

INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

UNIDAD PROFESIONAL ADOLFO LOPEZ MATEOS



**TEMA: "GUÍA PARA EL DISEÑO DE PUENTES
PEATONALES COLGANTES ANALIZADO PARA
CONSTRUCCIÓN EN CASOS DE EMERGENCIA"**

ASESOR: ING. JOSÉ LUIS FLORES RUIZ

TESIS QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTAN

ISMAEL CEAS AGUILAR

MÓNICA MORENO SANTANA

MEXICO D.F. 2005



AGRADECIMIENTOS

A mi Dios

Por su gracia y misericordia que me hizo sabio para concluir mis estudios de manera satisfactoria, experimentando plenamente que toda dadiva y don perfecto descienden de lo alto; por su divina provisión en tiempos de escasez, por su fortaleza en medio de mis debilidades, por su consuelo en tiempos de aflicción, pero especialmente por dar a su hijo Jesucristo el cual dio su vida para salvarme.

Por que de el, y por el, son todas las cosas. A el sea la gloria por los siglos. Amen.

Ro. 11:36

A mis Padres

Sergio Ceas y Blanca Estela Aguilar, por su grandísimo apoyo para alcanzar una de las metas primordiales en mi vida que como yo ellos anhelaban; por sus buenos consejos en los momentos adecuados, los cuales me permitieron tomar las mejores decisiones para mi vida y por estar cada momento cerca de mi mostrándome su gran amor.

A mis hermanos

Priscila y Sergio, pues los mejores momentos, que como familia hemos disfrutado, han estado junto a mi para mostrarme que no hay mejor amigo que un hermano, y se que esta ocasión no será la excepción.

A mi esposa e hija

Adriana y Jocabed Tamara, gracias por su cariño y comprensión durante todo este tiempo que han esperado para estar conmigo; Quiero que sepan que las amo.

A todos los hermanos de la iglesia Yeoshua

A mi pastor Maximino Ochoa, a los lideres de la iglesia y en general al cuerpo de Cristo, por sus oraciones y palabras de animo que me alentaron a seguir adelante.

A mis profesores

A todos aquellos que aportaron sus conocimientos para llegar a ser un profesionista, de manera particular al Ing. José Luís Flores Ruiz que fue mi asesor y quien me apoyo y facilito los recursos necesarios para la elaboración de esta tesis que esperamos sea de utilidad a todos los ingenieros e interesados de la misma que buscan el beneficio de nuestro país.

A mi amiga y compañera de tesis

Mónica Moreno Santana, por su colaboración y entrega para la realización de esta tesis, además de todas las atenciones brindadas a mi persona y su paciencia para ponerme al tanto de todos los tramites académicos que conllevo este trabajo.

Por ultimo quiero agradecer a todos aquellos que estuvieron a mi lado - familiares, amigos y compañeros - a lo largo de todos estos años para darme su incondicional apoyo y que sin duda se que seguirán ahí.

Att. Ismael Ceas Aguilar

Al concluir un proyecto más, pero muy importante y significativo, quiero emplear este espacio para agradecer y reconocer el esfuerzo de las personas que han estado conmigo y que han sido parte esencial en la culminación del mismo.

En primer lugar dedico este trabajo a las dos grandes mujeres que han estado conmigo en los buenos y malos momentos, las cuales me han enseñado que con amor y tenacidad se logran las cosas además a valerme por mí misma, ellas son un gran ejemplo de lucha y fortaleza ante las adversidades de la vida y ahora ven reflejado de manera significativa el resultado que han tenido todos sus desvelos, esfuerzos y sacrificios, pues gracias a ello hemos logrado concluir con este proyecto que hubiera sido posible sin su apoyo incondicional, aprovecho también para agradecerles a cada una de ellas los regalos que me dan, a ti mami la vida que me proporcionaste y que me has ayudado a conservar y a ti mamá los cuidados que me das además de ser el gran pilar y la parte esencial de la familia, a ambas gracias por todo su amor y por creer en mí. A mi hermana Verónica por estar conmigo y por proporcionarme un maravilloso regalo que es un aliciente extra para seguir adelante (mi sobrino que viene en camino). A mis primos Carlitos y Paty por enseñarme a disfrutar lo que tenemos y por su compañía. A mi tía Martha por la confianza depositada en lo que hago y por los detalles que tiene para mí. En general a toda mi familia por preocuparse y brindarme sus atenciones cuando he necesitado de cada uno de ellos.

A mis grandes amigos Guadalupe y Rodrigo, por ser los que siempre estuvieron pendientes de mis actividades y por ayudarme a salir de los problemas que se me han presentado, a mis amigos de la secundaria “Tlacaélel” porque me enseñaron el verdadero significado de la palabra “amistad”; a mi “complot” de la E.S.I.A.

Al Instituto Politécnico Nacional por la formación que me proporciono. A los profesores que he tenido a lo largo de mi trayectoria académica por compartir sus conocimientos y experiencias porque con ello me proporcionaron nuevas actitudes para enfrentarme al mundo laboral y real, muy en especial a Nicasio Díaz Torres profesor del taller de dibujo en la secundaria, al Ing. Román Zavala Belmont profesor del CECyT No. 1, al Ing. Jaime Vázquez Molina, al Ing. Cornelio Acosta Colorado y al Ing. Alfredo Navarrete Pérez, profesores de la E.S.I.A.

Al personal de la oficina del Ing. Flores, en especial al Ing. Oscar por su apoyo en las cuestiones del análisis y diseño por computadora.

A mi amigo y compañero de tesis Ismael y a su mamá por su interés y por las atenciones proporcionadas al visitar su casa.

A mi profesor y asesor de tesis el Ing. José Luis Flores Ruiz, por su apoyo en la elaboración y conclusión de dicho documento, pero además por su ayuda en los proyectos profesionales que se me han presentado, por facilitarme la información que he necesitado sin ponerme alguna condición.

Finalmente a Dios por haberme permitido estar en este mundo, por darme la familia que tengo, por haberme dado la oportunidad de conocer a mis amigos y por dejarme llegar hasta este día.

A todos los antes mencionados y a los que no pude incluir por falta de espacio solo me resta decirles:

MUCHAS GRACIAS POR TODO LO QUE ME HAN ENSEÑADO.

ATTE.

MÓNICA MORENO SANTANA.

ÍNDICE

	PÁG.
✚ PREFACIO.	ii
1. Antecedentes históricos.	2
1.1.-Evolución y tipo de puentes a lo largo de la historia.	2
1.2.-Uso de los puentes peatonales en el mundo.	9
1.3.-Uso de los puentes peatonales colgantes en el mundo.	20
2. Propuesta del uso de puentes peatonales colgantes en México para desastres climáticos.	60
3. Reglamentos y manuales que rigen el diseño de los puentes peatonales.	78
4. Solicitaciones para el diseño de un puente peatonal colgante.	92
4.1.-Carga muerta.	92
4.2.-Cargas vivas.	92
4.2.1. Carga Viva Máxima.	92
4.2.2. Carga Viva Media.	93
4.3.-Efectos del Viento.	93
4.4. Sismo.	98
5. Análisis y diseño de los elementos que componen un puente peatonal colgante.	100
5.1.-Diseños de cables.	100
5.2.-Diseño de los pórticos.	103
5.3.-Diseño de cimentaciones.	104
6. Análisis y diseño de un puente peatonal colgante asistido por un programa computacional.	109
✚ ANEXOS.	138
✚ CONCLUSIONES.	157
✚ BIBLIOGRAFÍA.	158

PREFACIO.

El hombre ciudadano se ha habituado de tal modo al medio que lo rodea que pocas veces se da cuenta de lo importante que es contar con los servicios básicos como: instalaciones eléctricas, líneas telefónicas, sistema de agua potable y alcantarillado, vías de comunicación accesibles, seguras y cómodas por las cuales pueda trasladarse de un lugar a otro, o simplemente la seguridad que brinda un puente peatonal para cruzar una vialidad sin sufrir algún percance.

Pero quienes no cuentan con algunos de estos y otros muchos servicios, realmente valoran los beneficios que brindan cada uno de los antes mencionados cuando éstos son dañados por los fenómenos naturales que afectan a nuestro país.

En lo que respecta a las vías de comunicación, éstas son las más demandadas en las rancherías, poblaciones y ciudades, pero también son las más dañadas cuando son impactadas por las inclemencias del clima como pueden ser lluvias torrenciales, huracanes, tornados etc.; siendo los dos primeros los que con mayor frecuencia se presentan en los distintos Estados de la República generando así inundaciones, provocadas por crecientes de ríos o por la deficiencia los sistemas de alcantarillado que no permiten el desalojo de las aguas de lluvia de dichos lugares oportunamente.

Lo anterior provoca que no existan medios suficientes y adecuados que permitan acceder a las poblaciones afectadas de manera casi inmediata para brindar ayuda a los habitantes que la requieran, incrementando así el número de personas damnificadas.

Para tratar de dar una solución rápida al problema que se presenta hemos pensado en la construcción de “*Puentes peatonales colgantes*”, que puedan construirse en corto plazo con materiales convencionales que permitan el libre tránsito de los equipos de rescate que brindarán apoyo a las personas afectadas y ayudaran en la reconstrucción de los sitios dañados por los acontecimientos suscitados en cada una de las poblaciones, quedando además como una vía de acceso permanente para la población.

Para facilitar el análisis de los puentes utilizaremos un programa comercial, empleándolo también para diseñar las secciones estandarizadas como vigas “I”, canales y ángulos, cabe destacar que el diseño se podrá realizar también con una serie de ecuaciones propuestas en este documento.

Aún cuando en México el uso de puentes peatonales colgantes es común como medios de comunicación en localidades de difícil acceso, las autoridades responsables en el diseño de puentes se han dado muy poco o nada a la tarea de crear normas que rijan el análisis y construcción de este tipo de puentes, lo que obliga a los diseñadores a utilizar los medios disponibles para el diseño de estas obras. Solo en algunos otros países desarrollados, como por ejemplo EU., cuentan con los reglamentos necesarios para el diseño de los puentes peatonales de manera óptima.

Cabe destacar que nuestra propuesta no solo se enfoca a la construcción de puentes en casos de emergencia sino también a brindar medios de comunicación entre localidades aledañas que permita el intercambio de productos y servicios entre ellas y con ello fomentar un desarrollo en las poblaciones que contribuya a que sus habitantes mejoren su nivel de vida.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES HISTÓRICOS.

ANTECEDENTES HISTÓRICOS.

1.1 Evolución y tipo de puentes a lo largo de la historia.

Antes de iniciar este tema es necesario definir al lector el significado de puente, que es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras para que exista continuidad en todo el ancho transversal de un camino interrumpido o para salvar un desnivel excesivo; pero también es necesario destacar que existen otros tipos de puentes que pueden transportar tuberías y líneas de distribución de energía. Los que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos. Los puentes construidos sobre terreno seco o en un valle y formados por un conjunto de tramos cortos se suelen llamar viaductos.

De los puentes emana una fascinación a la que sólo pocos pueden sustraerse. Con ellos supera el hombre los límites de su espacio vital, une lo separado, triunfa sobre los obstáculos de la naturaleza y da continuidad a su desarrollo.

