una superficie para mejorar o exaltar su importancia y crear un interés visual. La función de la textura es romper la monotonía de llanura de superficies grandes tales como las caras de parapetos, muros de contención y pilas, los modelos de textura deben limitarse a superficies planas.

El sistema de iluminación utilizado en el Akashi Kaikyo, es otro de los aspectos notables del puente, tres juegos de luces (rojo, verde y azul) están instalados en los cables y son controlados por computadora para generar patrones de iluminación variable, lo que hace realzar la belleza del puente.

11. DESARROLLO DEL MÓDULO DE PUENTES COLGANTES

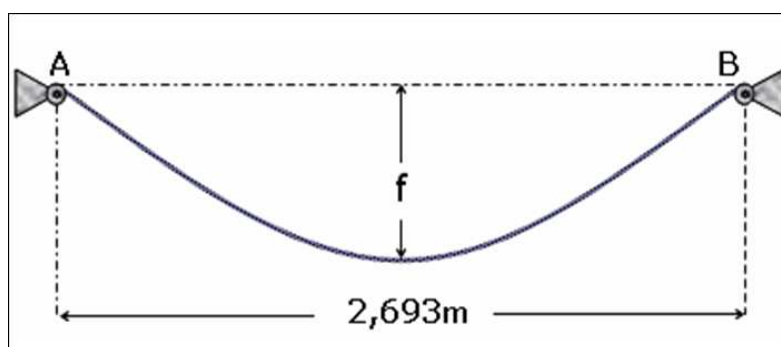
En la actualidad, no existe un modulo de puentes colgantes en el laboratorio de estructuras, lo cual impide que los estudiantes visualicen la interacción de las fuerzas en un cable, e identifiquen con exactitud los diversos factores que difieren la teoría de la práctica, la visualización de las distintas componentes de una estructura de puente y sus respectivas funciones.

Este módulo será una herramienta de apoyo para la materia tópicos especiales, enfocada en puentes colgantes.

11.1. DETERMINACIÓN DE LAS PRUEBAS A REALIZAR EN EL MODULO

11.1.1. Catenaria con apoyos simétricos Un cable bajo la acción de su propio peso. Los apoyos se encuentran a la misma altura (Figura 11.1).

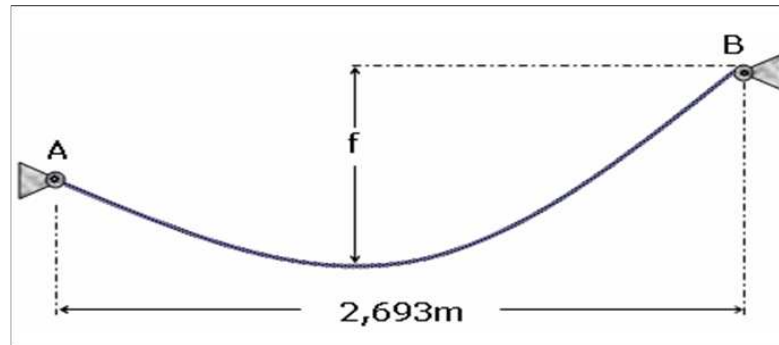
- Si el peso del cable es 2.36N/m y la longitud es 4.26metros . ¿Cuál es la tensión máxima en el cable?
- ¿En el mismo sistema, cuál es el valor de la flecha resultante?
- Para un a tensión de 4N . ¿Cuál es la flecha resultante?



11.1. Catenaria simétrica.

11.1.2. Catenaria con apoyos asimétricos Un cable bajo la acción de su propio peso. Los apoyos se encuentran a diferente altura (Figura 12.23).

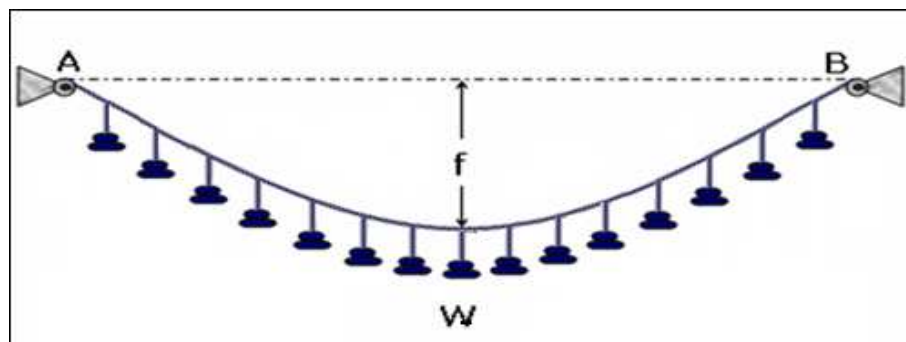
- Si el peso del cable es 2.36N/m y la longitud 4.26metros . ¿Cuál es la tensión máxima en el cable?
- ¿Cuál es el valor de la flecha resultante?
- ¿Cuánta tensión se necesita para que resulte una flecha mayor a la anterior?



11.2. Catenaria asimétrica.

11.1.3. Parábola con apoyos simétricos Un cable bajo la acción de una carga uniformemente distribuida. Los apoyos se encuentran a la misma altura (Figura 11.3).

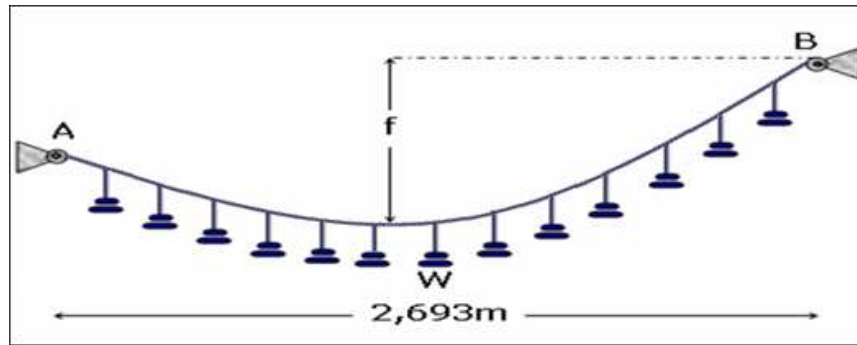
- Si $W = 9.68 \text{ N/m}$, determinar la tensión máxima en el cable.
- ¿Cuál es el valor de la flecha resultante?
- Para un valor W menor al anterior, ¿cuál es el valor de la tensión y de la flecha resultante?



11.3. Parábola simétrica.

11.1.4. Parábola con apoyos asimétricos Un cable bajo la acción de una carga uniformemente distribuida. Los apoyos se encuentran a diferente altura (Figura 11.4).

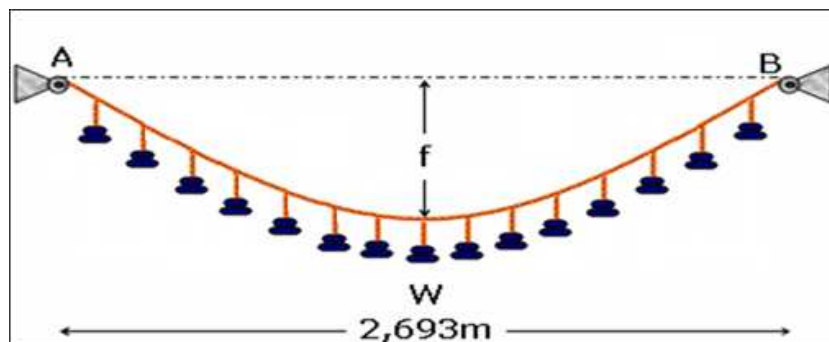
- Si $W = 9.68 \text{ N/m}$, determinar la tensión máxima en el cable.
- ¿Cuál es el valor de la flecha resultante?
- Para un W menor a la anterior, ¿cuál es el valor de la tensión y de la flecha resultante?



11.4. Parábola asimétrica.

11.1.5. Parábola con apoyos simétricos Un cable de peso despreciable, bajo la acción de una carga uniformemente distribuida. Los apoyos se encuentran a la misma altura (Figura 11.5).

- Si $W = 0.21 \text{ N/m}$, determinar la tensión máxima en el cable.
- ¿Cuál es el valor de la flecha resultante?
- Para un valor W menor al anterior, ¿cuál es el valor de la tensión y de la flecha resultante?



11.5. Parábola simétrica.

11.2. IDENTIFICAR LOS PRINCIPALES ELEMENTOS QUE CONFORMARÁN EL MONTAJE DEL LABORATORIO

- Ganchos **S** de alambre
- Cadena de eslabones
- Juego de arandelas
- Cuerda de cáñamo
- Eje de referencia
- Barras roscadas
- Juego de pesas
- Marco de carga
- Porta pesas

- Ganchos S
- Tormillos
- Tuercas
- Apoyos



11.6. Imagen de los apoyos



11.7. Imagen de los elementos



11.8. Imagen de los elementos

11.3. BITACORA (RECOPILANDO LAS EXPERIENCIAS)

Creando el laboratorio

La realización del modulo de puentes colgantes para laboratorio de estructuras, permitió identificar el funcionamiento normal de un puente colgante y las posibles formas de analizarlo, para tal fin se utilizaron elementos sencillos como cadenas, apoyos, pesas, barras, etc.

A lo largo del desarrollo del modulo, se generaron diferentes suposiciones, algunas de ellas fructíferas y otras no tanto; ejemplo de estas fue principalmente el uso de una viga de madera de dimensiones 2,40m x 0,11m x 0,15m, largo, ancho y alto respectivamente, para simular el tablero y de esta manera representar una carga distribuida, es decir, el tablero de un puente colgante.

Esta viga genero problemas para estabilizar el sistema (equilibrarlo), lo que permitió constatar que un puente no se diseña con un tablero continuo, aunque se sabe que éste debe ser rígido, es así como se confirmo que el tablero de un puente colgante se modela por fases.

Inicialmente las pruebas se realizaron con dos cadenas, las cuales se apoyaban cada una en un piñón, esto dificulto los procedimientos ya que tanto las dos cadenas como los piñones no trabajan de igual manera, por tal razón fue más complejo hallar el equilibrio del sistema en estas condiciones, basados en esta observación se tomo la decisión de modelar el sistema con un solo cable, es decir una sola cadena.

Práctica 1

La primera prueba realizada se definió como **Catenaria con apoyos simétricos**, esta prueba consta de una cadena que se suspende y se apoya a lado y lado sobre unos piñones que le dan libertad para adoptar un movimiento libre, la cual se equilibra colgando pesas en sus extremos.

Por medio de esta práctica se observo la curva que se genera en el cable por acción de su propio peso, la cual matemáticamente recibe el nombre de catenaria, en esta práctica se determinan las tensiones con las cuales se equilibra el sistema, cuyos valores deben ser iguales a lado y lado, teniendo en cuenta que al equilibrarse el sistema el peso del cable se distribuye simétricamente.

Los porcentajes de error fueron aceptables.

Práctica 2

De igual forma se desarrollo la práctica denominada **Catenaria con apoyos asimétricos**, esta práctica tiene los mismos elementos que la práctica anterior pero esta vez los apoyos se disponen a una altura diferente y se observa que el cable presenta dos curvas las cuales tiene un origen en común, donde la curva se vuelve totalmente horizontal.

Este punto donde el cable tiene este comportamiento horizontal es muy importante para el correcto desarrollo de la práctica, ya que si su localización es errada, por ser una medida sensible conllevara a aumentar el porcentaje de error.

Práctica 3

Posteriormente, el montaje que se realizo recibe el nombre de **Parábola con apoyos simétricos**, en el cual se ubicaron cargas puntuales de igual peso, a lo largo del cable y de esta forma se simuló una carga distribuida para determinar el comportamiento del cable dentro del sistema.

La principal dificultad surgió al determinar cual era el punto de equilibrio del sistema, hasta concluir que era necesario colocar inicialmente los apoyos y repartir la carga equitativamente a lado y lado del cable, para tal fin se utilizaron pesas de 100gr y 50gr, para simular los pendolones se utilizaron barras roscadas de 1/8".

Finalmente se logro en el cable un comportamiento similar al de un puente colgante, con la diferencia de que en este sistema se considero el peso propio de la cadena, lo cual en un puente colgante normalmente no se hace ya que el peso del cable es despreciable en comparación con el peso del tablero.

Por otra parte, el calculo de la flecha genero un porcentaje de error alto ya que el punto medio del cable se localizo donde esta una de las cargas puntuales que conforman la carga distribuida, por tal razón se generó una deflexión en el cable, lo cual aumentó el valor real de la flecha.

Es necesario aclarar que en posteriores montajes las cargas puntuales distribuidas a lo largo del cable deben tener la misma separación, teniendo en cuenta que a mayor número de pendolones, mayor uniformidad en el comportamiento del sistema, ya que no se distinguirían las cargas puntuales.

Práctica 4

En el desarrollo de la práctica denominada **Parábola con apoyos asimétricos**, se presentaron inconvenientes al momento de equilibrar el sistema y al determinar las longitudes de las dos flechas presentes en el cable. Este inconveniente radica en la necesidad de encontrar un punto donde el cable se hiciera exactamente horizontal y de esta forma ubicar el eje para tomar la medida de la flecha del cable, lo cual se dificultaba debido a las cargas puntuales.

Al ser una medida tan sensible, los porcentajes de error aumentaron considerablemente por lo que se hizo necesario realizar varias pruebas y así disminuir el porcentaje de error.

Correspondiente a las medidas en el cable, fue de gran importancia determinar el punto exacto desde donde comienza el cable a pender del apoyo, ya que es importante obtener la longitud correcta para realizar el cálculo de las tensiones del sistema.

Práctica 5

Se realizó la práctica No 5, **Cáñamo con apoyos simétricos**, la cual se basó principalmente en desprestigiar el peso del cable, por lo tanto se observó un comportamiento más similar al de un puente colgante.

Para el desarrollo de esta prueba el cable se modeló por medio de un hilo de cáñamo cuya característica principal es su in-elasticidad, lo que hace que el porcentaje de error disminuya respecto al valor real, sabiendo que los cables de acero sufren elongaciones mínimas que evitan problemas en el puente.

Inicialmente se usó un cáñamo tejido y se introdujeron pequeños pesos distribuidos en el cáñamo pero esto ocasionó un porcentaje de error alto lo que indicó que tejer el cáñamo, permite que éste se elongue.



UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
Facultad de Ingeniería Civil

Modulo de Puentes Colgantes

Manual de laboratorio de Estructuras



Cristina Isabel Narvaez Paez
Lorena Sanabria Burgos
2008



UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
Facultad de Ingeniería Civil
Manual de Laboratorio de Estructuras
Modulo de Puentes Colgantes

INTRODUCCION

Los cables son una estructura a tensión típica, son muy flexibles y cambian de forma bajo la acción de cargas concentradas, no poseen rigidez a la flexión, ni resisten fuerzas de compresión, además es uno de los principales elementos del puente colgante, siendo el elemento básico de la estructura resistente, su mayor desempeño se presenta ante cargas de tensión, soportando y transmitiendo dichas cargas de un miembro a otro.