Al principio fue utilizada la madera de los árboles para salvar el curso de un arroyo o de un desfiladero, pero ya en la antigüedad surgieron puentes basándose en rocas labradas, sólidamente encajadas. Debido a que los primeros son más fáciles y más rápidos de construir que los de mampostería, han resultado siempre más económicos; por ello, los primeros que construyó el hombre fueron de madera. Los puentes de madera han planteado siempre problemas de durabilidad y por ello se han considerado siempre de una categoría inferior que los de mampostería.



Fig. 1.1-1 El "tronco", forma primitiva de puente

La aparición de nuevos materiales de construcción, principalmente el acero, dio paso a un replanteamiento de la situación. La teoría de estructuras elaboró los modelos de cálculo para la comprobación de los diseños cada vez más atrevidos de los ingenieros, como arcos y armaduras para salvar grandes claros. Ya en el siglo XX el concreto armado abre posibilidades a los constructores; el concreto pretensado desarrollado durante los últimos decenios, ofrece a arquitectos e ingenieros un vasto campo para la configuración de sus obras optimizando costos, facilitando técnicas, y en definitiva "popularizando" su construcción.

A través del tiempo la evolución de los materiales permitió al hombre dar nuevas formas y usos, por lo que los puentes podemos clasificarlos como se indica a continuación:

- ✦ Por sus materiales de construcción (Aunque la estructura de un puente no esta constituida por un solo tipo de material, la clasificación no siempre se adaptara totalmente a la realidad, pero aun así no deja de ser válida).
- ✦ Por su tipo de estructura.
- ✦ Por su función y utilización.

Materiales de construcción	Tipo de estructura		Función y utilización
	Fijos	Móviles	
Madera Mampostería Acero Concreto armado Concreto presforzado	De vigas De arcos De armaduras Cantiliver Sustentados por cables Flotantes	Basculante Giratorio Deslizante	Peatonales Carreteros Ferroviarios Acueductos y viaductos

La evolución principal se desarrolla de la manera siguiente.

Puentes de madera.

Según la historia, se sabe de la existencia de puentes fijos desde hace unos 4000 años en China. Así, en el año 1050 a. C. se debió construir un puente de madera de 900 m. de longitud y 19 m. de altura sobre el nivel del agua, sobre el río Min. De parecida importancia fue el puente sobre el Eúfrates, construido en el año 600 a.C. considerado como una de los mayores exponentes técnicos de su tiempo.



Foto 1.1-1 Puente de madera

El más antiguo de los puentes romanos registrados en la historia, el legendario “Pons Sublicus” sobre el Tiber en Roma (alrededor del 621 a.C.).

Sus pilares estaban contruidos por piedra y la estructura superior por vigas de madera. El puente fue destruido en el año 62 a.C. en la defensa de Roma frente a los etruscos.

Los romanos impregnaban ya la madera de construcción con aceites de resina, también sabían distinguir calidades según la finalidad de aplicación y, especialmente, elegir maderas de duración particularmente elevada, como el encino y el fresno para la construcción de los pilotes.

Sin embargo, cabe señalar que el principal problema que se presenta en los puentes de madera es la necesidad de proporcionarles un adecuado mantenimiento para tener un tiempo de vida útil aceptable, de no ser así originaría un riesgo en la estructura del puente.

Por otra parte la ventaja de este tipo de puentes es la reducción de costo al utilizar materiales y mano de obra de la zona donde se esta construyendo la estructura.

Puentes de Mampostería.

El hombre aprendió pronto a labrar las rocas talladas en bruto para formar bóvedas en las que las cargas se transformen en esfuerzos de compresión hacia los estribos (llamados arranques).

A medida que se adquirió experiencia fueron creciendo los claros y con ello también las alturas de las bóvedas de los arcos, pues las características de la geometría en arco y las propiedades físicas de la roca, resultaron benéficas al trabajar fundamentalmente a compresión, limitando o eliminando prácticamente el efecto de flexión

Los puentes romanos que se mantienen en pie suelen sustentarse en uno o más arcos de roca, debido a que adoptaron el sistema de las bóvedas de los etruscos y la desarrollaron hasta una perfección todavía no superada en la actualidad, como el puente de Martorell cerca de Barcelona, en España, construido hacia el 219 a.C., y el Ponte di Augusto en Rímimi, Italia, del siglo I a.C. El Pont du Gard en Nimes, Francia, tiene tres niveles de arquerías que elevan el puente a 48 m. sobre el río Gard, con una longitud de 261 m.; es el ejemplo mejor conservado de gran puente romano y fue construido en el siglo I a.C. La utilización de arcos de medio punto derivó más tarde en la de arcos apuntalados.



Foto 1.1-2 Puente sobre el río Ambroz Hervás
(Cáceres, España.)



Foto 1.1-3 Puente Balmaseda, España

Los arcos modernos suelen ser escarzanos o con forma semielíptica, ya que permiten tramos más largos sin interrumpir la navegabilidad y con altura moderada. El puente sobre el río Tweed (1803) en Kelso, Escocia, ejemplo de puente de arco semielíptico, fue diseñado por el ingeniero británico John Rennie.

Con la construcción de nuevas vías de comunicación; primeramente para el ferrocarril y más tarde para la autopista, dio como resultado la reutilización de los arcos de medio punto en la construcción de puentes, realizados con roca tallada en los lugares donde estos resultaban económicos. El viaducto de mampostería de Ballochmyle, que cruza el río Ayr cerca de Mauchline, en Escocia, tiene un tramo soportado por un arco de medio punto de 55 m. Un viaducto de 3.658 m. compuesto por 222 arcos de mampostería que comunica la ciudad de Venecia con tierra firme. El tramo soportado por el arco de roca más grande, 90 m., es el puente de Syra, en Plauen, Alemania; se terminó en 1903. No se ha seguido construyendo puentes con arcos de roca por su alto costo.



Foto 1.1-4 Puente de arcos de mampostería

Puentes de acero.

El empleo del hierro significó una transformación radical en la construcción en general, y en los puentes en particular; sus posibilidades eran mucho mayores que las de los materiales conocidos hasta entonces, y por ello se produjo un desarrollo muy rápido de las estructuras metálicas, que pronto superaron en dimensiones a todas las construidas anteriores.

En 1784, Henry Cort consiguió fabricar por primera vez en Inglaterra hierro maleable utilizable en el horno de llama, con ayuda de carbón de piedra. Pero ya unos pocos años antes el “metalúrgico” A. Darwy construyó el primer puente de arco de hierro, con 30 metros de claro, sobre el río Severn, entre los años 1777-79 (*Fig. 1.6*). Para ello empleó todavía la quebradiza fundición, que sólo era capaz de soportar esfuerzos de compresión.



Foto 1.1-5 Puente de Coalbrookdale (1777-1779)

El acero era un material caro hasta que en 1856 el inglés Henry Bessemer patentó un proceso para hacer acero barato y en cantidades industriales, mediante un convertidor donde se insuflaba aire en el hierro fundido que reducía las impurezas y el contenido de carbono.

El primer gran puente cuya estructura principal es de acero es el de San Luis sobre el río Mississippi en los Estados Unidos, proyecto de James B. Eads en 1874, con tres arcos de 152+157+152 m. de claro.

Los dos grandes puentes de finales del siglo XIX fueron también de los primeros que se hicieron con acero: el puente de Brooklyn y el puente de Firth of Forth. En esta época el acero se impuso como material de construcción sobre el hierro, y por ello, a partir de entonces, todos los puentes se han hecho de acero.

En terreno llano no se dispone de altura suficiente para construir puentes de bóveda y así inicia el acero su marcha victoriosa con puentes de vigas de enormes claros para pesadas cargas de ferrocarril, que duró casi un siglo.

El proceso de soldadura produce deformaciones del material en las zonas próximas al punto de aplicación de la soldadura, debido a la influencia térmica.

Tales deformaciones no desaparecen del todo una vez enfriado y endurecido el cordón de soldadura. Los esfuerzos internos resultantes crean tensiones locales que no pueden compensarse siempre de manera eficiente por la deformabilidad del acero, agregándose así de manera involuntaria tensiones producidas por la carga.

Se aprendió a producir aceros soldables de alta calidad mediante una composición y métodos de fabricación adecuados.

A pesar de los altos conocimientos, las posibilidades de cálculo previo y la experiencia, se producen de vez en cuando derrumbes de puentes, incluso antes de completar su construcción.

Las causas más frecuentes son los defectos no detectados y una errónea concepción de las influencias, tanto en la construcción como en el cálculo, así como inexactitudes involuntarias durante la ejecución de la obra y un pretendido aprovechamiento máximo del material. Por lo general se dan simultáneamente varios de estos factores.

Por otra parte, en la actualidad la construcción de un puente de acero puede implicar la consideración de un costo adicional por la utilización de materiales importados, debido a la carencia en el mercado de materiales en el país, así como la necesidad de mantenimiento considerable.

Como parte de las ventajas que se registran en los puentes de acero, se puede mencionar que la geometría en arco en este tipo de puentes, proporciona claros mayores que garantizan distancias considerables. Del mismo modo se han desarrollado técnicas de construcción de puentes de acero, que aseguran rapidez en su construcción.

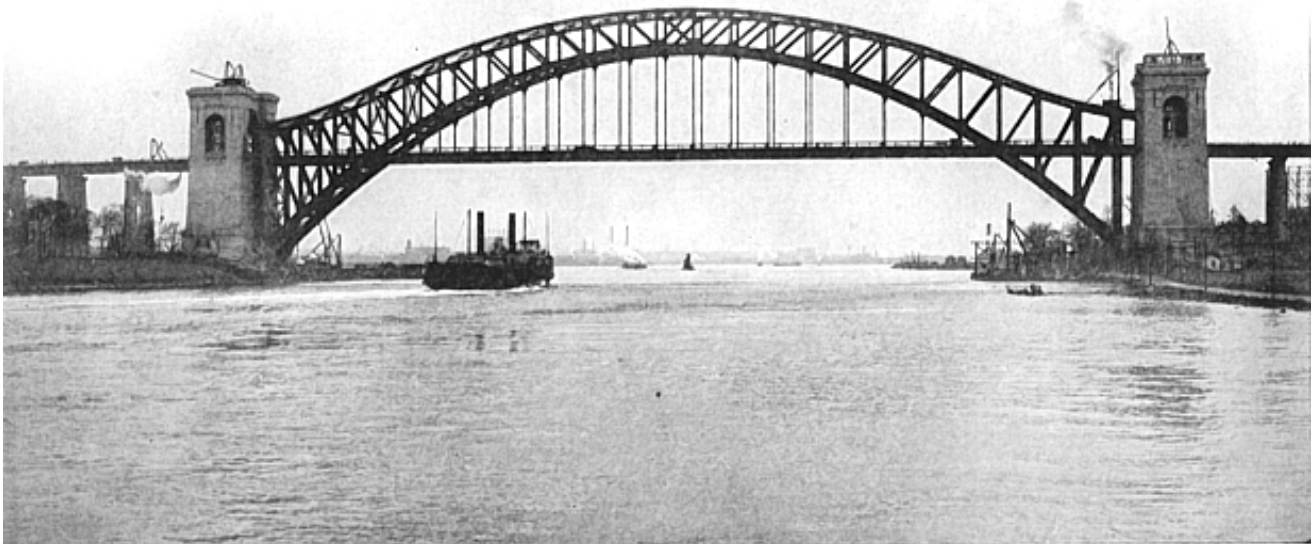


Foto 1.1-6 De inicios del Siglo XX del puente de ferrocarril sobre Hell Gate en Nueva York, con un claro de 310 metros y un peso de 28.000 toneladas

Puentes de concreto armado.

Los puentes de concreto armado son una colaboración del acero y el concreto, adecuado especialmente para resistir esfuerzos de flexión. El concreto es muy adecuado para resistir compresiones y el acero en barras para resistir tracciones. Por ello las barras de acero se introducen en la pieza de concreto, en el borde que debe resistir las tracciones, y gracias a la adherencia entre los dos materiales, las primeras resisten las tracciones y el segundo las compresiones.

Durante muchos años las barras de acero eran lisas, pero gracias a una serie de ensayos, se comprobó que la adherencia entre el acero y el concreto, mejoraba significativamente haciendo las barras corrugadas, es decir, con resaltos transversales, razón por la cual así son las barras actuales.

El concreto armado apareció a finales del siglo XIX y se desarrolló a principios del XX, después de varias tentativas.

En julio de 1867 el Registro Francés de Patentes protegió esta idea fundamental del jardinero Joseph Monier, quien el 13 de agosto de 1873 obtuvo una patente adicional para puentes de “concreto armado”. Un dibujo aclaratorio del armado descrito en esta patente adicional se consideró como la primera representación de un puente de concreto armado.

El primer puente de concreto armado, la pasarela de Chazelet, se construyó en 1875, con un claro de 16.5 m. y 4 m. de ancho por Joseph Monier.

El concreto armado se extendió rápidamente por toda Europa; a ello contribuyó el arco de exhibición construido en la exposición universal de Düsseldorf de 1880, que sirvió para dar a conocer este nuevo material.

Con concreto armado se llegaron a hacer puentes viga de gran claro; el mayor es el de Ivry sobre el Sena, una pasarela triangulada de 134.5 m. de claro, construida en 1930; uno de los mayores fue el puente de Villeneuve-St. Georges también sobre el Sena cerca de París, una viga continua de alma llena con claro máximo de 78 m, terminado en 1939.

Después de la Segunda Guerra Mundial se construyeron puentes de concreto armado, algunos de ellos de claro grande, pero rápidamente se impuso el concreto pretensado y los puentes de concreto armado han quedado reducidos a las losas de pequeño claro.



Foto 1.1-7 Puente de concreto armado

Puentes de concreto presforzado.

El presfuerzo puede definirse en términos generales como el precargado de una estructura, antes de la aplicación de las cargas de diseño requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general.

Se inicia en Bohemia la fabricación de tableros pretensados con alambres de cuerda de piano de alta resistencia y se obtiene en 1922 una patente, en la que se describen las ventajas de los alambres delgados, para un anclaje por adherencia.

En 1934 se propone ejecutar elementos pretensados según un sistema suspendido, para disminuir de esta forma los esfuerzos cortantes en el concreto.

Alrededor del año 1950, el lento desarrollo del concreto pretensado ha avanzado hasta el punto que su expansión tiene lugar en forma cada vez más rápida, primeramente en los países donde se origina y después, de manera amplia en casi todo el mundo. Pero en ningún otro sector de la construcción se utilizaría el concreto presforzado, como en la construcción de puentes.

En lo que se refiere a las ventajas que tiene el concreto pretensado podemos comentar que permite mayores claros en los apoyos de los puentes, la facilidad de la prefabricación y la rapidez de montaje.

De igual forma asegura la reducción en el peso de la estructura requiriendo una altura y un ancho menor en comparación con el concreto armado en donde son mayores. Lo anterior indica un acelerado avance en la construcción de puentes al mínimo costo.

El concreto pretensado no ha hecho desaparecer el concreto armado; cada uno tiene su campo de aplicación. Al iniciarse el concreto pretensado se trató de sustituir toda la armadura pasiva por activa; por ello los primeros puentes se pretensaban longitudinal y transversalmente. Pero pronto cada material encontró su sitio; la armadura activa se debe emplear para resistir los esfuerzos principales y la pasiva los secundarios. Incluso puentes losa con claros de hasta 20 m. se pueden hacer exclusivamente con armadura pasiva, aunque hay que tener en cuenta la fisuración, porque muchas veces, aun siendo admisible, es excesivamente visible.



Foto 1.1-8 Puente de concreto presforzado

1.2 Uso de los puentes peatonales en el mundo.

En el curso natural de la evolución de la ingeniería se han construido varios puentes peatonales alrededor del mundo con estructuras que proporcionan arquitectónicamente diseños atractivos y excitantes a los observadores; muchos de estos diseños se han extendido a países como Alemania, Francia, Austria, Estados Unidos, Canadá, etc., los cuales han mejorado e innovado las técnicas, formas y procedimientos constructivos hasta lograr puentes como los que trataremos mas adelante.

En cuanto a los procedimientos constructivos hemos notado las ventajas de reducir la profundidad de la superestructura, la simplicidad de edificación y estética. Siendo la luminosidad de apariencia obtenida evidente. Cuando las condiciones son convenientes, y ellas generalmente son, más puentes peatonales se construyen como estructuras asimétricas con sólo un poste. Las superestructuras pueden ser bastante convencionales y con atirantados, puede diseñarse como vigas continuas con apoyos elásticos.

En Octubre de 1964, la agencia de Caminos Públicos del Departamento Americano de Comercio (ahora la Administración de la Carretera Federal, Departamento Americano de Transporte) emitió una serie de planos estándar para puentes carreteros, en el Volumen 5 publicado, llamándolo "Puentes Peatonales Típicos", este documento, en el Apéndice A, contiene un diseño típico para una sola torre de puente atirantado, representado una actitud muy progresiva hacia este tipo de construcción.

Pasarela al pabellón alemán, exhibición de Bruselas, 1958.

Este puente era el rasgo principal del Pabellón alemán en la Exhibición de Bruselas en 1958, (*Fig. 1.2-1*). Después de que la exhibición cerró fue desmantelado y reconstruido encima de una carretera cerca de Duisburg.

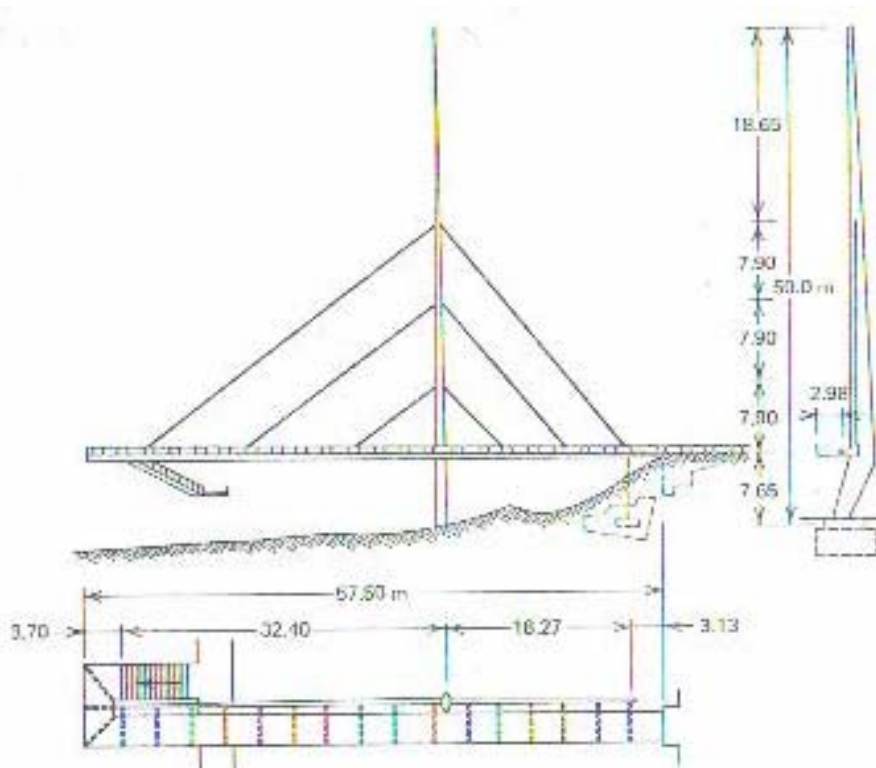


Fig. 1.2-1 Pasarela al pabellón alemán, Bruselas, 1985

El Puente del Pabellón alemán es raro ya que presenta un desplazamiento lateral, únicamente en el plano vertical y es estático en su geometría transversal. El desplazamiento torsional resistente de la viga cuadrada consiste de cuatro placas de 13/16 de pulg. tiene una profundidad constante de 1.32 m. y un ancho que varía de 30 a 70 cm., tiene un claro corto de 18.30 m., que se fijan al estribo y un voladizo fuera del poste de 36.60 m. una madera tratada de 3.00 m. de ancho que se apoya en 3.35 m. centrales por 25.4 cm. Profundamente la pestaña ancha transversal trabaja como voladizo fuera de los 3.95 m. de la viga cuadrada. Un poste de acero de aproximadamente 50.30 m. de altura que soporta la superestructura.

La torsión de la viga cuadrada es soportada desde el poste por seis tirantes de aproximadamente 2 pulg. de diámetro, en una configuración de arpa. La viga y poste fueron pintados originalmente de blanco. Cuando la estructura se re-construyó en Duisburg, se repintaron la viga y poste de amarillo para contrastar con el follaje verde.

Puente volta-steg, Stuttgart-Munster.

La asimetría del puente Volta-Steg se extiende sobre el Río de Neckar a Stuttgart con un claro mayor de 75 m y un claro menor de 21 m. La altura del poste es aproximadamente de 12.20 m. sobre el malecón. La anchura de la superestructura es de 3.50 m. Las dos vigas principales tienen una profundidad de 1.15 m., y el acabado de la construcción es orthotropica con aproximadamente 1.90 cm. de superficie de asfalto. El peso de acero total es de 146.6 toneladas.

Puente encima del Schillerstrasse, Stuttgart.

Una estructura bastante espectacular, también localizada en Stuttgart, es el puente peatonal Schillerstrasse. Esta estructura estaba situada en un parque real antiguo y las consideraciones de estética eran muy importantes. Se ordeno una superestructura delgada con una suave inclinación muy aproximada a la de una escalera, la estructura ahorquilla al poste, mientras proporcionando dos acercamientos en ese lado, el otro lado tiene un solo acercamiento recto. Como lo visto en la elevación, la longitud total de la estructura, del estribo, es de 92.65 m. El claro mayor es de 68.60 m. y el claro menor es 24.10 m., medido desde el poste. La geometría del cable es un plano inclinado doble con tres vistas frontales y dos vistas posteriores en cada plano. Las estancias convergen a la cima de la torre.