Cuando las cargas se encuentran distribuidas en el cable se obtienen formas curvas, como la parábola, comúnmente presentada en los puentes colgantes. La magnitud de las tensiones (tracciones) en el cable depende no solo de las cargas, sino también de la flecha. La curva del cable de un puente colgante es una combinación de la catenaria y de la parábola, sin embargo la diferencia entre ambas curvas es mínima. Al modelar el comportamiento de un cable se hace más fácil identificar los efectos que ocasionan las cargas en el sistema y sus principales características.

Por otra parte en el análisis de fuerzas del sistema en un puente colgante, el peso propio del cable puede ser despreciado ya que este es pequeño comparado con la carga que soportará.

La estructura básica del puente colgante está formada por los cables principales que se fijan en los extremos del vano a salvar y tienen la flecha necesaria para soportar mediante un mecanismo de tracción pura, las cargas que actúan sobre él.



UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
Facultad de Ingeniería Civil
Manual de Laboratorio de Estructuras
Modulo de Puentes Colgantes

PRACTICA 1

CATENARIA APOYOS SIMETRICOS

OBJETIVO

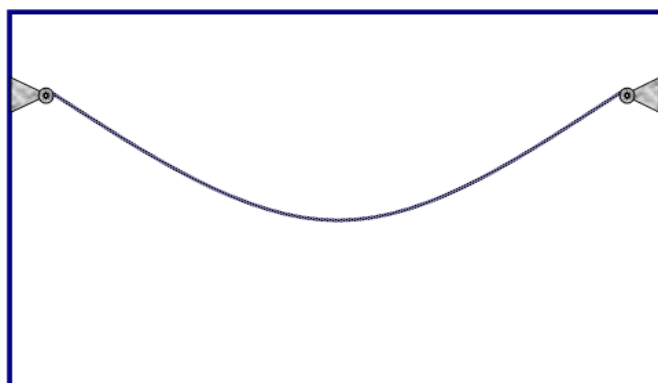
- Identificar el comportamiento del cable bajo la acción de su propio peso.
- Contrastar los datos experimentales con los teóricos, analizando el porcentaje de error y sus posibles causas.

MARCO TEORICO

La **catenaria** es la forma que adopta una cuerda o cadena cuando se cuelga de dos apoyos y sólo soporta su propio peso, el concepto catenaria se acerca, desde el punto de vista matemático, al concepto y desarrollo de una parábola.

Los cables que emplean las compañías eléctricas para llevar la corriente de alta tensión entre las centrales eléctricas y los centros de consumo, son un ejemplo de cables sometidos a la acción de su propio peso.

Cuando los apoyos se encuentran en simetría, la fuerza de tensión en los extremos y a lo largo del cable depende de la longitud entre extremos, del peso del cable y de la flecha.



1. Catenaria simétrica.



Ecuaciones

La siguiente ecuación representa la catenaria que forma un cable cuando se encuentra suspendido y bajo la acción exclusiva de su propio peso:

$$f = \frac{T_0}{q} \times \left(\cosh \frac{q \times X}{T_0} - 1 \right)$$

La longitud **S** del cable se obtiene de la siguiente ecuación:

$$S = \frac{T_0}{q} \times \left(\sinh \frac{q \times X}{T_0} \right)$$

La tensión máxima expresada en función de **f** es representada por la siguiente ecuación:

$$T_{\max} = T_0 + q \times f$$

En donde:

- f:** Flecha
- T₀:** Tensión mínima
- T_{máx}:** Tensión máxima
- S:** Longitud media del cable
- q:** Peso del cable por metro lineal
- X:** Longitud horizontal tomada desde el apoyo hasta el punto más bajo del cable.

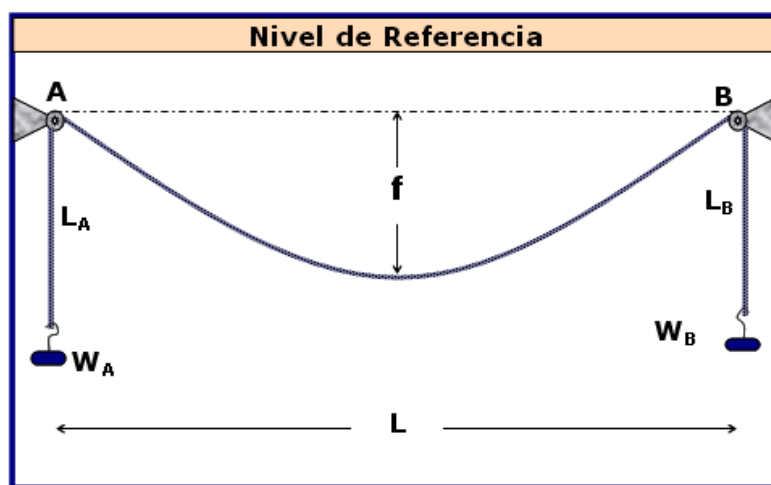
MATERIALES

- 1 Cadena de eslabones
- 1 Juego de pesas
- 2 Apoyos
- 2 Ganchos **S**
- 2 Porta pesas
- Eje de referencia



MONTAJE Y PROCEDIMIENTO

1. Ubicar los piñones en el marco de carga a una altura adecuada, teniendo en cuenta que éstos deben quedar simétricos.
2. Suspender la cadena apoyándola en los piñones, colocar los ganchos **S** en los extremos de la cadena y luego los porta pesas. Ubicar el sistema de referencia.
3. Ensayar colocando las pesas en los porta pesas, hasta que el sistema se encuentre en equilibrio.



2. Montaje prueba 1.

DATOS CONOCIDOS

Pesas: 500g, 100g, 50g
 Porta pesas: 86,85g (promedio)
 Ganchos S: 8,75g



UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
Facultad de Ingeniería Civil
Manual de Laboratorio de Estructuras
Modulo de Puentes Colgantes

ACTIVIDADES

1. Una vez equilibrado el sistema y teniendo en cuenta que el peso del cable es $q = 2.364\text{N/m}$, hallar la flecha y la tensión del cable.
2. Hallar el valor teórico de la tensión y comparar los resultados con los valores hallados en el laboratorio.
3. Calcular el porcentaje de error para la tensión máxima del sistema.
4. A partir de los datos obtenidos, determine las posibles fuentes de error y concluya.



3. Sistema de un cable simétrico



4. Detalle del apoyo



UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
Facultad de Ingeniería Civil
Manual de Laboratorio de Estructuras
Modulo de Puentes Colgantes

PRACTICA 2

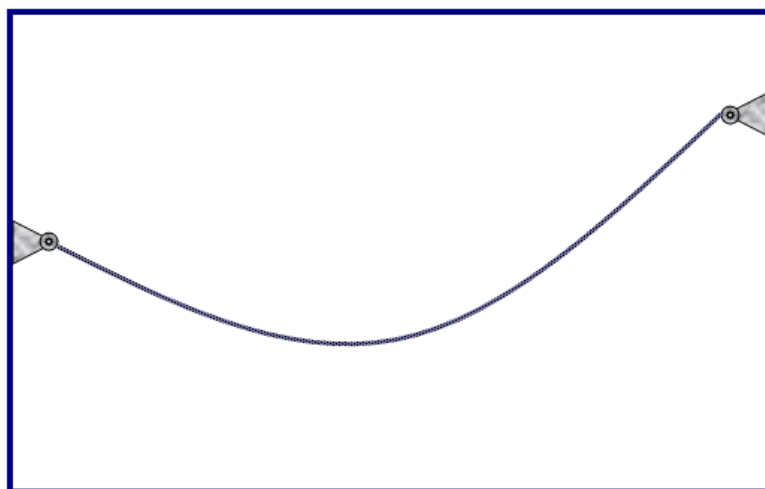
CATENARIA APOYOS ASIMETRICOS

OBJETIVOS

- Identificar y analizar el comportamiento del cable bajo la acción de su propio peso y con apoyos en condiciones asimétricas.
- Comparar las diferencias que se presentan en el sistema respecto a las condiciones de los apoyos.

MARCO TEORICO

Cuando el cable se encuentra suspendido en apoyos asimétricos, las expresiones que describen el comportamiento del cable son más complejas que en el cable simétrico.



4. Catenaria asimétrica.



UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
Facultad de Ingeniería Civil
Manual de Laboratorio de Estructuras
Modulo de Puentes Colgantes

Ecuaciones

Para determinar las componentes en un cable asimétrico que actúa bajo la acción de su propio peso, se utilizan las mismas ecuaciones que para un cable simétrico, teniendo en cuenta la diferencia de altura entre los apoyos.

Ecuación de la catenaria que forma un cable cuando se encuentra suspendido y bajo la acción exclusiva de su propio peso:

$$f = \frac{T_0}{q} \times \left(\cosh \frac{q \times X}{T_0} - 1 \right)$$

Longitud **S** del cable:

$$S = \frac{T_0}{q} \times \left(\sinh \frac{q \times X}{T_0} \right)$$

Tensión máxima expresada función de **f**:

$$T_{\text{máx}} = T_0 + q \times f$$

Donde:

f: Flecha

T₀: Tensión mínima

T_{máx}: Tensión máxima

S: Longitud media del cable

q: Peso del cable por metro lineal

X: Longitud horizontal tomada desde el apoyo hasta el punto más bajo del cable.

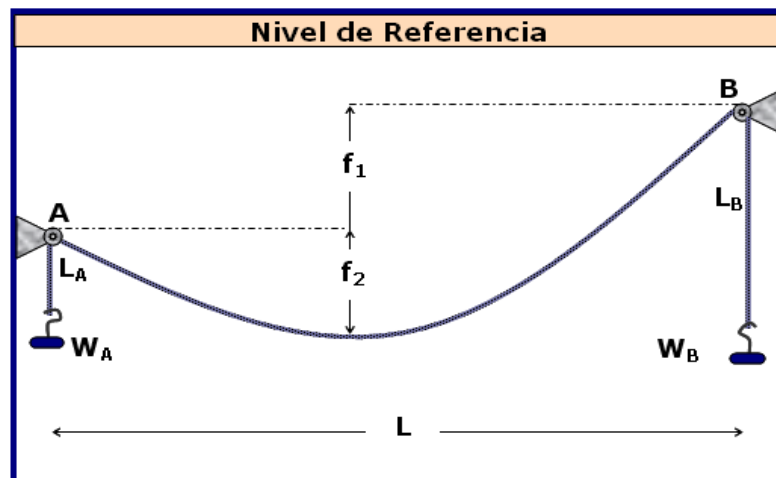
MATERIALES

- 1 Cadena de eslabones
- 1 Juego de pesas
- 2 Apoyos
- 2 Porta pesas
- 2 Ganchos **S**
- Eje de referencia



MONTAJE Y PROCEDIMIENTO

1. Ubicar los piñones en el marco de carga a una altura adecuada, teniendo en cuenta que éstos debe quedar asimétricos.
2. Suspender la cadena apoyándola en los piñones, colocar los ganchos **S** en los extremos de la cadena y luego los porta pesas. Ubicar el sistema de referencia.
3. Ensayar colocando las pesas en los porta pesas, hasta que el sistema se encuentre en equilibrio.



5. Montaje prueba 2.

DATOS CONOCIDOS

Pesas: 500g, 100g, 50g
Porta pesas: 86,85g (promedio)
Ganchos S: 8,75g



ACTIVIDADES

1. Encuentre el equilibrio estático del sistema y determine la flecha y la tensión del cable, sabiendo que el peso del cable es $q=2.364\text{N/m}$.
2. Determinar la tensión real del cable y comparar su valor con el resultado experimental.
3. Calcular el porcentaje de error para la tensión máxima presente en el sistema.
4. Analizando los datos obtenidos, determinar los factores que generan error en el sistema y concluya.



6. Sistema de un cable asimétrico



7. Detalle del apoyo



PRACTICA 3

PARABOLA APOYOS SIMETRICOS

OBJETIVO

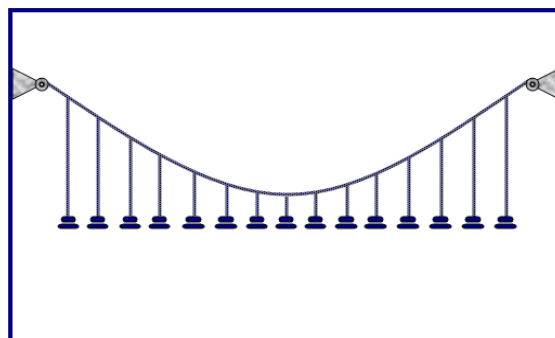
- Identificar y analizar el comportamiento del cable bajo la acción de una carga distribuida, con apoyos en condiciones de simetría.
- Hallar la relación existente entre peso de los apoyos y la carga distribuida.

MARCO TEORICO

La **parábola** es la curva que adopta un cable al despreciarse su peso, cuando en él actúa una carga uniformemente distribuida.

El cable principal de un puente colgante es un ejemplo de cable sometido a una carga distribuida, en este caso la forma que toma el cable es la de una parábola, y debido a que el peso del cable es tan pequeño en comparación con el peso del puente éste es despreciable.

La forma parabólica que toma el cable, permite sostener un peso uniforme horizontal de tal forma que exista una tensión uniforme en cada uno de los puntos.



8. Parábola simétrica.



Ecuaciones

La siguiente ecuación determina la longitud **S** del cable, debido a que en la mayoría de los casos **f** es mucho menor que **L/4**, los tres términos de la ecuación son suficientes para dar una aproximación precisa.

$$S = L \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{f}{L} \right)^4 \right]$$

La componente horizontal constante de la tensión del cable se convierte en la tensión en el origen, es decir, la tensión mínima, la cual se determina aplicando la siguiente ecuación:

$$T_0 = \frac{W \times L^2}{8 \times f}$$

Para determinar la tensión máxima en una parábola se aplica la siguiente ecuación:

$$T_{\text{máx}} = \frac{W \times L}{2} \times \sqrt{1 + \frac{L^2}{16 \times f^2}}$$

En donde: **f**: Flecha

T₀: Tensión mínima

T_{máx}: Tensión máxima

W: Carga distribuida

S: Longitud media del cable

L: Longitud horizontal entre apoyos.

MATERIALES

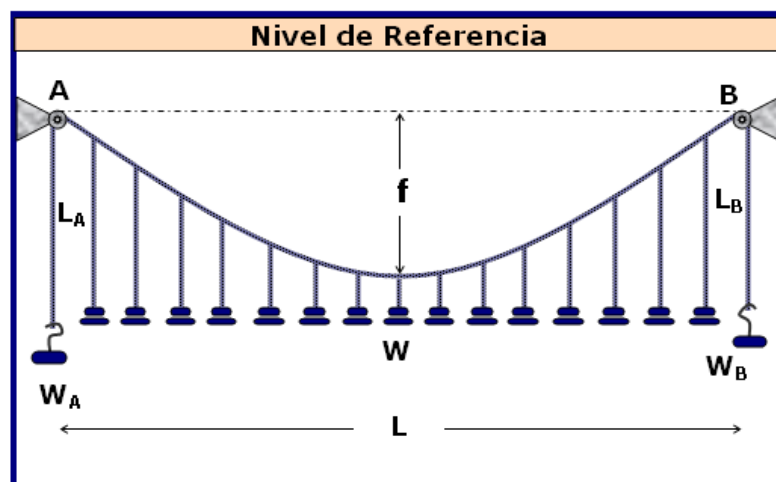
- 1 Cadena de eslabones
- 1 Juego de pesas
- 2 Apoyos
- 2 Ganchos **S**



- 2 Porta pesas
- 13 Barras roscadas
- 26 tuercas pequeñas
- Eje de referencia

MONTAJE Y PROCEDIMIENTO

1. Ubicar los piñones en el marco de carga a una altura adecuada, teniendo en cuenta que éstos debe quedar simétricos.
2. Suspender la cadena apoyándola en los piñones, colocar los ganchos **S** en los extremos de la cadena y luego los porta pesas. Ubicar el sistema de referencia.
3. Tomado como punto de partida la mitad del cable, ubicar trece barras roscadas (una en el centro y seis a lado y lado)
4. Distribuir las pesas uniformemente en cada una de las barras roscadas, ensayar colocando las pesas en los porta pesas, hasta que el sistema se encuentre en equilibrio.