La superestructura en el largo es una viga cuadrada muy llana, 5.50 m. de ancho y 0.50 m. de fondo. La cima y placas de pestaña de fondo son atiesadas longitudinalmente por los tensores trapezoidales. El espesor de la cima y placas de pestaña de fondo es de 0.80 cm. y 0.65 cm. respectivamente. Las placas de Web son 5/16 de pulgada en el espesor. Se proporcionan los diafragmas transversales a intervalos de 2.40 m., y consiste en bragueros hechos de aproximadamente 1 pulgada, el diámetro obstruye formando las diagonales. El diafragma transversal es muy similar en la apariencia a la viga de la barra convencional usada en la construcción del piso de edificios.

El poste delgado tiene una altura de 24.00 m. En la sección de cruce es de acero octagonal que reduce de 1.20 m. de ancho a la base a 0.55 m. de altura. El espesor de la placa varía de 2.50 cm. en la cima a 2.10 cm. en el fondo.



Foto 1.2-1 Puente peatonal Schillerstrasse

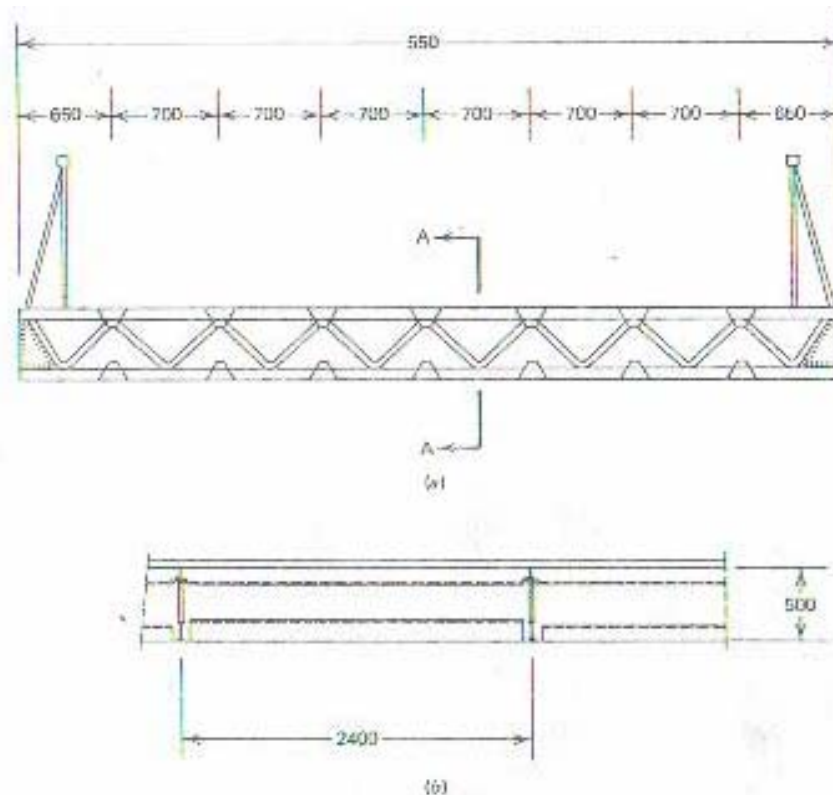


Fig. 1.2-2 Puente peatonal Schillerstrasse: a) Sección de cruce en la losa; b) Sección A-A

Puente glacischaussee, Hamburgo.

El puente Glacischaussee, es una estructura en un solo plano vertical, con una configuración de abanico en los tirantes frontales y los tirantes traseros en una configuración de estrella. La superestructura de acero es de 74.25 m. de largo cuya forma es una caja trapezoidal con voladizos laterales. La altura del poste triangular es de 28.60 m. y en la sección de cruce atraviesa al piso, como se muestra en la figura 1.2-3.

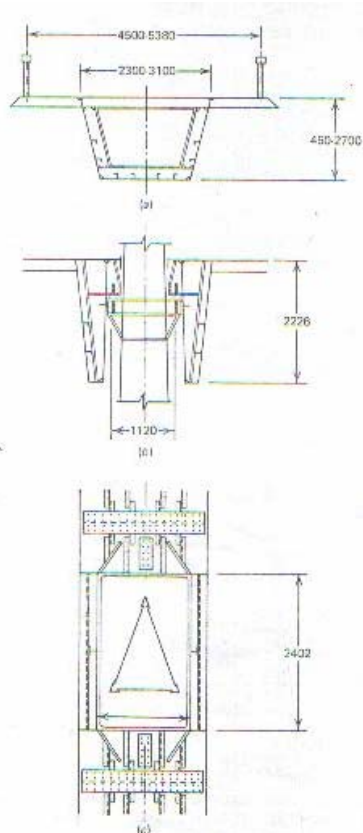


Fig. 1.2-3 Puente glacischaussee: a) Sección de cruce de la viga; b) Sección de cruce del poste en la viga; c) Planta de la sección de cruce del poste

La viga se fabricó en cinco secciones longitudinales atornilladas a todo lo largo. Tomó sólo dos horas para erigir la viga usando grúas móviles.

Puente Lodemann, Hannover, Alemania.

El Puente de Lodemann tiene un poste Y invertido, con un solo cable en el plano vertical que radia de la cresta del marco-A. Es una estructura de un solo poste asimétrico con un claro mayor de 68.00 m. y un claro menor de 57 m. La superestructura es una viga de sección trapezoidal invertida al centro aproximadamente de 1.40 m. de profundidad, con una cima y ancho de pestaña de fondo de 0.80 m. y 1.35 m., respectivamente. La caja proyecta 0.80 m. sobre el piso, para proporcionar una barrera entre el paso del peatón en un lado y el paso de la bicicleta en el otro, cada uno es de 2.85 m. de ancho. Miembros de acero en voladizo de cada lado de la viga central soportan 12.10 cm. de espesor de concreto reforzado del piso de la losa.

Pasarela de Raxstrasse, Austria.

Esta estructura asimétrica tiene una altura inclinada del poste de marco-A de 34.00 m. La superestructura tiene un claro de 53.95 m. entre los estribos y está libre del poste. Este tiene un claro por encima del la carretera de aproximadamente 5.00 m. El ancho del andador es 4.00 m.

La superestructura es una orthotropa formada con dos vigas T invertidas longitudinalmente espaciadas a 3.00 m. El espesor de la placa del piso es aproximadamente de 5/16 de pulgada. Los tensores longitudinales son de 4 3/4 de pulgada por 5/16 de pulgada con placas de piso a 19 3/4 de pulgada. Los tensores transversales son 9 27/32 de pulgada por 5/16 de pulgadas con placas a 2.70 m.

Los tensores del borde longitudinal son 11 $\frac{13}{16}$ de pulgada por $\frac{5}{16}$ de pulgada, cada cuarto tensor transversal esta en voladizo para recoger un anclaje del cable-atirantado.

Estos tensores son de 17 $\frac{23}{32}$ de pulgada por $\frac{5}{16}$ de pulgada y están inclinados de la misma forma que los tirantes.

El cable que soporta a la superestructura en su quinta parte es de $\frac{29}{32}$ y 1 $\frac{1}{16}$ pulgada de diámetro, que está fijo al anclaje del poste y ajustado al anclaje del piso. El tirante posterior es de 1 $\frac{11}{32}$ de pulgada de diámetro y anclado a los cimientos independiente del estribo norte.

La soldadura total, del poste del marco-A se coloca al piso y se extiende desde su base una distancia de 12.00 m. Las piernas son estrechas y triangulares en la sección de cruce con una medida máxima por lado de 1.40 m. El espesor de la placa es aproximadamente de 0.95 cm. El poste está conectado fijamente a su base. El peso de acero estructural era aproximadamente de 77 toneladas. El peso del cable era de 1.65 toneladas.

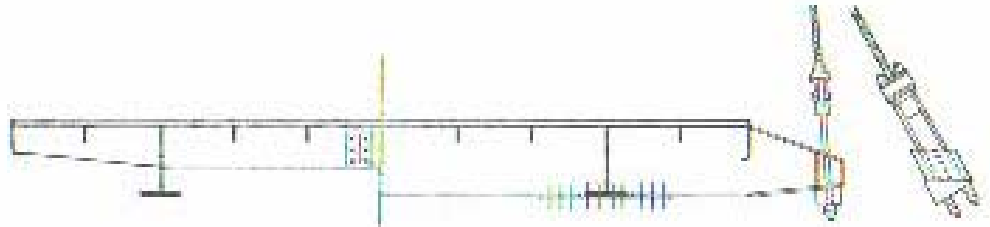


Fig. 1.2-4 Pasarela de Raxstrasse, sección de cruce en la losa

Puente de la bolsa de valores, el Havre.

Esta estructura asimétrica elegante se localiza en El Havre, Francia. Es un arreglo transversal de doble cable en plano inclinado y una configuración radial en la elevación, (*Foto 1.2-2*). La longitud total de la superestructura es de 105 m. con un claro mayor de 73.40 m. y un claro menor de 31.60 m.



Foto 1.2-2 Puente de la bolsa de valores, el Havre

La superestructura tiene una profundidad de 1.10 m. con un marcado cambio de 6.00 m., a los 105.00 m. de longitud, proporciona un espacio libre de 7.00 m. al nivel máximo de agua y 9.30 m. al nivel medio del agua.

En la sección de cruce, la superestructura consiste en dos vigas de borde longitudinal de 5.80 m. en los centros. Las vigas del marco se cruzan en la parte mas baja de la pestaña para que la viga longitudinal forme parte de los parapetos. El piso es una losa de concreto reforzado de 10.00 cm.

La altura del poste es de 35.00 m. con piernas triangulares en la sección de cruce. Los cables exteriores son de 3 3/8 pulgada, los cables interiores son de 2 1/4 de pulgada de diámetro.

El cauce del centro, Obourg, Bélgica.

Localizado en Obourg, Bélgica, este puente peatonal de concreto, (*Fig. 1.2-5*), consiste en ocho piezas prefabricadas doble-T aproximadamente de 16.75 m. de longitud. Es un solo poste de estructura simétrica con un arreglo transversal de doble cable en plano inclinado y una configuración radial en la elevación. La única función del tirante exterior es posicionar las bisagras al poste. La construcción de los cimientos tomó 24 días; 8 días para erigir las secciones del piso; 2 días para el poste; 10 días para poner, fijar y tensar los tirantes exteriores; 3 días para tensar y ajustar los tirantes restantes para obtener el perfil apropiado; y 1 día para completar las juntas de unión del piso.

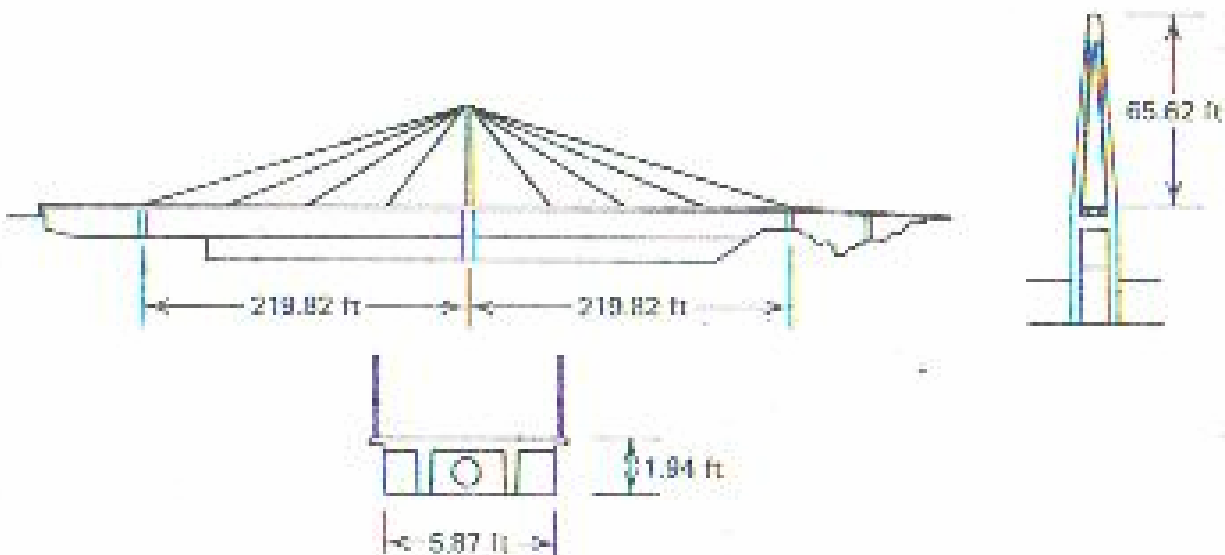


Fig. 1.2-5 Pasarela del cauce del centro

Pasarela del río Barwon, Australia.

El resistente piso trapezoidal de concreto de esta estructura, localizada en Geelong, Australia, es raro pues éste encajona un tubo de albañal de PVC (el cloruro de Poly-vinilo) de 1.10 m. de diámetro (*Fig. 1.2-6*). El claro final y la sección mas baja del poste fueron piezas puestas en el lugar de construcción en obra falsa, mientras que en el centro del claro fueron piezas puestas en voladizo construidas en segmentos de aproximadamente 3.00 m. de longitud. Las piernas de la porción superior del poste fueron prefabricadas y sujetadas en el cruce de las vigas. El poste está abisagrado en la base y tiene gatos hidráulicos Freyssinet en la junta para el ajuste que pueda ser requerido para compensar en distorsiones que surjan de arrástrese y encogimiento.

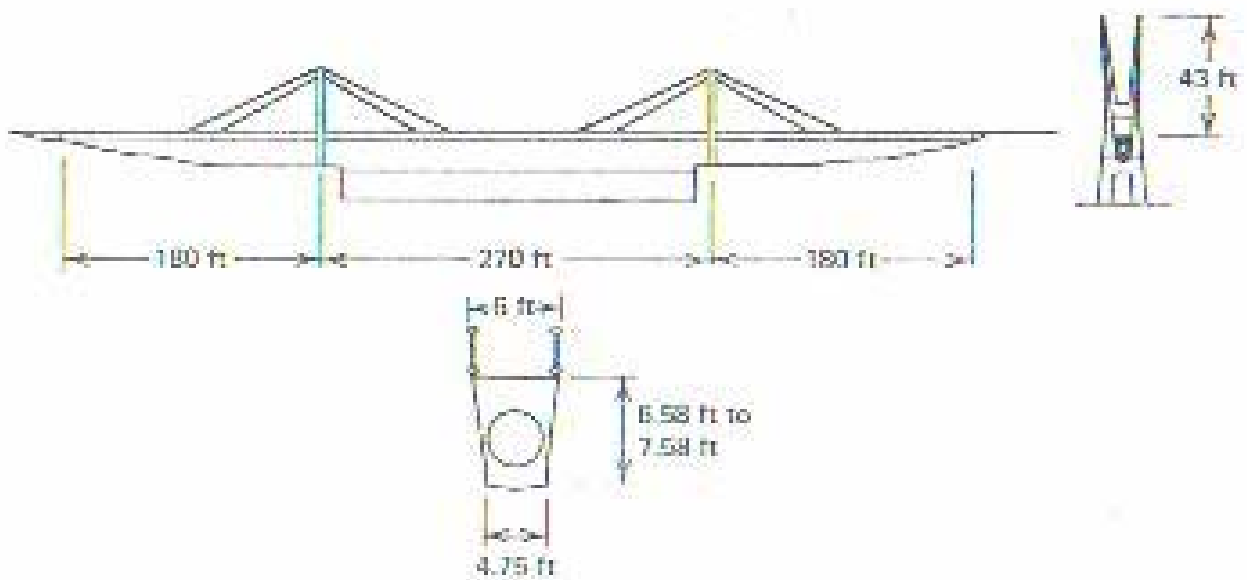


Fig. 1.2-6 Pasarela del río Barwon

Pasarela callejera la montaña, Australia.

Un solo plano vertical del puente peatonal localizado en Perth, Australia Occidental tiene una configuración del cable rara en elevación que se debe de haber seleccionado por razones estéticas, (Fig. 1.2-7). La pieza puesta en la superestructura es trapezoidal en la sección del cruce y tiene una profundidad variante, sujeta al estribo del puente. El poste esta formado por unidades de piezas prefabricadas que son pretensadas verticalmente a la losa. Los tirantes son construidos de alambre con propiedades semejantes a los de anclas pretensadas. Un anclaje escondido es usado en la losa y un anclaje alzado en el poste.

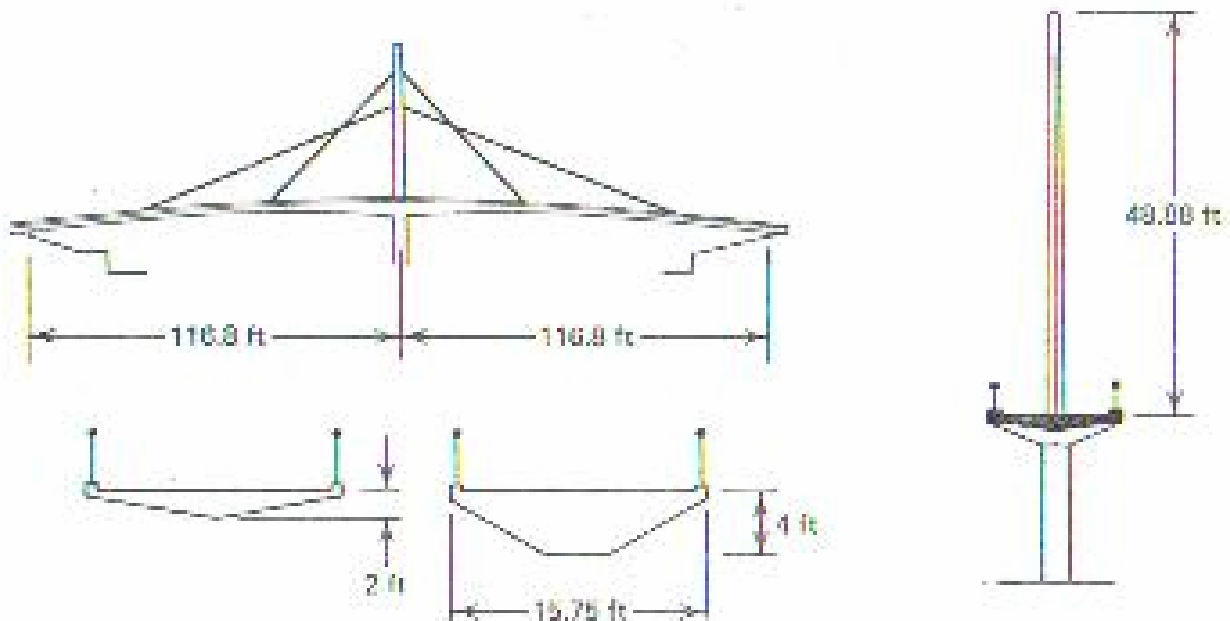


Fig. 1.2-7 Pasarela callejera la montaña

Puente peatonal del las cataratas Menomonee, EU.

El puente peatonal Cataratas de Menomonee, recibió un Premio al Mérito 1971 en la Categoría Especial del Concurso de Puentes, el Premio fue patrocinado por el Instituto Americano de la Construcción del Acero. Es el primer puente atirantado moderno, vehicular o peatonal, construido en EU. Esta estructura tiene tres claros de 110.00 m., con un claro al centro de 64.15 m. y claros finales de 21.95 m. se diseñó por la División de Wisconsin de la Sección de Puentes Carreteros.

El arreglo de los tirantes es transversal a dos planos inclinados. En la elevación un solo tirante emana de la cima del poste en cada lado y en cada plano. Cada tirante consiste de una cuerda estructural de 3 pulgadas de diámetro.

La superestructura tiene dos vigas longitudinales principales (W 30×130) espaciadas a 2.50 m. y un soporte a 14.00 cm. con losas de concreto reforzado. La pestaña mas baja tiene un sistema de abrazadera lateral que consiste en diagonales de ángulo de 4×3 y canales diafragmas de 30.50 cm.

La altura del poste del marco-A es aproximadamente de 17.25 m. con una distancia entre el centro de las piernas y la base de 4.65 m. La sección de acero de las piernas tiene un área de 20 por 10 pulgadas, con la dimensión más grande paralela al eje longitudinal del puente. El lado de las placas es de 51.00 cm. con espesor constante de ½ pulgada, mientras que en los de 10 pulgadas de lado el espesor variaba de ½ pulgada a 3/8 pulgadas debajo de la superestructura.

Puente peatonal de Isla Príncipe, Canadá.

Esta estructura, localizada en Calgary, Alberta, Canadá, es asimétrico, un puente peatonal atirantado con una longitud total de 182.90 m. y 67.00 m. de claro suspendido sobre el río. La viga cuadrada tiene una profundidad de 0.97 m., un ancho de pestaña en la cima de 3.65 m., y un ancho de pestaña de fondo de 1.50 m. Una resina epóxica y de sílice en la superficie desgastada garantiza una losa orthotrópica.

El poste del marco-A, logra una altura de 16.75 m. sobre la superficie de la losa y apoya cuatro cuerdas estructurales galvanizadas de diámetro de ¾ pulgadas. Los estribos se apoyan en pilas de tubos de acero hincados en un lecho de roca. Los cimientos también incluyen anclas en la roca para la estabilidad bajo presiones de hielo y el estribo de ancla elevado. La estructura se diseñó por la Ingeniería Carswell S.A. de Calgary.

Puente peatonal en Villingen.

Puente peatonal uní simétrico con claros de 23-31-66 m. y una rampa espiral adyacente. El puente tiene 5.00 m. de ancho, está formado por una sección de concreto reforzado de 0.62 m., y concreto ligero en la parte suspendida.

Cuenta con una torre en el eje del puente, que por razones de esbeltez fue construido en acero el cual esta sujetado en la parte superior por 4 cables paralelos anclados a cada lado de la losa del puente. Los claros laterales y la rampa espiral están contruidos con el diseño tradicional, la sección central es de elementos prefabricados y montados en voladizo con grúa ferroviaria (*Foto 1.2-3*).



Foto 1.2-3 Puente peatonal en Villingen



Foto 1.2-4 Visión desde la cubierta del puente y el detalle del pasamano.

Puente del Neckar-centro, Mannheim (1973-75).

El puente peatonal del Neckar-centro tiene un ancho de 6.40 m., un claro central de 139.50 m. y claros laterales de 56.60 m. El puente esta fijo a ambos estribos, con una junta de dilatación en medio del claro (*Foto 1.2-5*).