9. Montaje prueba 3



UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
Facultad de Ingeniería Civil
Manual de Laboratorio de Estructuras
Modulo de Puentes Colgantes

DATOS CONOCIDOS

Pesas: 500g, 100g, 50g
Porta pesas: 86,85g (promedio)
Barras roscadas: 17,3g
Ganchos S: 8,75g

ACTIVIDADES

1. Con una carga distribuida $W = 13.208\text{N/m}$, equilibre el sistema y determine la flecha y la tensión del cable.
2. Hallar el valor teórico de la tensión y de la flecha, y comparar los resultados con los valores hallados en el laboratorio.
3. Calcular el porcentaje de error para la tensión máxima del sistema.
4. A partir de los datos obtenidos, determine las posibles fuentes de error y concluya.



10. Sistema cable simétrico con carga distribuida.



UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
Facultad de Ingeniería Civil
Manual de Laboratorio de Estructuras
Modulo de Puentes Colgantes



11. Detalle de elementos que constituyen la carga distribuida; pendolones y pesas



UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
Facultad de Ingeniería Civil
Manual de Laboratorio de Estructuras
Modulo de Puentes Colgantes

PRACTICA 4

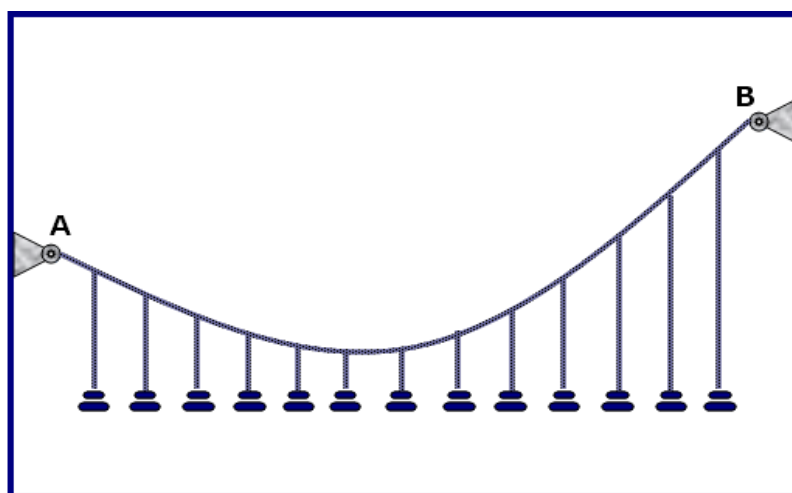
PARABOLA APOYOS ASIMETRICOS

OBJETIVO

- Identificar y analizar el comportamiento del cable bajo la acción de una carga distribuida, con apoyos en condiciones asimétricas.

MARCO TEORICO

Para determinar las componentes en un cable asimétrico que actúa bajo la acción de una carga distribuida, se utilizan las mismas ecuaciones que para un cable simétrico, teniendo en cuenta la diferencia de altura entre los apoyos.



7. Parábola asimétrica



Ecuaciones

Longitud **S** del cable, los tres términos de la ecuación son suficientes para dar una aproximación precisa.

$$S = L \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{f}{L} \right)^4 \right]$$

La tensión en el origen, es decir, la tensión mínima, se determina aplicando la siguiente ecuación:

$$T_0 = \frac{W \times L^2}{8 \times f}$$

La tensión máxima en una parábola se determina con la siguiente ecuación:

$$T_{\text{máx}} = \frac{W \times L}{2} \times \sqrt{1 + \frac{L^2}{16 \times f^2}}$$

En donde

f: Flecha

T₀: Tensión mínima

T_{máx}: Tensión máxima

W: Carga distribuida

S: Longitud media del cable

L: En este caso el valor de L, es tomado desde el apoyo hasta el punto más bajo del cable.

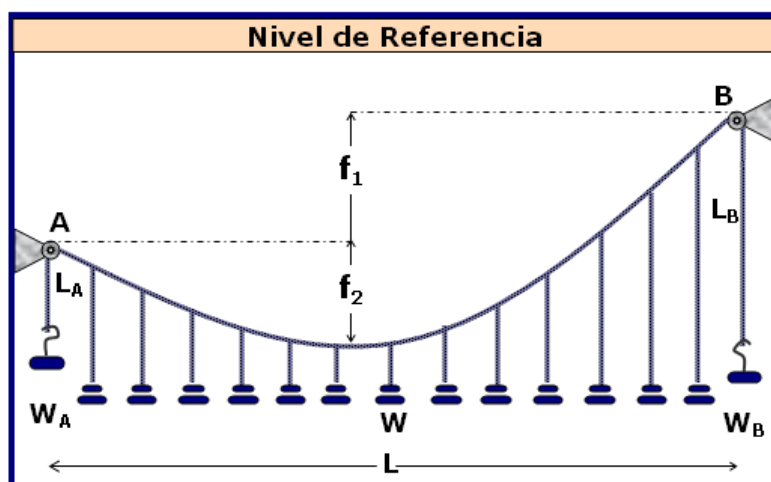
MATERIALES

- 1 Cadena de eslabones
- 1 Juego de pesas
- 2 Apoyos
- 2 Ganchos **S**
- 2 Porta pesas
- 13 Barras roscadas
- 26 tuercas pequeñas
- Eje de referencia



MONTAJE Y PROCEDIMIENTO

1. Ubicar los piñones en el marco de carga a una altura adecuada, teniendo en cuenta que éstos debe quedar asimétricos.
2. Suspender la cadena apoyándola en los piñones, colocar los ganchos S en los extremos de la cadena y luego los porta pesas. Ubicar el sistema de referencia.
3. Tomado como punto de partida la mitad del cable, ubicar trece barras roscadas (una en el centro y seis a lado y lado).
4. Distribuir las pesas uniformemente en cada una de las barras roscadas, ensayar colocando las pesas en los porta pesas, hasta que el sistema se encuentre en equilibrio.



8. Montaje prueba 4

DATOS CONOCIDOS

Pesas: 500g, 100g, 50g
Porta pesas: 86,85g (promedio)
Barras roscadas: 17,3g
Ganchos S: 8,75g



UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
Facultad de Ingeniería Civil
Manual de Laboratorio de Estructuras
Modulo de Puentes Colgantes

ACTIVIDADES

1. Equilibre el sistema en el cual actúa una carga distribuida $W = 13.208N/m$, determine la tensión y la flecha del cable.
2. Determinar el valor teórico de la tensión y comparar los resultados con los valores experimentales.
3. Calcular el porcentaje de error para la tensión máxima presente en el sistema.
4. Analizar los datos obtenidos determinando las posibles fuentes de error y concluya.



UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
Facultad de Ingeniería Civil
Manual de Laboratorio de Estructuras
Modulo de Puentes Colgantes

PRACTICA 5

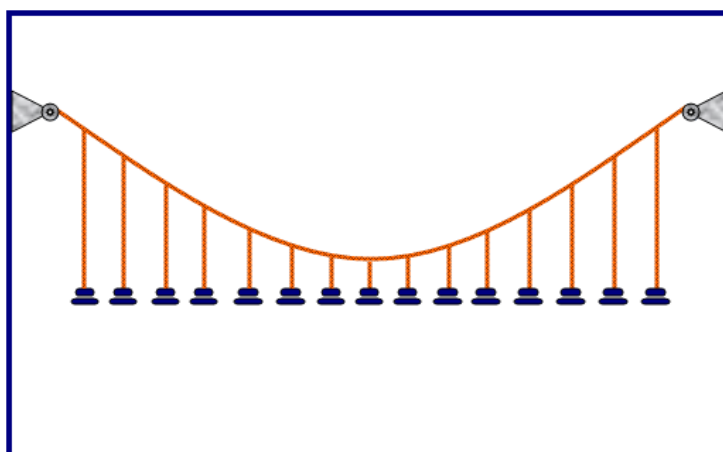
CAÑAMO APOYOS SIMETRICOS

OBJETIVO

- Identificar y analizar el comportamiento de un cable, de peso despreciable, bajo la acción de una carga distribuida, con apoyos en condiciones simétricas.
- Comparar un cable de peso despreciable bajo la acción de una carga distribuida, con un cable de peso no despreciable.

MARCO TEORICO

Cuando el peso del cable suspendido apoyado simétricamente es despreciable, se presenta una aproximación más precisa del comportamiento de un puente colgante, ya que el peso de los cables en dicho puente es menor comparado con el peso del puente, es decir, el peso del tablero, los pendolones, etc.



9. Cáñamo simétrico



Ecuaciones

Las ecuaciones a aplicar cuando el cable es de peso despreciable son las mismas del cable con peso no despreciable, ya que igualmente en el cable se presenta la forma de una parábola. La longitud **S** del cable, se determina con la siguiente ecuación, en la cual los tres términos son suficientes para dar una aproximación precisa.

$$S = L \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{f}{L} \right)^4 \right]$$

La tensión mínima, se determina aplicando la siguiente ecuación:

$$T_0 = \frac{W \times L^2}{8 \times f}$$

La tensión máxima en una parábola se determina con la siguiente ecuación:

$$T_{\text{máx}} = \frac{W \times L}{2} \times \sqrt{1 + \frac{L^2}{16 \times f^2}}$$

En donde **f**: Flecha

T₀: Tensión mínima

T_{máx}: Tensión máxima

W: Carga distribuida

S: Longitud media del cable

L: Longitud horizontal entre apoyos.

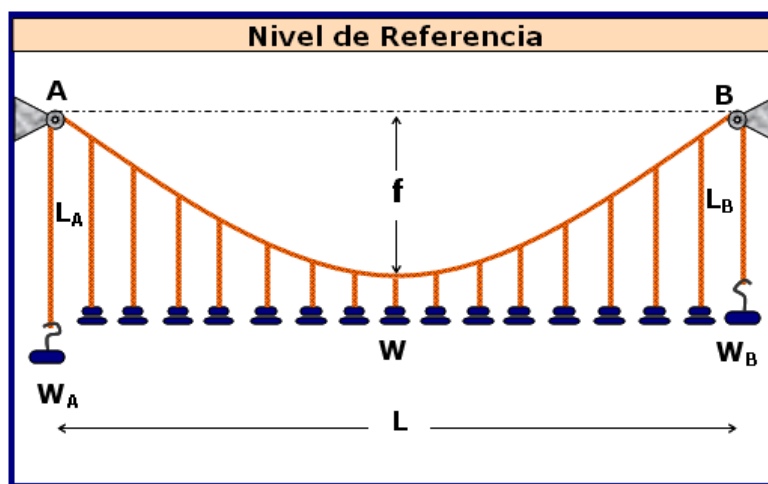
MATERIALES

- 1 Cuerda de cáñamo
- 1 Juego de arandelas
- 2 Apoyos
- 23 Ganchos **S** de alambre
- Eje de referencia



MONTAJE Y PROCEDIMIENTO

1. Ubicar los piñones en el marco de carga a una altura adecuada, teniendo en cuenta que éstos debe quedar simétricos.
2. Suspender el cáñamo apoyándolo en los piñones, colocar los ganchos **S** de alambre en los extremos de la cadena y ubicar el sistema de referencia.
3. Tomado como punto de partida la mitad del cáñamo, ubicar 21 ganchos **S** (uno en el centro y veinte a lado y lado)
4. Distribuir las arandelas uniformemente en cada uno de los ganchos **S**, ensayar colocando las arandelas en los ganchos, hasta que el sistema se encuentre en equilibrio.



10. Montaje prueba 5.

DATOS CONOCIDOS

Pesas: 5,4g, 1,2g
Ganchos S de aluminio: 0,7g



UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
Facultad de Ingeniería Civil
Manual de Laboratorio de Estructuras
Modulo de Puentes Colgantes

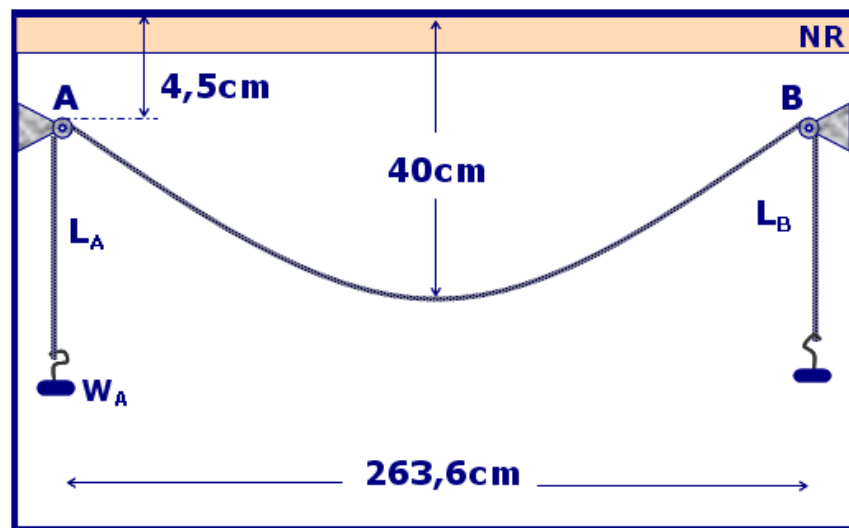
ACTIVIDADES

1. Con una carga distribuida $W = 0.15N$ y teniendo en cuenta que el peso del cable es despreciable, equilibre el sistema y determine la tensión y la flecha del cable.
2. Determinar los valores teóricos y experimentales de la tensión y compararlos.
3. Calcular el porcentaje de error para la tensión máxima del sistema.
4. Analizar los datos obtenidos, determinar los factores de error y concluir.