La cubierta de concreto reforzado tiene una profundidad de 0.60 m. y las torres son de acero para obtener una esbeltez máxima. Los cables surgen de forma radial de la parte superior de las torres y se anclan a las placas laterales de la losa, las cuales están protegidas de corrosión por medio de una lechada de cemento. La cubierta fue echa en el lugar, con claros laterales en andamio y un claro principal por voladizo.



Foto 1.2-5 Puente atirantado para los peatones a través del Neckar en Mannheim (1977)

Puente West Lake Drive, Seattle, Washington.

Esta estructura localizada en Seattle Washington, es de un solo claro soportado por dos apoyos de concreto reforzado en sus extremos y tirantes que surgen de los platos superiores del pórtico los cuales tienen un espesor de 1 de pulgada y se unen de forma radial con los atiezos laterales de la losa, formada de piezas prefabricadas de concreto presforzado.

Los cables del claro mas amplio son de 2 3/8 pulgada, los cables del claro corto son de 1 1/4 de pulgada de diámetro (*Foto 1.2-6*).



Foto 1.2-6 Vista lateral del puente West Lake Drive

Un detalle que diferencia este puente de los otros construidos en el estado es la forma aerodinámica que tiene el pórtico, además de ser un elemento estructural que solo sirve de soporte para los cables más no así para la propia losa del puente (*Foto 1.2-7*).



Foto 1.2-7 Vista frontal del puente West Lake Drive desde una de sus rampas

Puente de la Barqueta.

El puente de la Barqueta es una pasarela peatonal que une la ciudad de Sevilla con la isla de la Cartuja, donde se celebró la Exposición Universal de 1992. Diseñado por los ingenieros Juan Arenas de Pablo y Marcos Pantaleón, consta de un único arco central de acero que se bifurca en los dos extremos para permitir el paso.



Foto 1.2-8 Puente de la Barqueta (1992)

1.3 Uso de los puentes peatonales colgantes en el mundo.

A principios del siglo XV la civilización inca se estableció en el altiplano andino que por su accidentada topografía los obligo así a buscar nuevos modos de traslado de un lugar a otro en menor tiempo, dando origen a puentes colgantes de más de 100 m. de claro soportados por cuerdas de fibra natural obtenida de los árboles (*Fig. 1.3-1*), pero con el transcurso del tiempo este sistema de estructura se copió y utilizó por otras civilizaciones a nivel mundial, mejorando las técnicas constructivas pero con usos similares, principalmente en lugares donde existen accidentes topográficos importantes que abarcan distancias pequeñas, como cañadas, ríos, barrancos, etc., entre dos ciudades las cuales requieren de un medio de comunicación entre ellas poco costoso pero prioritario para el desarrollo de sus habitantes.

Actualmente cabe destacar que este tipo de estructuras también se construyen como medios de diversión y/o recreación de algunos parques o como una forma de atracción turística de ciudades o reservas ecológicas poco accesibles.

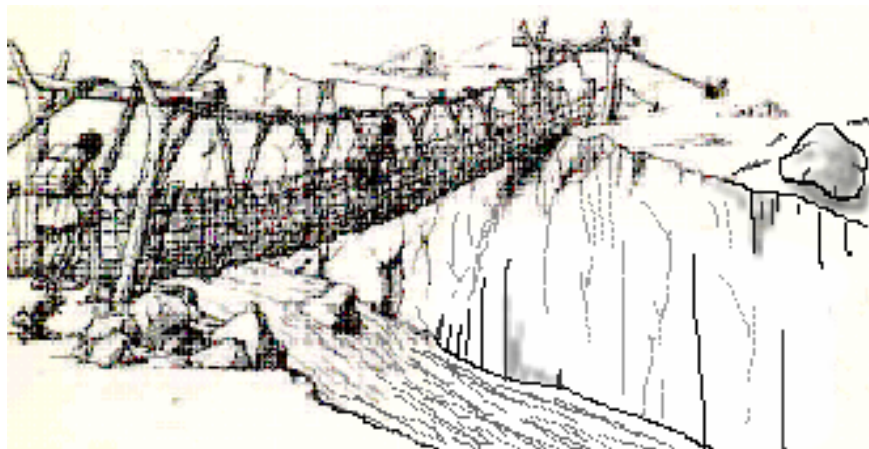


Fig. 1.3-1 Puente colgante primitivo a base de bejuco entre tejidos

El principal desafío en el diseño y construcción de este tipo de puentes es el de proporcionar a los peatones la idea de que éste es un medio seguro y cómodo para trasladarse de un lugar a otro, es por ello que la selección del tipo de materiales que se utilizarán en su construcción deben ser de primera calidad; pero hablar de calidad es hablar de un incremento en costos, es por ello que su uso es más frecuente en países desarrollados mas no así en países subdesarrollados, que no pueden cubrir los altos costos, utilizando materiales de menor calidad que dan muy corta duración a los puentes y con ello de aspecto poco estético.

Aunque puede parecer poco frecuente el diseño, construcción y el uso de puentes peatonales colgantes existe una gran variedad de este tipo de vías de comunicación en distintas poblaciones del mundo. A continuación mencionaremos algunos ejemplos de puentes peatonales colgantes, destacados por su ubicación, sistema constructivo y materiales utilizados, a través de distintos países y ciudades.

Puente peatonal colgante de “La Bella Isla”, del río James-Richmond, VA.

Debajo del puente US1 que cruza el río James (el puente Lee), el puente peatonal colgante de la Bella Isla proporciona el acceso del centro de la provincia de Richmond a un parque popular de la ciudad, además de estar atirantado por cables anclados desde la parte inferior de las vigas de concreto presforzado del puente vehicular hasta las traveses del puente peatonal colgante. Siendo un acceso para los peatones poco común pero al mismo tiempo cómodo y seguro, que les permite trasladarse a dos puntos de la ciudad de manera más saludable.



Foto 1.3-1 Vista general del puente peatonal colgante, donde se puede apreciar que se encuentra situado debajo de un puente vehicular



Foto 1.3-3



Foto 1.3-2 En esta fotografía podemos ver que los cables que soportan al puente peatonal se encuentran anclados en la parte posterior de la losa del puente vehicular



Foto 1.3-4

Las imágenes de las fotografías 1.3-3 y 1.3-4 muestran a detalle el sistema de soporte y restricción del movimiento de la losa del puente

Puente colgante del parque Brandywine, Wilmington, Delaware.

Esta pasarela colgante ubicada sobre el río Brandywine, tiene como principal elemento de construcción el acero, pues podemos apreciar que se ocupa en las torres de los pórticos y en los pasamanos del mismo.

El uso del acero en esta estructura nos permite idealizar al puente como una estructura más rígida y menos expuesta a las vibraciones producidas por el viento, ya que los contraventeos de los postes del barandal y los de la base del puente proporcionan una mayor restricción al movimiento. Otra cosa más que podemos apreciar del mismo es el acabado arquitectónico que proporciona el uso de madera de buena calidad y la posición tan peculiar del mismo a través de la zona boscosa del curso del río, el cual forma parte del conjunto estructural de un acueducto y un paso ferroviario.

Los cables principales se encuentran soportados en los pórticos y los secundarios que proporcionan la estabilidad de la losa parten de los principales hasta su anclaje en la parte lateral de las vigas que conforman el piso del puente.

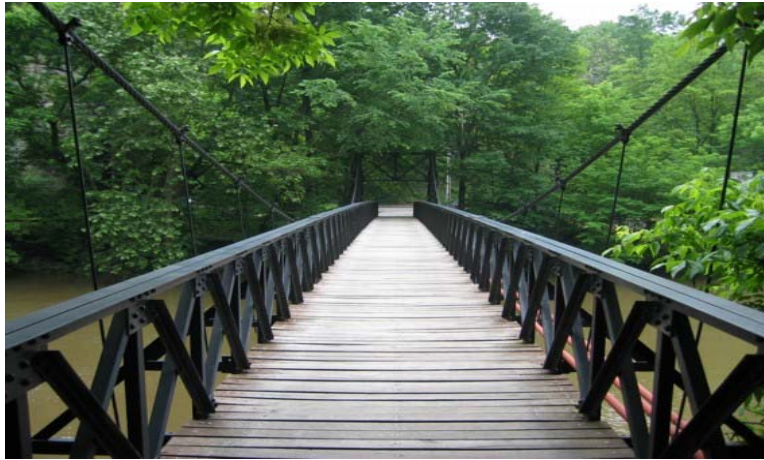


Foto 1.3-5 Ubicación de los cables principales y secundarios a lo largo del puente, así como la posición de los contraventeos en el barandal



Foto 1.3-6 Posición de los pórticos respecto al nivel del terreno natural



Foto 1.3-7 Vista general del conjunto estructural (puente peatonal, acueducto y puente ferroviario)

La Pasarela el Clavel, Washington.

El puente colgante de madera tiene un sistema interesante de estabilidad por medio de una red de cables, los cuales se encuentran anclados desde una estructura independiente del puente hacia la base y hacia los cables que se utilizan para reducir el movimiento del puente.



Foto 1.3-8 Vista frontal del puente, donde se puede apreciar los materiales que conforman la estructura



Foto 1.3-10 Detalle del elemento estabilizador del puente



Foto 1.3-9 Posición de los cables verticales con respecto a la posición del barandal y de los cables superiores



Foto 1.3-11 Ubicación y diseño de la red de cables que sostienen la base y el barandal del puente



Foto 1.3-12 Detalle de la unión de la red de cables con el elemento independiente que estabiliza el puente



Foto 1.3-13 Ubicación general de la red de cables y su unión con la estructura estabilizadora



Foto 1.3-14 Detalle del anclaje del cable estabilizador de puente con la cimentación



Foto 1.3-15 Vista lateral en la que se puede apreciar la estructura independiente que permite dar mayor estabilidad al puente

Pasarela de la provincia de Henderson, Virginia.

Esta pasarela se encontraba en construcción todavía en el año de 2003, sus claros principales son de 43.0 m. y 44.0 m. y surge a partir de una propuesta de remodelación para el puente situado a un costado, ya que dicho puente fue deteriorado por el intemperismo ambiental (*Fotos 1.3-18 y 1.3-19*). Como puede observarse la estructura es muy simple y cuenta con materiales convencionales de la región como son madera, cables y pórticos de vigas de acero tipo “I”, cabe destacar que no cuenta con un sistema de barandales que den confianza para pasar a través de él, pero es el único medio de acceso a la población de Henderson y la única manera de cruzar la parte norte del río Holston.

Los cables principales se encuentran apoyados en el travesaño de los pórticos pero a su vez se encuentran anclados en el piso para proporcionar una mayor estabilidad a la estructura, siendo los cables los que sirven de pasamanos a los peatones. Para la altura de las torres de los pórticos se tomo como referencia los niveles máximos alcanzados por el río cuando éste se desbordo.



Foto 1.3-16 Vista general del puente peatonal que cruza el río Holston



Foto 1.3-17 Posiciones de los cables secundarios con respecto a los principales, que sirven como barandales del puente



Foto 1.3-18 Vista frontal del puente destruido por los efectos del intemperismo



Foto 1.3-19 Ausencia de estabilidad en los pórticos del puente viejo

Pasarela rumbo a la caída del riachuelo, Lincoln provincia del la ciudad, Oregon.

Puente colgante construido por Sahale en 1997. Esta es una pasarela estrecha, pero tiene un sistema de vigas rígido, debajo del piso (*Foto 1.3-23*) y un cable atirantado anclado al suelo de la barranca. Dichas vigas se encuentran sujetas en su parte lateral por cables anclados en la parte inferior de la barranca, independientes de la estructura general del puente. Es de los pocos puentes cuyos pórticos son elaborados de madera de primera calidad para resistir los agentes del intemperismo con un doble refuerzo en la base de los mismos (*Foto 1.3- 22*).



Foto 1.3-20 Vista general del puente a través de la cañada



Foto 1.3-21 Barandal del puente y la posición de los cables

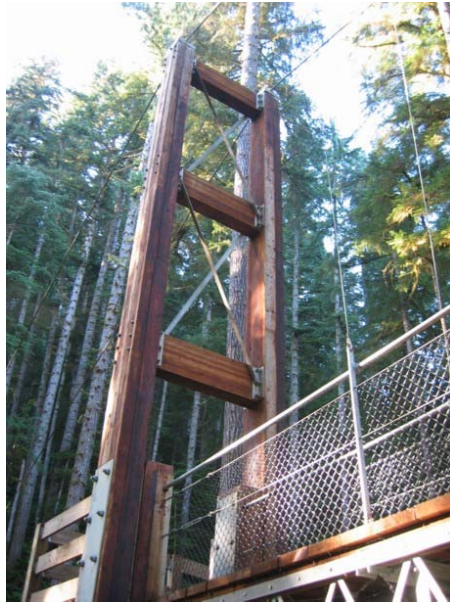


Foto 1.3-22 Detalle del diseño general de los pórticos en donde se puede observar el doble refuerzo de su base



Foto 1.3-23 Detalle de los sistemas de piso y de rigidez por medio de vigas sujetas por cables independientes



Foto 1.3-24 Anclaje de cables independientes a la barranta

Pasarela privada de la corriente del riachuelo Fink, del condado de Gilmer, oeste de Virginia.

En el oeste de Virginia hay docenas (cientos probablemente) de puentes colgantes privados. Muchos de los caminos principales del oeste de Virginia son paralelos a los ríos tal como el viento atraviesa los valles de terreno escabroso. A menudo, el acceso a los caminos de las propiedades privadas está entre la margen del río y la casa del otro lado del río. Manejando por el oeste de Virginia, puede ver todo tipo de pequeños e interesantes claros para llegar de la margen del río por el camino a la orilla de la casa. Muchas propiedades tienen puentes vehiculares, muchos sólo tienen pasarelas. Las pasarelas casi siempre son puentes colgantes y con frecuencia tienen puertas cerradas con llave para desalentar a visitantes no deseados.

Éstos son los únicos puentes semejantes que presentan el alto de la carretera federal del inventario de la administración de Puentes Nacionales dato respecto al oeste de Virginia. Son los únicos dos puentes semejantes que cruzan una provincia o estado guardando camino. Éstos son algunos de los puentes de la zona que están completamente en propiedad privada.

El primer puente cruza el riachuelo de Fink (el camino de la provincia de Gilmer).



Foto 1.3-25 Vista del primer puente del condado de Gilmer



Foto 1.3-26 Detalle de la torre del primer puente y su ubicación en la zona boscosa de la provincia



Foto 1.3-27 El segundo puente cruza la gran carretera, (el otro el camino de la provincia de Gilmer) en el punto donde la 1^{ra}. pasa por la provincia



Foto 1.3-28 Empotre del pórtico a la cimentación del puente



Foto 1.3-29 Posición de los cables principales sobre el pórtico y su anclaje en el piso para la estabilización del puente

Pasarela del parque de la libertad, Charlotte, Carolina del Norte.

Puente colgante que cruza el pequeño riachuelo de azúcar que proporciona el acceso al centro de la naturaleza del parque de la libertad. La estructura que soporta a los cables principales son columnas de acero de vigas tipo “I”, las cuales se encuentran independientes una de la otra, y ancladas a la cimentación del puente, además los cables principales se encuentran atirantados y anclados a una pequeña columna de acero por medio de un sistema especial de templadores independiente a la estructura del puente (*Fotos 1.3-31 y 1.3-32*). Otra característica representativa de este puente es que los cables que soportan el barandal de madera se encuentran colocados en posición de “u” invertida atravesando el piso del mismo (*Fotos 1.3-33 y 1.3-34*).



Foto 1.3-30 Vista panorámica de la ubicación del puente sobre el riachuelo, donde se aprecia todos los elementos que lo conforman



Foto 1.3-31 Posición de los cables principales sobre las columnas y su sistema de anclaje al piso



Foto 1.3-33 Posición de los cables secundarios en u invertida a lo largo del barandal



Foto 1.3-32 Sistema de templadores para proporcionar mayor estabilidad al puente



Foto 1.3-34 Detalle de la colocación de los cables secundarios en "u" invertida con respecto al cable principal y el barandal



Foto 1.3-35 Amarre del cable al templador sujetado por perros



Foto 1.3-36 Detalle de la unión del cable principal con la columna de acero

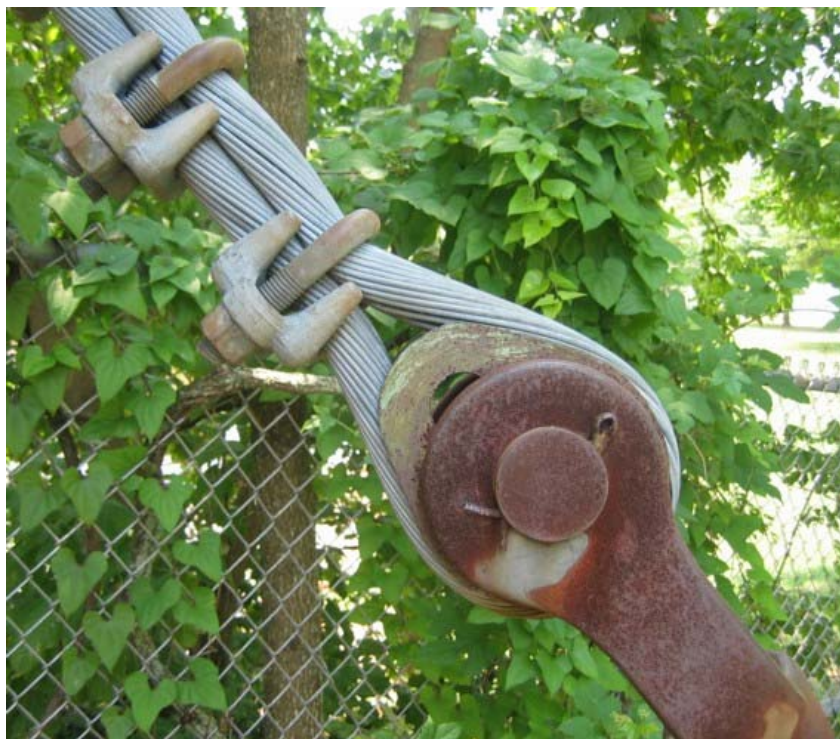


Foto 1.3-37 Unión del cable principal con el templador

Puente colgante del Valle estatal Patapsco, Elkridge, Maryland.

Esta pasarela está en el mismo parque del Maryland como el famoso viaducto Thomas. Escondido entre muchos árboles, es difícil conseguir una foto del puente completo, pero al igual que algunos anteriores mantiene el mismo sistema de pórticos de acero y cables fijos en el terreno natural suspendidos de torre a torre.

Cabe destacar el uso de piezas especiales de acero para la sujeción de los cables verticales con el cable principal, que a su vez sujetan los cables barandal y los postes de acero del mismo (Foto 1.3-40)



Foto 1.3-38 Vista frontal del puente en donde se aprecian todos sus elementos



Foto 1.3-40 Detalle de la pieza especial de acero para la sujeción de los cables verticales con los principales



Foto 1.3-39 Posición de los pórticos y sistema constructivo



Foto 1.3-41 Detalle de los cables verticales con el barandal

Pasarela en el lugar del Faro, Puerta de Oro, zona de recreación nacional del condado de Marin, California.

Éste puente atraviesa por encima de la Puerta de Oro y sigue el camino por los cabos de Marin. El punto justo del exterior hacia adentro del océano y el faro sólo es alcanzable cruzando el puente colgante (cuando el océano choca en cualquier margen).

El detalle principal de ésta vía de comunicación es que es una estructura construida completamente de madera de primera calidad y que tiene un mantenimiento constante para conservar su buen estado y bella estética (*Foto 1.3-42*). El sistema de cables pasa por los pórticos de madera y se ancla en el terreno natural (*Foto 1.3-45*). Cabe destacar que las vigas que sostienen el piso del puente se encuentran unidas a una red de cables laterales que reducen los movimientos laterales del puente por la acción del viento (*Foto 1.3-44*).

Como dato importante es que el cable principal se une al barandal por medio de piezas de acero especiales que a su vez se unen a las vigas inferiores del puente (*Fotos 1.3-46 y 1.3-47*).



Foto 1.3-42 Ubicación del puente entre la barranca, al fondo se observa el faro



Foto 1.3-43 Detalle de la posición de los cables principales en lo alto del pórtico



Foto 1.3-44 Detalle de la red de cable unida a las vigas para estabilizar al puente



Foto 1.3-46 Vista general de la posición de la pieza especial de acero con la unión de las vigas inferiores



Foto 1.3-45 Detalle del anclaje de los cables principales con el terreno



Foto 1.3-47 Detalle de la pieza especial de acero y su unión con el barandal

Paso de Skevington, del riachuelo Evans al río Pícaro, Oregon.

La pasarela fue construida en 2001. En una orilla, el puente lleva una tubería en la superficie de las vigas del piso (Foto 1.3-51), el barandal de madera cuenta con contraventeos para permitir una mayor estabilidad a esta estructura y evitar el desplazamiento del puente (Foto 1.3-54). Los cables principales se soportan en los pórticos y se anclan por un sistema especial al terreno natural (Fotos 1.3-48 y 1.3-52).

Los cables verticales parten de las vigas inferiores hacia el cable principal sujetado por perros (Foto 1.3-50).