11.5. PRUEBAS DE LABORATORIO, RESULTADOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES.

PRACTICA No. 1 CATENARIA CON APOYOS SIMETRICOS

PRUEBA 1



Solución práctica

Donde:

- C_A : Longitud de la cadena en A
- C_B : Longitud de la cadena en B
- W_A : Peso en el apoyo A
- W_B : Peso en el apoyo B
- T_A : Tensión en A
- T_B : Tensión en B

▪ Datos iniciales

Longitud entre apoyos: $L = 263,6\text{cm}$

Carga: $q = 2,36\text{N/m}$

Flecha: $f = 40\text{cm} - 4,5\text{cm}$

$f = 35,5\text{cm}$

▪ **Pesos, longitudes y tensiones**

$$W_x = W_{\text{pesas}} + W_{\text{porta pesas}} + W_{\text{gancho S}}$$

$$W_A = 501g + 86,3g + 8,75g \quad \Rightarrow W_A = \underline{5,85N}$$

$$W_B = 501,3g + 87,4g + 8,75g \quad \Rightarrow W_B = \underline{5,86N}$$

$$C_A = 67,50\text{cm} \quad \Rightarrow L_A = \underline{1,59N}$$

$$C_B = 57,30\text{cm} \quad \Rightarrow L_B = \underline{1,35N}$$

$$T_A = W_A + C_A \quad \Rightarrow T_A = \underline{7,44N}$$

$$T_B = W_B + C_B \quad \Rightarrow T_B = \underline{7,21N}$$

Solución teórica

f = Flecha

To = Tensión mínima

Tmáx = Tensión máxima

S = Longitud media del cable

q = Peso del cable por metro lineal

X = Longitud horizontal tomada desde el apoyo hasta el punto más bajo del cable.

$$\begin{aligned} \text{▪ } f &= \frac{T_o}{q} \times \left(\cosh \frac{q \times X}{T_o} - 1 \right) & f &= 0,31 \text{ m} \\ & & q &= 2,36 \text{ N/m} \\ & & X &= 1,39 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \underline{T_o = 6,47N}$$

$$\text{▪ } S = \frac{T_o}{q} \times \left(\sinh \frac{q \times X}{T_o} \right) \quad \Rightarrow \underline{S = 1,45m}$$

$$\text{▪ } T_{\text{máx}} = T_o + q \times f \quad \Rightarrow \underline{T_{\text{máx}} = 7,31N}$$

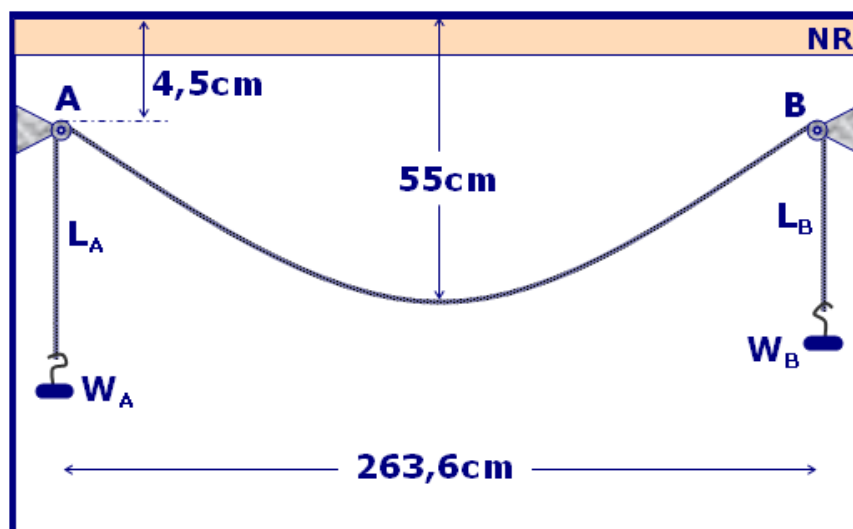
$$\text{▪ } \% \text{Error} = \frac{\text{Valorteorico} - \text{Valor experimental}}{\text{Valorteorico}} \times 100$$

Valor experimental = 7,33

Valor teórico = 7,31

$$\Rightarrow \% \text{Error} = 0,27$$

PRUEBA 2

Solución práctica

Donde:

C_A : Longitud de la cadena en A
 C_B : Longitud de la cadena en B
 W_A : Peso en el apoyo A
 W_B : Peso en el apoyo B
 T_A : Tensión en A
 T_B : Tensión en B

▪ **Datos iniciales**

Longitud entre apoyos: $L = 263,6\text{cm}$

Carga: $q = 2,36\text{N/m}$

Flecha: $f = 55\text{cm} - 4,5\text{cm}$

$f = 50,5\text{cm}$

▪ **Pesos, longitudes y tensiones**

$W_x = W_{\text{pesas}} + W_{\text{porta pesas}} + W_{\text{gancho S}}$

$W_A = 300\text{g} + 86,3\text{g} + 8,75\text{g}$

$\Rightarrow W_A = \underline{3,88\text{N}}$

$W_B = 300\text{g} + 87,4\text{g} + 8,75\text{g}$

$\Rightarrow W_B = \underline{3,89\text{N}}$

$$C_A = 61,30\text{cm} \quad \Rightarrow C_A = \underline{1,45\text{N}}$$

$$C_B = 60,70\text{cm} \quad \Rightarrow C_B = \underline{1,43\text{N}}$$

$$T_A = W_A + C_A \quad \Rightarrow T_A = \underline{5,33\text{N}}$$

$$T_B = W_B + C_B \quad \Rightarrow T_B = \underline{5,32\text{N}}$$

Solución teórica

f = Flecha

To = Tensión mínima

Tmáx = Tensión máxima

S = Longitud media del cable

q = Peso del cable por metro lineal

X = Longitud horizontal tomada desde el apoyo hasta el punto más bajo del cable.

$$\bullet \quad f = \frac{T_o}{q} \times \left(\cosh \frac{q \times X}{T_o} - 1 \right)$$

$$f = 0,51 \text{ m}$$

$$q = 2,36 \text{ N/m}$$

$$X = 1,32 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T_o = \underline{4,22\text{N}}$$

$$\bullet \quad S = \frac{T_o}{q} \times \left(\sinh \frac{q \times X}{T_o} \right) \quad \Rightarrow S = \underline{1,44\text{m}}$$

$$\bullet \quad T_{\text{máx}} = T_o + q \times f \quad \Rightarrow T_{\text{máx}} = \underline{5,41\text{N}}$$

$$\bullet \quad \% \text{Error} = \frac{\text{Valorteorico} - \text{Valor experimental}}{\text{Valorteorico}} \times 100$$

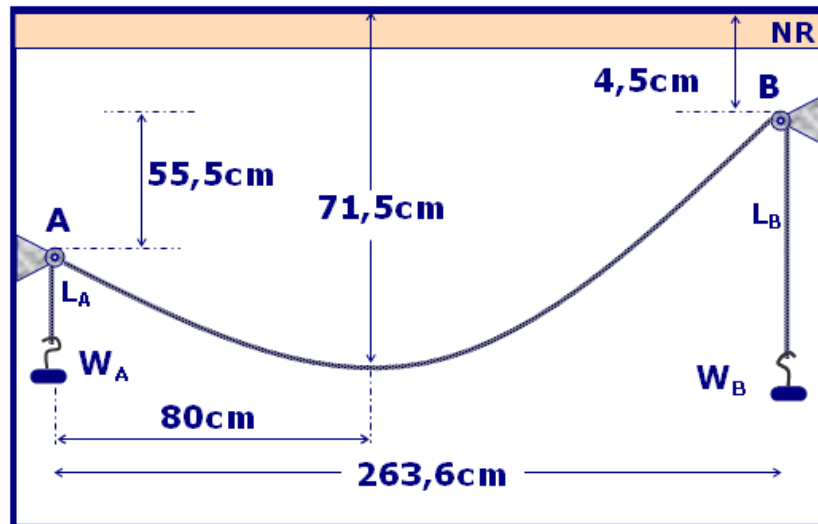
Valor experimental = 5,33

Valor teórico = 5,41

$$\Rightarrow \% \text{Error} = \underline{1,48}$$

PRACTICA No. 2
CATENARIA CON APOYOS ASIMETRICOS

PRUEBA 1



Solución práctica

Donde:

- C_A : Longitud de la cadena en A
- C_B : Longitud de la cadena en B
- W_A : Peso en el apoyo A
- W_B : Peso en el apoyo B
- T_A : Tensión en A
- T_B : Tensión en B

▪ **Datos iniciales**

Longitud entre apoyos: $L = 263,6\text{cm}$

Carga: $q = 2,36\text{N/m}$

Flecha: $f_A = 71,5\text{m} - 55,5\text{cm} - 4,5\text{cm}$

$f_A = 11,5\text{cm}$

Flecha: $f_B = 71,5\text{m} - 4,5\text{cm}$

$f_B = 67\text{cm}$

▪ **Pesos, longitudes y tensiones**

$$W_x = W_{\text{pesas}} + W_{\text{porta pesas}} + W_{\text{gancho S}}$$

$$W_A = 500g + 86,3g + 8,75g \quad \Rightarrow W_A = \underline{5,84N}$$

$$W_B = 500g + 87,4g + 8,75g \quad \Rightarrow W_B = \underline{5,85N}$$

$$C_A = 41,50\text{cm} \quad \Rightarrow C_A = \underline{0,98N}$$

$$C_B = 91,50\text{cm} \quad \Rightarrow C_B = \underline{2,16N}$$

$$T_A = W_A + C_A \quad \Rightarrow T_A = \underline{6,82N}$$

$$T_B = W_B + C_B \quad \Rightarrow T_B = \underline{8,01N}$$

Solución teórica

f = Flecha

To = Tensión mínima

Tmáx = Tensión máxima

S = Longitud media del cable

q = Peso del cable por metro lineal

X = Longitud horizontal tomada desde el apoyo hasta el punto más bajo del cable.

Apoyo A

$$\begin{aligned} \text{▪ } f &= \frac{T_o}{q} \times \left(\cosh \frac{q \times X}{T_o} - 1 \right) & f &= 0,12 \text{ m} \\ & & q &= 2,36 \text{ N/m} \\ & & X &= 0,80 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \underline{T_o = 6,34N}$$

$$\text{▪ } S = \frac{T_o}{q} \times \left(\sinh \frac{q \times X}{T_o} \right) \quad \Rightarrow \underline{S = 0,82m}$$

$$\text{▪ } T_{\text{máx}} = T_o + q \times f \quad \Rightarrow \underline{T_{\text{máx}} = 6,62N}$$

$$\text{▪ } \% \text{Error} = \frac{\text{Valorteorico} - \text{Valor experimental}}{\text{Valorteorico}} \times 100$$

Valor experimental = 6,82

Valor teórico = 6,62

$$\Rightarrow \% \text{Error} = \underline{3,02}$$

Apoyo B

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad f &= \frac{T_0}{q} \times \left(\cosh \frac{q \times X}{T_0} - 1 \right) & \begin{aligned} f &= 0,67 \text{ m} \\ q &= 2,36 \text{ N/m} \\ X &= 1,84 \text{ m} \end{aligned} \\ &\Rightarrow \underline{\underline{T_0 = 6,21\text{N}}} \end{aligned}$$

$$\blacksquare \quad S = \frac{T_0}{q} \times \left(\sinh \frac{q \times X}{T_0} \right) \quad \Rightarrow \underline{\underline{S = 1,99\text{m}}}$$

$$\blacksquare \quad T_{\text{máx}} = T_0 + q \times f \quad \Rightarrow \underline{\underline{T_{\text{máx}} = 7,79\text{N}}}$$

$$\blacksquare \quad \% \text{Error} = \frac{\text{Valorteorico} - \text{Valor experimental}}{\text{Valorteorico}} \times 100$$

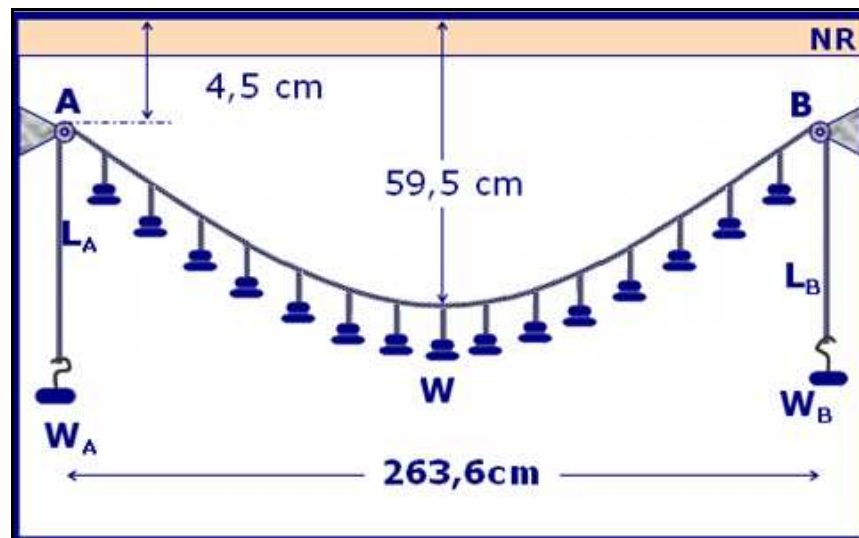
Valor experimental = 8,01

Valor teórico = 7,79

$$\Rightarrow \underline{\underline{\% \text{Error} = 2,82}}$$

PRACTICA No. 3
PARABOLA CON APOYOS SIMETRICOS

PRUEBA 1



Solución práctica

Donde:

- C_A : Longitud de la cadena en A
- C_B : Longitud de la cadena en B
- W_A : Peso en el apoyo A
- W_B : Peso en el apoyo B
- T_A : Tensión en A
- T_B : Tensión en B

▪ **Datos iniciales**

Longitud entre apoyos: $L = 263,6\text{cm}$
 Peso de la cadena: $q = 2,36\text{N/m}$
 Carga distribuida: $W = 12,86\text{N/m}$

Flecha: $f = 59,5\text{cm} - 4,5\text{cm}$
 $f = 55\text{cm}$

▪ **Pesos, longitudes y tensiones**

$$W_x = W_{\text{pesas}} + W_{\text{porta pesas}} + W_{\text{gancho S}}$$

$$W_A = 2500g + 86,3g + 8,75g \quad \Rightarrow W_A = \underline{25,46N}$$

$$W_B = 2500g + 87,4g + 8,75g \quad \Rightarrow W_B = \underline{25,47N}$$

$$C_A = 55,20\text{cm} \quad \Rightarrow C_A = \underline{1,31N}$$

$$C_B = 57,20\text{cm} \quad \Rightarrow C_B = \underline{1,35N}$$

$$T_A = W_A + C_A \quad \Rightarrow T_A = \underline{26,77N}$$

$$T_B = W_B + C_B \quad \Rightarrow T_B = \underline{26,82N}$$

Solución teórica

f = Flecha

To = Tensión mínima

Tmáx = Tensión máxima

W = Carga distribuida

S = Longitud media del cable

L = Longitud horizontal entre apoyos

$$S = L \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{f}{L} \right)^4 \right]$$

$$f = 0,55 \text{ m}$$

$$L = 2,64 \text{ m}$$

$$W = 12,86 \text{ N/m}$$

$$\Rightarrow \underline{S = 2,91N}$$

$$T_o = \frac{W \times L^2}{8 \times f} \quad \Rightarrow \underline{T_o = 20,37m}$$

$$T_{\text{máx}} = \frac{W \times L}{2} \times \sqrt{1 + \frac{L^2}{16 \times f^2}} \quad \Rightarrow \underline{T_{\text{máx}} = 26,52N}$$

$$\blacksquare \quad \%Error = \frac{\text{Valorteorico} - \text{Valor experimental}}{\text{Valorteorico}} \times 100$$

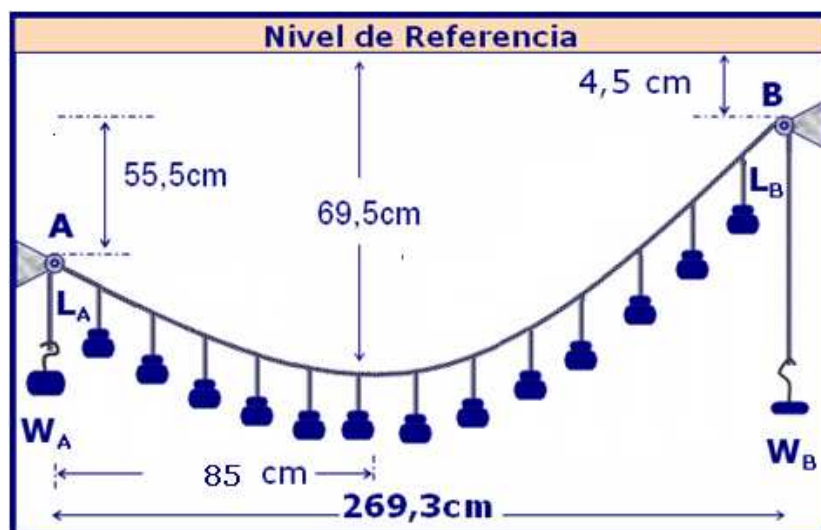
Valor experimental = 26,8

Valor teórico = 26,52

$\Rightarrow \%Error = 1,06$

PRACTICA No. 4 PARABOLA CON APOYOS ASIMETRICOS

PRUEBA 1



Solución práctica

Donde:

C_A : Longitud de la cadena en A

C_B : Longitud de la cadena en B

W_A : Peso en el apoyo A

W_B : Peso en el apoyo B

T_A : Tensión en A

T_B : Tensión en B

▪ **Datos iniciales**

Longitud entre apoyos: $L = 263,6\text{cm}$
 Carga de la cadena: $q = 2,364\text{N/m}$
 Carga distribuida: $W = 12,86\text{N/m}$

Flecha: $f_A = 82\text{cm} - (55,5\text{cm} - 4,5\text{cm})$
 $f_A = 22\text{cm}$

Flecha: $f_B = 82\text{cm} - 4,5\text{cm}$
 $f_B = 77,5\text{cm}$

▪ **Pesos, longitudes y tensiones**

$W_x = W_{\text{pesas}} + W_{\text{porta pesas}} + W_{\text{gancho S}}$

$W_A = 2500\text{g} + 86,3\text{g} + 8,75\text{g} \Rightarrow W_A = \underline{25,46\text{N}}$
 $W_B = 3000\text{g} + 87,4\text{g} + 8,75\text{g} \Rightarrow W_B = \underline{30,37\text{N}}$

$C_A = 61\text{cm} \Rightarrow C_A = \underline{1,44\text{N}}$
 $C_B = 57\text{cm} \Rightarrow C_B = \underline{1,35\text{N}}$

$T_A = W_A + C_A \Rightarrow T_A = \underline{26,90\text{N}}$
 $T_B = W_B + C_B \Rightarrow T_B = \underline{31,72\text{N}}$

Solución teórica

f = Flecha
 T_o = Tensión mínima
 $T_{\text{máx}}$ = Tensión máxima
 W = Carga distribuida
 S = Longitud media del cable
 L = En este caso el valor de L es tomado desde el apoyo hasta el punto más bajo del cable.

Apoyo A

$$S = L \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{f}{L} \right)^4 \right]$$

$f = 0,22 \text{ m}$
 $W = 12,86 \text{ N/m}$
 $L = 1,7 \text{ m}$

$$\Rightarrow \underline{S = 1,42\text{N}}$$

$$\bullet \quad T_0 = \frac{W \times L^2}{8 \times f} \Rightarrow \underline{T_0 = 21,12N}$$

$$\bullet \quad T_{\text{máx}} = \frac{W \times L}{2} \times \sqrt{1 + \frac{L^2}{16 \times f^2}} \Rightarrow \underline{T_{\text{máx}} = 23,78N}$$

$$\bullet \quad \%Error = \frac{\text{Valorteorico} - \text{Valor experimental}}{\text{Valorteorico}} \times 100$$

Valor experimental = 26,89

Valor teórico = 23,78

$$\Rightarrow \%Error = 13,13$$

Debido a que la carga utilizada es una carga promedio e igualmente la separación entre barras, el porcentaje de error es alto, también influye el peso de la cadena.

Apoyo B

$$\bullet \quad S = L \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{f}{L} \right)^4 \right]$$

$$\begin{aligned} f &= 0,78 \quad \text{m} \\ W &= 12,86 \quad \text{N/m} \\ L &= 3,57 \quad \text{m} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \underline{S = 2,87N}$$

$$\bullet \quad T_0 = \frac{W \times L^2}{8 \times f} \Rightarrow \underline{T_0 = 26,47m}$$

$$\bullet \quad T_{\text{máx}} = \frac{W \times L}{2} \times \sqrt{1 + \frac{L^2}{16 \times f^2}} \Rightarrow \underline{T_{\text{máx}} = 35,04N}$$

$$\blacksquare \quad \%Error = \frac{Valor\text{teorico} - Valor\text{experimental}}{Valor\text{teorico}} \times 100$$

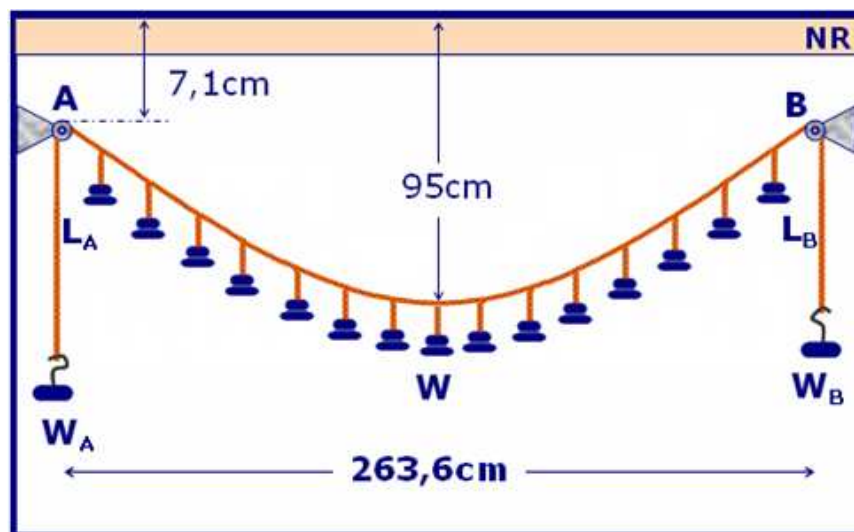
Valor experimental = 31,72

Valor teórico = 35,04

$\Rightarrow \%Error = 9,48$

PRACTICA No. 5 CAÑAMO CON APOYOS SIMETRICOS

PRUEBA 1



Solución práctica

Donde:

W_A : Peso en el apoyo A

W_B : Peso en el apoyo B

T_A : Tensión en A

T_B : Tensión en B

- **Datos iniciales**

Longitud entre apoyos: $L = 263,6\text{m}$
 Longitud del cable: $L_{\text{cable}} = 1,44\text{m}$
 Carga distribuida: $W = 0,15\text{N/m}$

Flecha: $f = 95\text{cm} - 7,1\text{cm}$
 $f = 87,9\text{cm}$

- **Pesos, longitudes y tensiones**

$$W_x = W_{\text{pesas}} + W_{\text{porta pesas}} + W_{\text{gancho S}}$$

$$\begin{aligned} W_A &= 24,6\text{g} + 0,7\text{g} & \Rightarrow T_A &= \underline{0,25\text{N}} \\ W_B &= 24,6\text{g} + 0,7\text{g} & \Rightarrow T_B &= \underline{0,25\text{N}} \end{aligned}$$

Solución teórica

f = Flecha
 T_o = Tensión mínima
 $T_{\text{máx}}$ = Tensión máxima
 W = Carga distribuida
 S = Longitud media del cable
 L = Longitud horizontal entre apoyos

$$\begin{aligned} \bullet \quad S &= L \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{f}{L} \right)^4 \right] & \begin{aligned} f &= 0,88 \text{ m} \\ W &= 0,15 \text{ N/m} \\ L &= 2,64 \text{ m} \end{aligned} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \underline{\mathbf{S = 3,21N}}$$

$$\bullet \quad T_o = \frac{W \times L^2}{8 \times f} \quad \Rightarrow \quad \underline{\mathbf{T_o = 0,15m}}$$

$$\bullet \quad T_{\text{máx}} = \frac{W \times L}{2} \times \sqrt{1 + \frac{L^2}{16 \times f^2}} \quad \Rightarrow \quad \underline{\mathbf{T_{\text{máx}} = 0,248N}}$$

- $$\%Error = \frac{\text{Valorteorico} - \text{Valor experimental}}{\text{Valorteorico}} \times 100$$

Valor experimental = 0,25

Valor teórico = 0,248

⇒ **%Error = 0,81**

CONCLUSIONES

La realización del proyecto de grado, “Estado del arte de los Puentes Colgantes”, permitió reunir información detallada sobre el análisis, diseño y construcción de puentes colgantes, y sus principales componentes estructurales y estéticos, dicha información facilitará el estudio y profundización de este extenso tema incluido dentro de la rama estructural.

Se desarrollo e implemento el modulo de laboratorio de puentes colgantes para el laboratorio de estructuras, el cual cumplirá con el objetivo de ser un recurso didáctico para el aprendizaje de los estudiantes, que profundizarán en el tema de puentes colgantes en tópicos especiales.

En cada una de las pruebas desarrolladas en el laboratorio, se analizó el comportamiento de los cables en diferentes situaciones, también se calculó un porcentaje de error con los datos teóricos y con los datos experimentales para hacer más ilustrativo el comportamiento de un puente en condiciones reales y comprobar la veracidad de las teorías.

Se diseñó un puente colgante, como un ejercicio académico, para ilustrar el procedimiento de su diseño y los factores que podrán alterar el mismo, generando así un interés mayor por el estudiante acerca de este tema y facilitando una herramienta de consulta.

ANEXO A

Propiedades físicas y mecánicas de los cables de acero

PROPIEDADES FÍSICAS Y MECANICAS DE LOS CABLES DE ACERO																
DIAM. OR PULG.	PESO APROXIMADO EN LIBRAS/PIE					RESISTENCIA DE ROTURA – TONELADAS DE 2.000 LIBRAS										
	6X7					6X19 6X37 CLASIFICACION					6X19 6X36 CLASIFICACION		8X19 CLASIFICACION		18X7 or 19X7	
	F.C.	F.C.	IWRC	F.C.	IWRC	F.C.	GALV F.C.	F.C.	IWRC	F.C.	IWRC	GALV F.C.	GALV IWRC	F.C.	IWRC	DIAM. OR PULG.
3/16	.056	.059	.065			1.50	1.35	1.70		1.55	1.67	1.40	1.50			3/16
1/4	.094	.10	.11	.098		2.64	2.38	3.02	3.40	2.74	2.94	2.47	2.65	2.35		1/4
5/16	.15	.16	.18	.15	.18	4.10	3.69	4.60	5.27	4.26	4.58	3.83	4.12	3.65		5/16
3/8	.21	.24	.26	.22	.26	5.86	5.27	6.71	7.55	6.10	6.56	5.49	5.90	5.24	6.63	3/8
7/16	.29	.32	.35	.30	.36	7.93	7.14	9.09	10.2	8.27	8.89	7.44	8.00	7.09	8.97	7/16
1/2	.38	.42	.46	.39	.47	10.3	9.27	11.8	13.3	10.7	11.5	9.63	10.3	9.23	10.1	1/2
9/16	.48	.53	.58	.50	.60	13.0	11.7	14.9	16.8	13.5	14.5	12.2	13.0	11.6	12.8	9/16
5/8	.59	.66	.72	.61	.73	15.9	14.3	18.3	20.6	16.7	17.9	15.0	16.1	14.3	15.7	5/8
3/4	.84	.94	1.04	.88	1.06	22.7	20.4	26.2	29.4	23.8	25.6	21.4	23.0	20.5	22.5	3/4
7/8	1.15	1.29	1.42	1.20	1.44	30.7	27.6	35.4	39.8	32.2	34.6	29.0	31.1	27.7	30.5	7/8
1	1.50	1.63	1.85	1.57	1.88	39.7	35.7	46.0	51.7	41.8	44.9	37.6	40.4	36.0	39.6	1
1-1/8	1.90	2.13	2.34	1.99	2.35	49.8	44.8	57.9	65.0	52.6	56.5	47.3	50.9	45.3	49.8	1-1/8
1-1/4	2.34	2.63	2.89	2.45	2.94	61.0	54.9	71.0	79.9	64.6	68.4	58.1	62.5	55.7	61.3	1-1/4
1-3/8	2.84	3.18	3.50	2.97	3.56	73.1	65.8	85.4	96.0	77.7	83.5	69.9	75.1	67.1	73.8	1-3/8
1-1/2	3.38	3.78	4.16	3.53	4.24	86.2	77.6	101	114	92.0	98.9	82.8	89.0	79.4	87.3	1-1/2
1-5/8		4.44	4.88					118	132	107	115	96.3	104			1-5/8
1-3/4		5.15	5.67					136	153	124	133	112	120			1-3/4
1-7/8		5.91	6.50					155	174	141	152	127	137			1-7/8
2		6.77	7.39					198	221	160	172					2
2-1/8		7.59	8.35					221	247	179	192					2-1/8
2-1/4		8.51	9.36					247	275	200	215					2-1/4

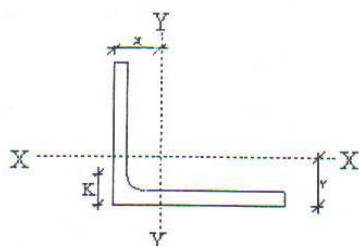
27

IPS = Improved Flow Steel
EIPS = Extra Improved Flow SteelPara Kg./Mt. MULTIPLICAR POR 1.488
Para Ton./Met. MULTIPLICAR POR 0.9072Empresa Colombiana de Cables S.A. - EMCOCABLES
Calle 110 No. 9B-04 - Tel: 213 4911 - FAX: 215 9013
Apartado Aéreo No. 12637 - Telcel No. 43193 - Bogotá, D.C. - Colombia

Tomada del Manual de EMCOCABLES

ANEXO B

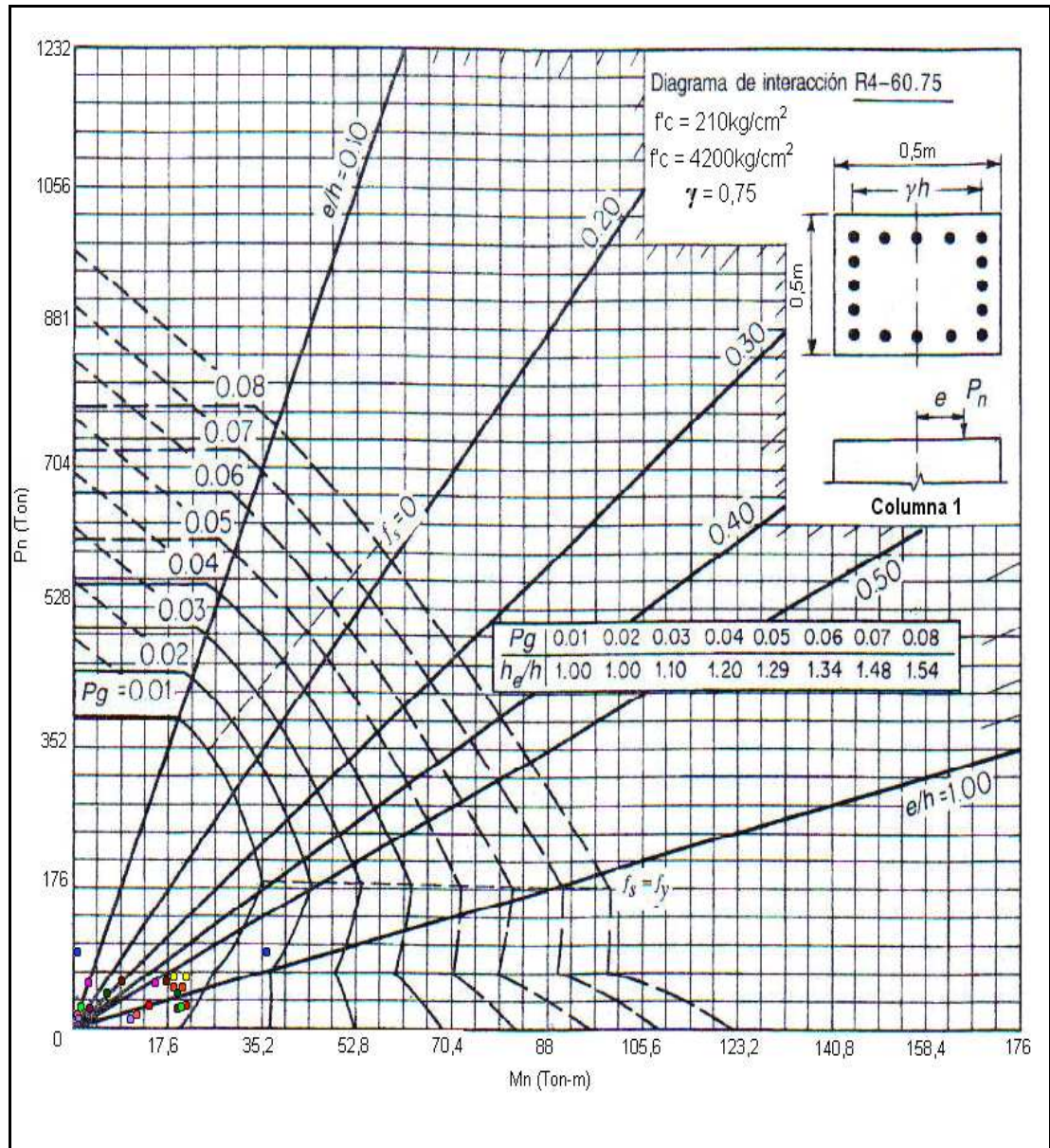
GRAFICA PROPIEDADES DE LOS ANGULOS



Dimensión Plg	Espesor Plg	K Cm	Peso Kg/m	Area Cm ²	Ixx-Iyy Cm ⁴	Sxx-Syy Cm	Rxx-Ryy Cm	X ó Y Cm	Rzz Cm
1" x 1"	1/8	0,64	1,19	1,48	0,91	0,51	0,77	0,75	0,50
	3/16	0,79	1,74	2,16	1,25	0,72	0,75	0,81	0,49
1 ¼" x 1 ¼"	1/8	0,64	1,50	1,91	1,83	0,80	0,98	0,91	0,62
	3/16	0,79	2,20	2,80	2,54	1,16	0,96	0,96	0,62
	¼	1,11	2,86	3,63	3,20	1,49	0,94	1,02	0,62
1 ½" x 1 ½"	1/8	0,79	1,83	2,32	3,25	1,18	1,18	1,06	0,75
	3/16	0,95	2,68	3,40	4,58	1,70	1,16	1,13	0,74
	¼	1,11	3,48	4,44	5,78	2,19	1,14	1,18	0,74
1 ¾" x 1 ¾"	1/8	0,95	2,15	2,72	5,24	1,62	1,38	1,23	0,88
	3/16	1,11	3,16	4,00	7,45	2,36	1,36	1,28	0,87
	¼	1,27	4,13	5,24	9,45	3,05	1,34	1,34	0,86
2" x 2"	1/8	1,11	2,46	3,12	7,91	2,15	1,59	1,38	1,01
	3/16	1,27	3,63	4,57	11,32	3,11	1,57	1,44	1,00
	¼	1,43	4,74	6,06	14,48	4,05	1,55	1,50	0,99
2 ½" x 2 ½"	1/8	1,11	3,10	3,92	15,81	3,45	2,00	1,70	1,27
	3/16	1,27	4,57	5,81	22,76	4,96	1,98	1,76	1,26
	¼	1,43	6,10	7,67	29,26	6,46	1,95	1,82	1,25
	5/16	1,58	7,44	9,42	35,33	7,90	1,93	1,88	1,24
3" x 3"	¼	1,43	7,29	9,29	51,61	9,45	2,36	2,14	1,50
	5/16	1,58	9,08	11,48	62,85	11,58	2,34	2,20	1,49
	3/8	1,74	10,72	13,61	73,26	13,65	2,32	2,25	1,49
	½	2,06	14,00	17,74	92,40	17,53	2,28	2,36	1,48
4" x 4"	¼	1,58	9,81	12,51	126,50	17,20	3,18	2,77	2,02
	5/16	1,75	12,19	15,48	154,40	21,14	3,16	2,84	2,00
	3/8	1,90	14,57	18,45	181,50	24,90	3,14	2,89	2,00
	½	2,22	19,50	24,20	231,40	32,30	3,10	3,00	1,98
5" x 5"	3/8	2,22	18,30	23,29	363,80	39,66	3,96	3,53	2,51
	½	2,54	24,11	30,65	470,30	51,90	3,92	3,63	2,49
	5/8	2,86	29,78	37,81	566,10	63,25	3,86	3,76	2,48
6" x 6"	3/8	2,20	22,22	28,12	641,00	58,10	4,77	4,17	3,02
	½	2,54	29,20	37,09	828,30	75,80	4,73	4,27	3,00
	5/8	2,86	36,00	45,87	1007,30	92,75	4,67	4,39	3,00

ANEXO C

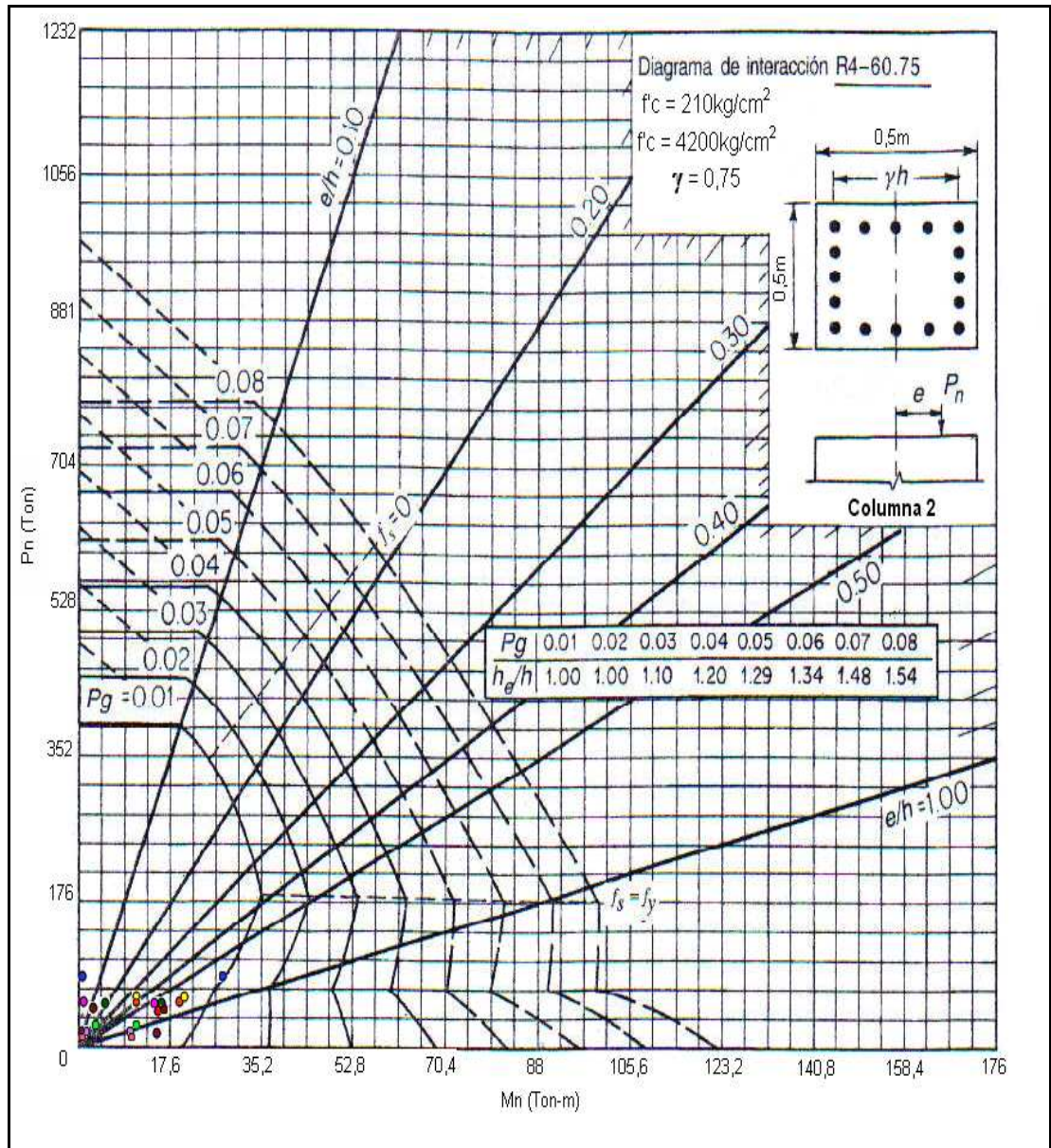
DIAGRAMA DE INTERACCION. COLUMNA 1



Tomada del libro Diseño de Estructuras de Concreto. Arthur H. Nilson. Grafica A.11. pág. 701

ANEXO D

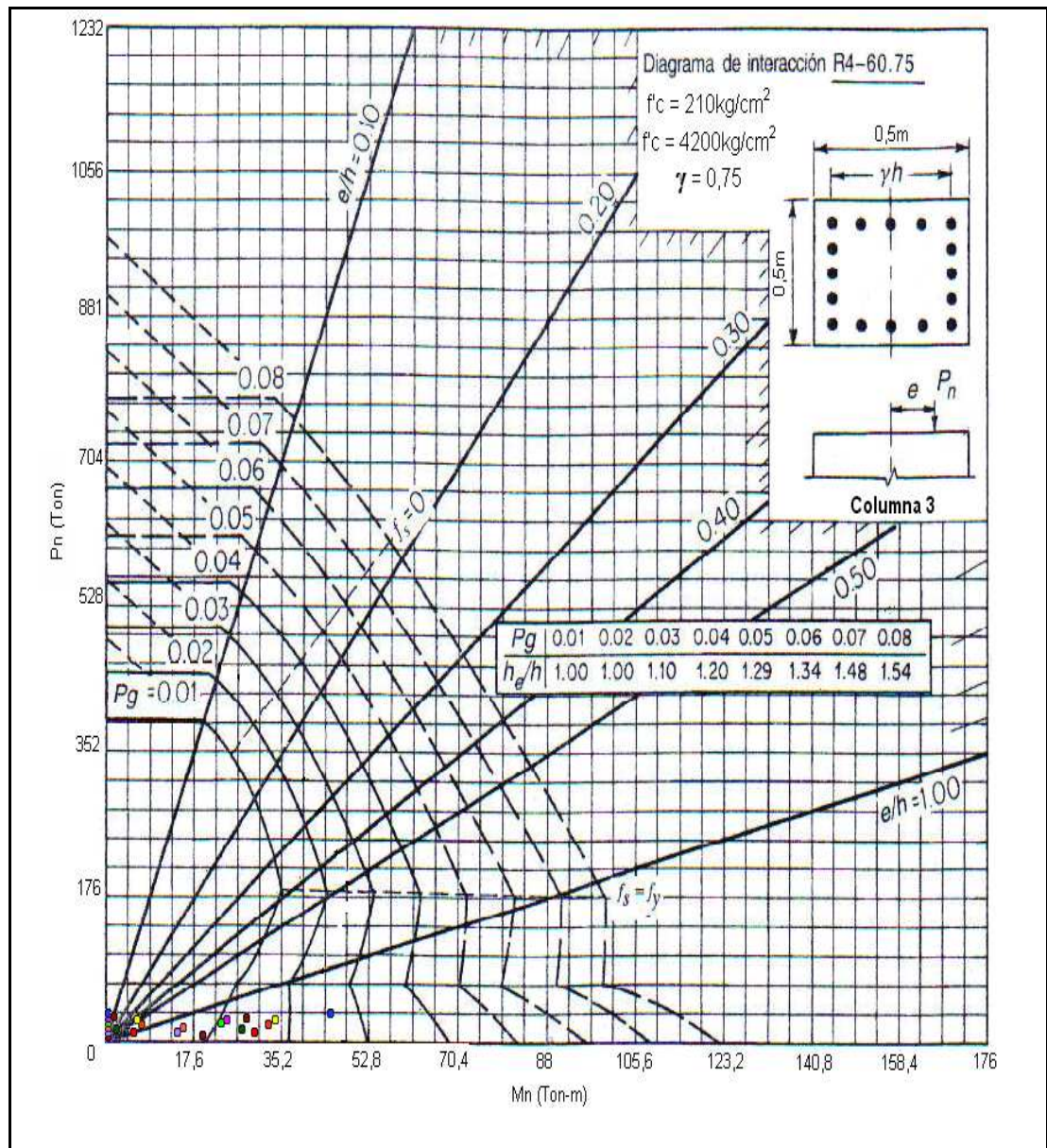
DIAGRAMA DE INTERACCION. COLUMNA 2



Tomada del libro Diseño de Estructuras de Concreto. Arthur H. Nilson. Grafica A.11. pág. 701

ANEXO E

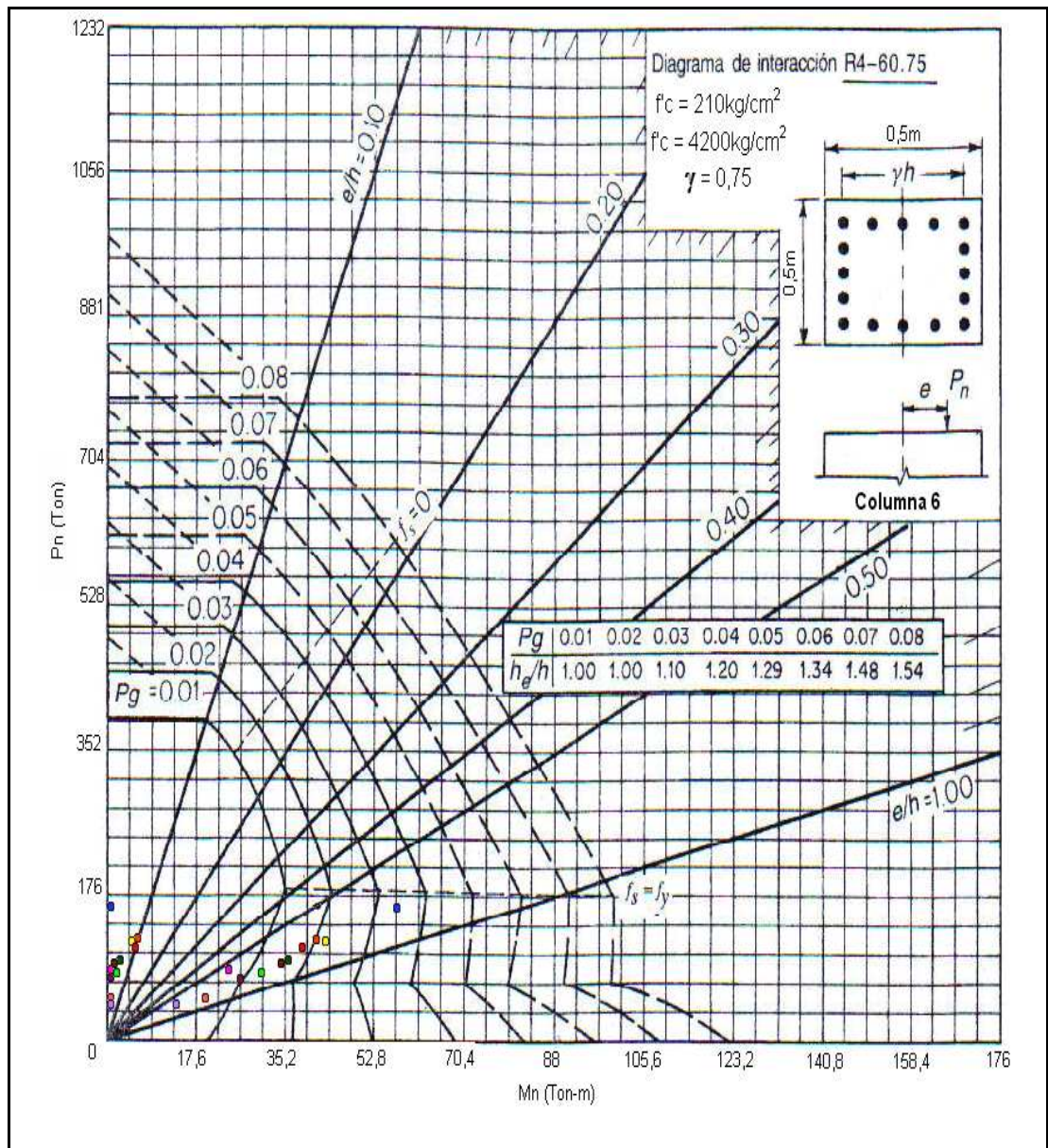
DIAGRAMA DE INTERACCION. COLUMNA 3



Tomada del libro Diseño de Estructuras de Concreto. Arthur H. Nilson. Grafica A.11. pág. 701

ANEXO F

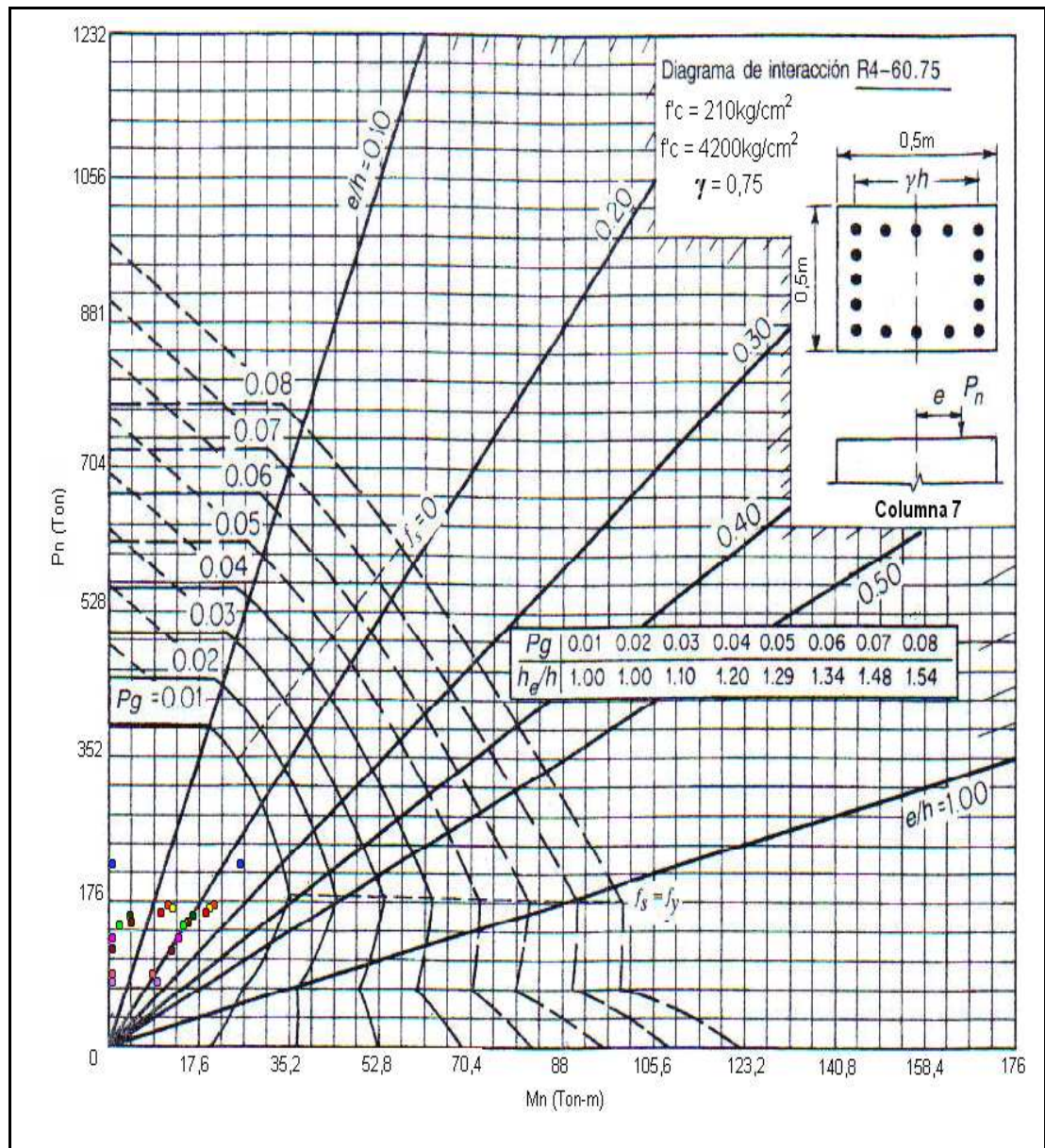
DIAGRAMA DE INTERACCION. COLUMNA 6



Tomada del libro Diseño de Estructuras de Concreto. Arthur H. Nilson. Grafica A.11. pág. 701

ANEXO G

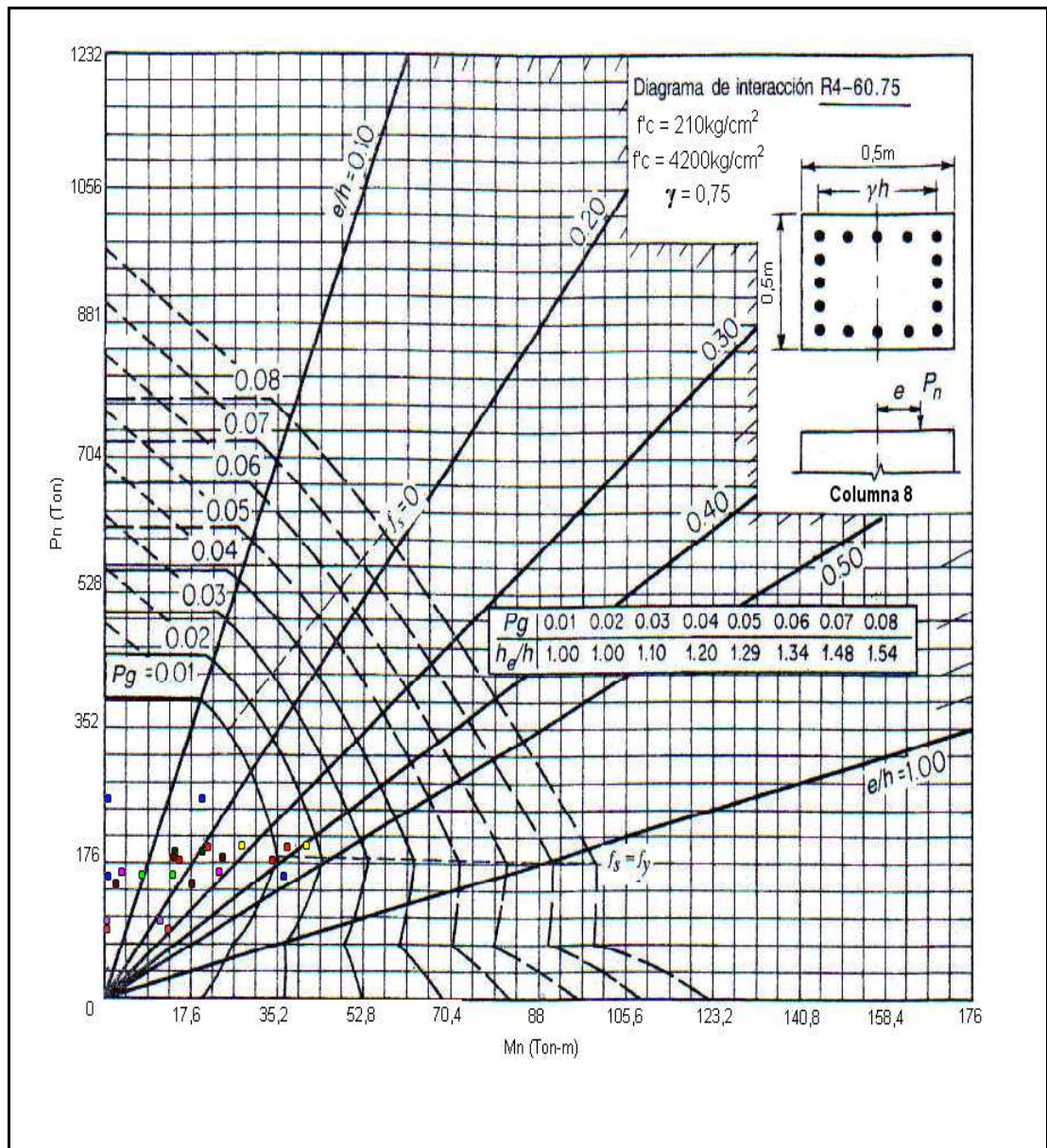
DIAGRAMA DE ITERACCION. COLUMNA 7



Tomada del libro Diseño de Estructuras de Concreto. Arthur H. Nilson. Grafica A.11. pág. 701

ANEXO H

DIAGRAMA DE INTERACCION. COLUMNA 8



Tomada del libro Diseño de Estructuras de Concreto. Arthur H. Nilson. Grafica A.11. pág. 701

BIBLIOGRAFIA

AGUILO Alonso, Miguel. Función y diseño en las torres de los puentes colgantes. http://ropdigital.ciccp.es/public/detalle_articulo.php?registro=5943

APROIN, Asociación de promotores inmobiliarios de la provincia de Pontevedra. Uruguay. Noviembre 2006. Nº 44. p. 60-63.

BROCKENBROUGH, Roger L. MERRITT, Fredericks. Manual de diseño de estructuras de acero. Segunda edición. Tomo III. Mac Graw Hill.

CHEN, Wai-Fah. LUI, Eric M. Handbook of structural engineering. Segunda edición.

CRESPO Villalaz, Carlos. Vías de Comunicación. Caminos, ferrocarriles, aeropuertos, puentes y puertos. Segunda edición. Limusa. p. 669-705.

FERNANDEZ, Troyano Leonardo. Tierra sobre el agua: Visión histórica universal de los puentes. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, España. 1999.

-----, -----, Bridge engineering: a global perspective. Editorial Thomas Telford. 2003.

HIBBELER, R. C. Ingeniería Mecánica. Estática. Séptima edición. Prentice Hall. p. 336-353.

INGENIERIA Y TERRITORIO, Puentes urbanos. Revista del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Barcelona, España. Nº 65. 2003.

MAHMOUD, Khaled M. Recent developments in bridge engineering. Editorial Taylor y Francis. 2003.

MESEGUER, J. PERALES, J. M. PINDADO, S. SANZ, A. Aerodinámica civil. Cargas de viento en las edificaciones. España. p. 25-30, 55-62.

MONTERO, Vargas Samuel. Ingeniería de Puentes. Universidad Pontificia Bolivariana.

-----, ----- Apuntes de clase y de Diseño Sísmico de Puentes Colgantes. Universidad Pontificia Bolivariana.

MERIAM, J.L, Estática. Segunda edición. Editorial Reverté S.A.1988.

Modelos de Puentes Colgantes Vehiculares. Secretaria de Obras Públicas. Departamento de Antioquia.

NILSON, Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto. Mc Graw Hill.

PUGSLEY, Alfred. The Theory of Suspension Bridges. Primera edición. Edward Arnold Publishers

REVISTA DE OBRAS PUBLICAS, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. España. Noviembre 2003

PINTOS, María I, ORTEGA, Néstor F. Aprovechamiento de los puentes en el turismo regional.

[www.naya.org.ar/turismo/congreso2003/ponencias/Maria Irene Pintos.htm](http://www.naya.org.ar/turismo/congreso2003/ponencias/Maria_Irene_Pintos.htm)

STAHL, Frank L. GAGNON, Christopher P. Cable corrosion in bridges and other structures

SCOTT, John S. Dictionary of Civil Engineering. Cuarta edición. Editorial Springer. 1993.

TALY, Narendra. Design of Modern Highway Bridges. McGraw Hill. Los Angeles. 1998

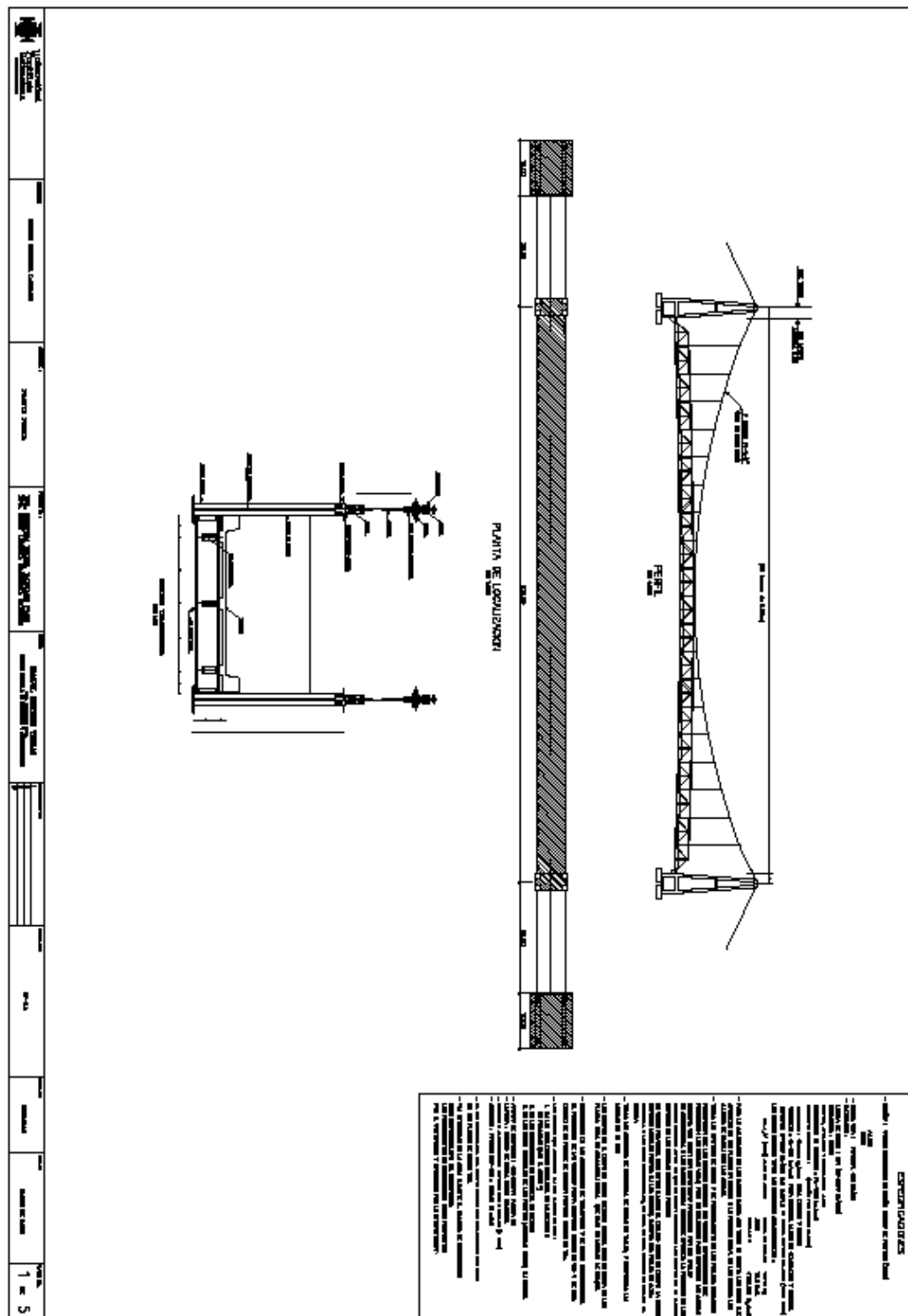
TRUJILLO Orozco, José Eusebio. Diseño de Puentes. Segunda edición. Universidad Industrial de Santander. 1993.

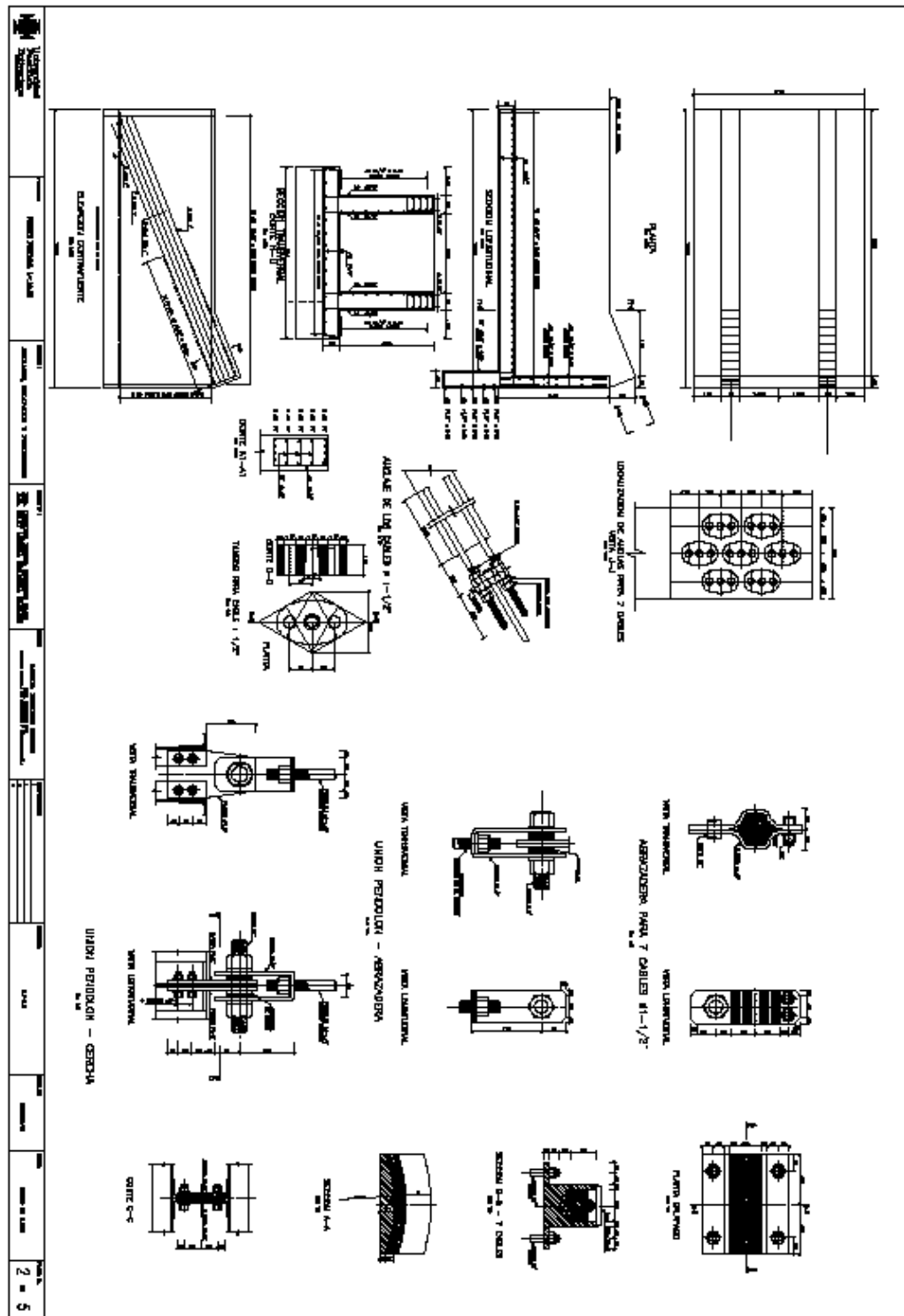
WATSON, Stewart C. HURD, M.K. Esthetics in concrete bridge design. American Concrete Institute. Detroit, Estados Unidos. p. 3-7, 141-143, 233-236.

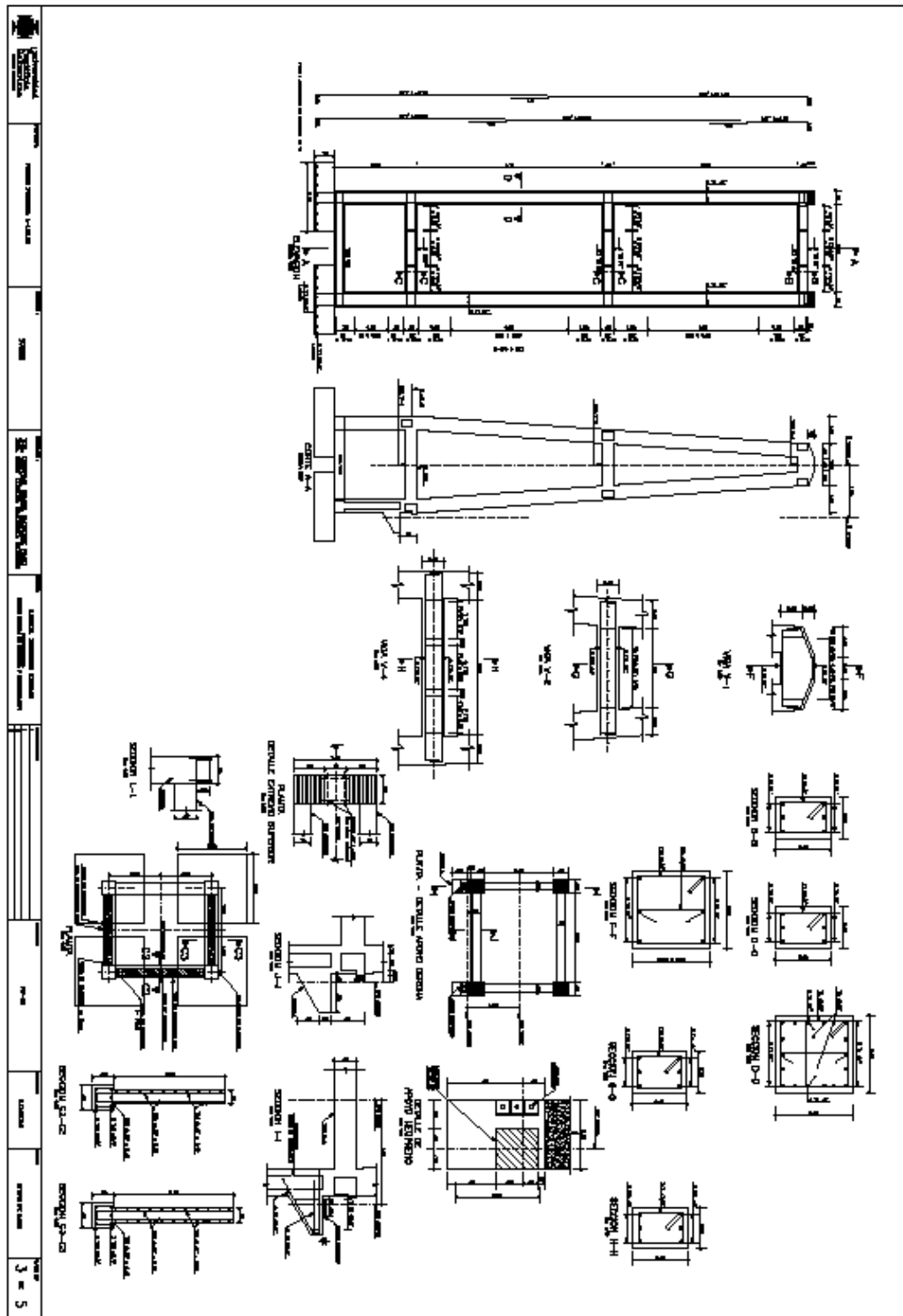
WILFORD, John Noble. Como los Incas cruzaron las quebradas.
<http://peruanista.blogspot.com/2007/05/ny-times-los-puentes-inkas.html>

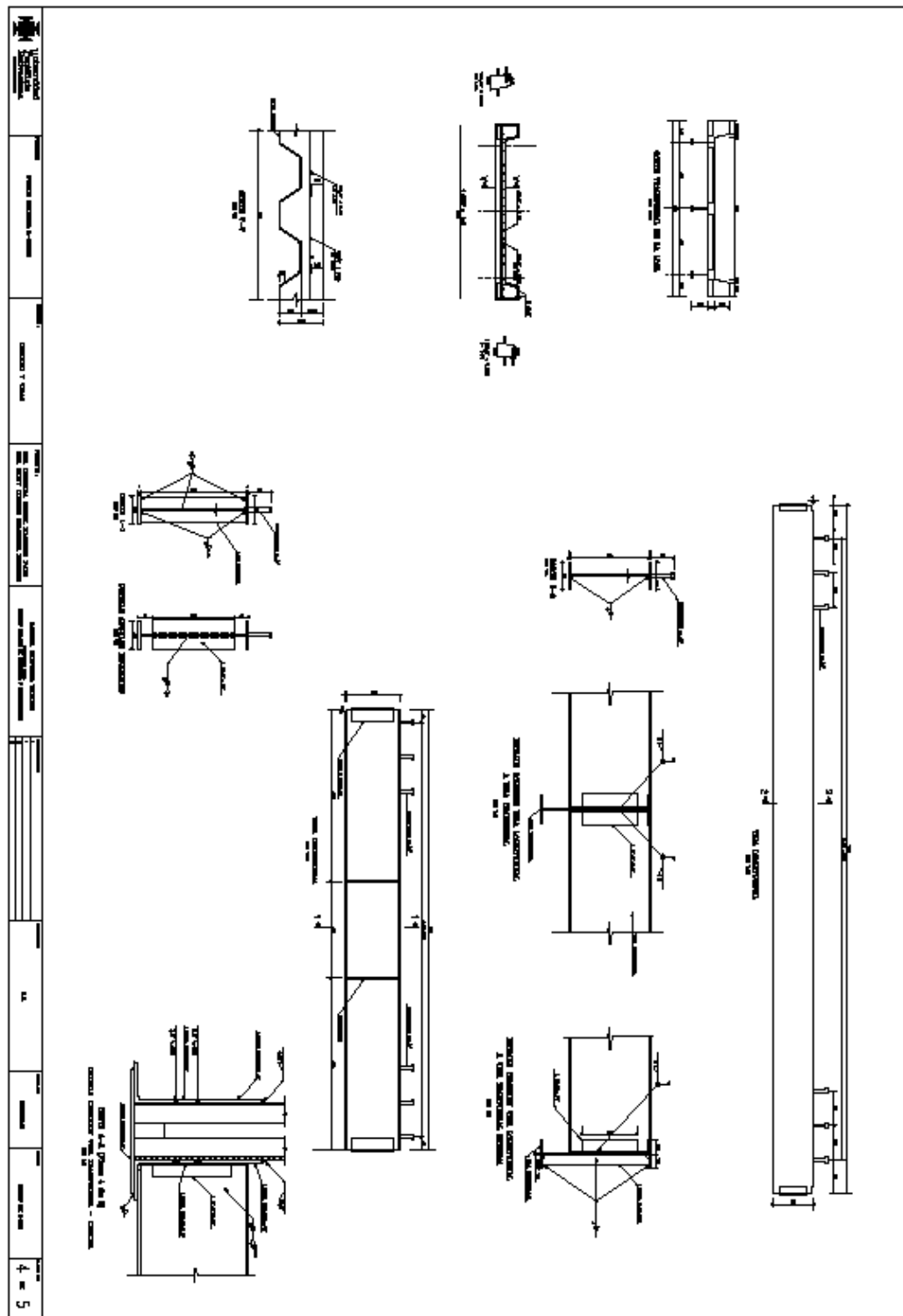
<http://www.ingenieriaenlared.wordpress.com>

www.brantacan.co.uk/suspension.htm









This document was created using

SOLID
CONVERTER PDF

To remove this message, purchase the
product at www.SolidPDF.com