Foto 1.3-48 Detalle del anclaje de los cables principales al piso

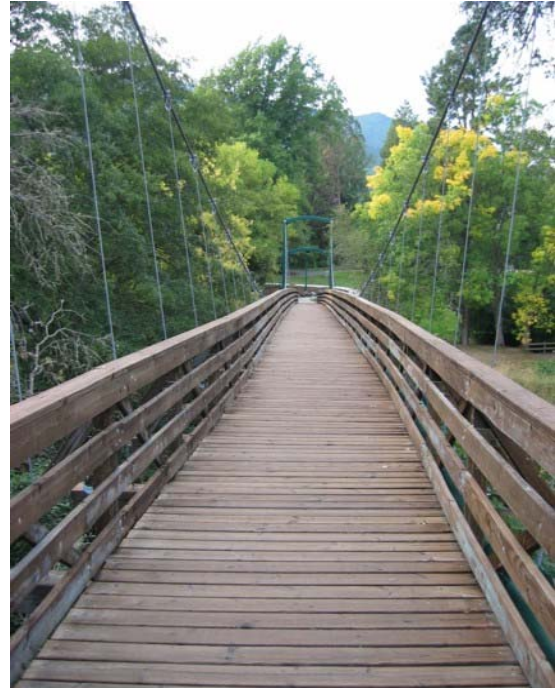


Foto 1.3-50 Detalle de los cables verticales y su posición



Foto 1.3-49 Vista frontal de puente donde se observa el tipo de materiales



Foto 1.3-51 Detalle de la posición de la tubería por encima de las vigas inferiores



Foto 1.3-52 Detalle del anclaje del cable principal en el piso

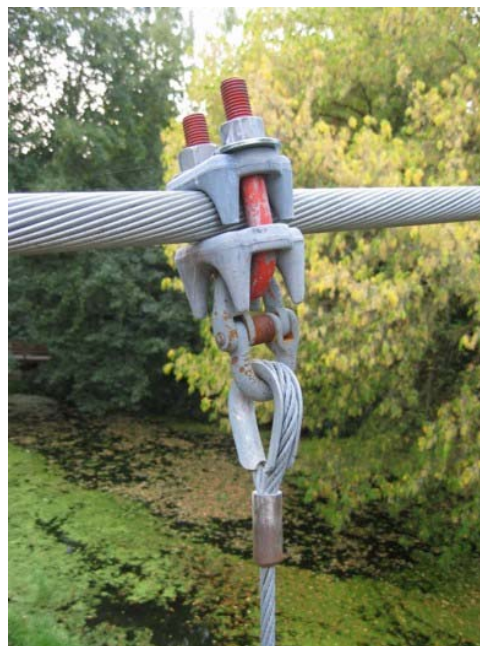


Foto 1.3-53 Unión del cable vertical con el principal por medio de perros



Foto 1.3-54 Detalle de los contraventeos a lo largo del barandal de madera

Pasarela del Woodstock S. Hollingsworth Rd, Virginia, EU.

La pasarela está a menos de cuatro metros de alto del nivel más bajo de agua, en los cruces vehiculares del tenedor del norte del río Shenandoah cerca de Strasburg y Woodstock. Todo parece ser construido y mantenido por el estado, más de estos puentes existen en otras partes de Virginia construidos con las mismas características de éste.

Al igual que los anteriores los cables principales parten de la parte superior de las torres de los pórticos y se anclan en el terreno natural (Foto 1.3-55), los cables verticales salen de los laterales de las vigas inferiores del puente hacia el cable principal (Fotos 1.3-56 y 1.3-57). Los pórticos son de vigas “I” de acero con cimentación a base de concreto.



Foto 1.3-55 Detalle de la posición del pórtico con respecto al nivel del terreno



Foto 1.3-57 Unión del cable vertical con el principal por medio de perros



Foto 1.3-56 Posición de los cables verticales con respecto al cable principal



Foto 1.3-58 Vista general de puente a través del río Shenandoah

Pasarela de la bahía Parsley, Sydney, Australia.

Ésta pasarela cuenta con un sistema GPS que mide su movimiento lateral por la acción del viento. Algunos de estos equipos son visibles en las fotos. Es una estructura de atractivo turístico de la zona de Sydney, cuenta con pórticos de madera soportados por una plataforma de acero soportada por una cimentación de concreto, colocada en la superficie de la bahía (*Foto 1.3-61*). Los cables verticales parten de los laterales de las vigas inferiores hacia el cable principal (*Foto 1.3-60*).



Foto 1.3-59 Vista general del puente a través de la bahía



Foto 1.3-61 Detalle del pórtico y su cimentación sobre la bahía



Foto 1.3-60 Posición de los cables verticales a partir del principal y hasta las vigas inferiores

Puente colgante Turkey Run del parque estatal, Indiana.

El puente colgante al otro lado del riachuelo Sugar Turkey Run del parque estatal, es una estructura muy solicitada por su bella arquitectura y por estar ubicado en una zona de recreación familiar.

Como detalle diferente de los puentes anteriores está que sus pórticos son a base de torres de concreto con un arco al centro de las mismas que permite el acceso al puente (*Foto 1.3-63*), el cual consta de un barandal de madera y un sistema de piso soportado por vigas (*Foto 1.3-64*), los cables verticales se unen a las vigas en su parte lateral y hasta el cable principal unido por medio de perros (*Foto 1.3-65*).

El piso del puente se encuentra anclado a roca sólida que forma parte de la barranca en donde apoyan los pórticos del puente (*Foto 1.3-64*).



Foto 1.3-62 Diseño de la estructura original del parque estatal



Foto 1.3-64 Posición de las vigas a lo a lo largo del puente y del anclaje del piso en roca firme

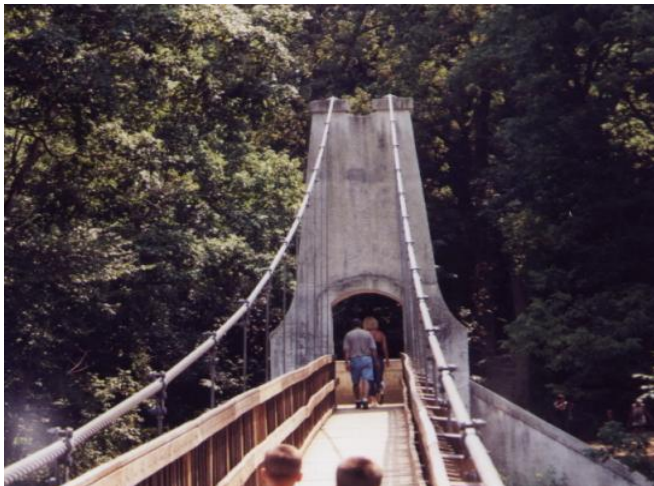


Foto 1.3-63 Detalle del diseño estructural y arquitectónico de los pórticos de concreto



Foto 1.3-65 Detalle de la posición de los cables verticales

Puente colgante de la colina de Chatham, Virginia.

Este puente peatonal colgante tiene un detalle en particular que debemos apreciar ya que los pórticos son vigas cajón sostenidos por cables externos a los principales que evitan el momento que el peso total del puente produce.

Los cables principales sirven de pasamanos para los peatones además de soporte para las barras redondas de acero que son ancladas a vigas de madera tendidas en toda la longitud del puente para sostén del piso del mismo. Los cables principales son tensados en conjunto con los que sostienen los pórticos para así ser anclados a las moles de concreto que se encuentra en el terreno natural.

La altura con la que cuentan los pórticos además de ajustar con el terreno nos sirve para evitar que las corrientes del río arrastre los elementos que conforman en su totalidad este puente colgante peatonal.



Foto 1.3-66 Panorama general del puente a lo largo del río



Foto 1.3-68 Detalle del anclaje del cable en el terreno y su posición en los pórticos



Foto 1.3-67 Detalle de las barras redondas con respecto al cable y a las vigas



Foto 1.3-69 Diseño de los pórticos de acero y detalle del acceso al puente

Pasarela del castillo Moat de Egeskov, Dinamarca.

Realmente esta pasarela es de uso particular y solo da elegancia arquitectónica al castillo Moat, el estilo en los herrajes nos hace pensar en su alto costo constructivo en comparación con el corto claro que tiene que librar.

El uso excesivo del acero hace tan rígido el puente que los cables que se tienden para soporte del piso del puente podrían parecer al espectador un simple ornamento más del mismo, pero en realidad sirven para evitar el pandeo longitudinal de las estructuras que conforman el barandal del puente.

A diferencia de los puentes anteriores los cables principales se fijan a los muretes de tabique que forman parte de la entrada principal.



Foto 1.3-70 Detalle de los cables principales a los muretes de la entrada principal



Foto 1.3-71 Vista frontal de la estructura general del puente con respecto a la fachada del castillo de Moat



Foto 1.3-72 Detalle del pequeño claro que salva el puente a través de río que rodea al castillo
“Guía para el diseño de puentes peatonales colgantes analizado para construcción en casos de emergencia”

Puente colgante Gitwinksihlkw, Canadá.

Aunque este puente colgante pareciera poco seguro a la vista de los pobladores de Nisga'a, en Gitwinksihlkw, hasta 1995 la comunidad era accesible solo por esta vía. Lo que podemos apreciar en la fotografía 1.3-73 es el atirantado vertical y horizontal al pórtico de forma independiente al cable principal el cual atraviesa a lo largo del claro sirviendo a su vez de apoyo para el sostén de las vigas transversales del piso.

En este puente la forma de proveer cierta seguridad a los peatones es la malla ciclónica sobre puesta en los cables verticales que penden de forma vertical al principal (*Foto 1.3-74*). La altura de los pórticos al igual que en puentes anteriormente mencionados sirve para evitar que las crecientes del río afecten la estructura y estabilidad de este puente.



Foto 1.3-73 Detalle del atirantado lateral de los postes del pórtico



Foto 1.3-74 Vista de la unión de los cables verticales con la malla ciclónica



Foto 1.3-75 Vista frontal del puente

Pasarela Sendero Glaciar Gulkana, vecindad de Paxson, Alaska.

Ésta pasarela provisional es el sendero principal que lleva a la provincia glaciar de Gulkana. Fue construida para el traslado de los pobladores de Paxson hacia Gulkana cuando el río que divide a estas poblaciones alcanza sus máximas avenidas durante épocas de lluvia y deshielo haciendo imposible el tránsito en esas fechas. Como puede apreciarse los materiales empleados son muy elementales debido a la escasez de los mismos en la zona por el clima que ahí prevalece (*Foto 1.3-77*).

A diferencia de los puentes anteriores, la base del piso se soporta por medio de cables en vez de vigas de los cuales se soportan los cables verticales que sirven de pasamos a lo largo de todo el claro (*Foto 1.3-78*).

En general la arquitectura de este puente es muy rudimentaria por el alto costo del traslado de los materiales a la zona en la que se encuentra ubicado.



Foto 1.3-76 Vista panorámica de la ubicación general del puente en la zona montañosa de Gulkana



Foto 1.3-77 Detalle del tipo de materiales empleados para la construcción de esta estructura



Foto 1.3-78 Detalle de la base y barandal del puente soportadas por medio de cable

Puente colgante Esperanza del club del golf, Columbia Británica, Canadá.

El puente colgante esperanza es un claro ejemplo de la opulencia y posibilidad económica de los habitantes de países desarrollados para la construcción de este tipo de estructuras, ya que solo es utilizado para conectar al pueblo de Esperanza con un campo de golf y algunas residencias.

Por supuesto que la estructura de los pórticos, base y barandales son piezas de acero prefabricadas montadas en sitio, estas dos últimas soportadas por los cables principales que son tendidos de pórtico a pórtico (Foto 1.3-80). Algo particular de este puente es que tiene doble base de madera, una en sentido vertical y otra en sentido horizontal para una mejor distribución de la carga, además que por su anchura también sirve para el transito de bicicletas y carritos de golf (Foto 1.3-81).



Foto 1.3-79 Vista frontal del puente



Foto 1.3-81 Detalle del doble piso de madera



Foto 1.3-80 Detalle de las piezas prefabricadas del barandal y base del puente

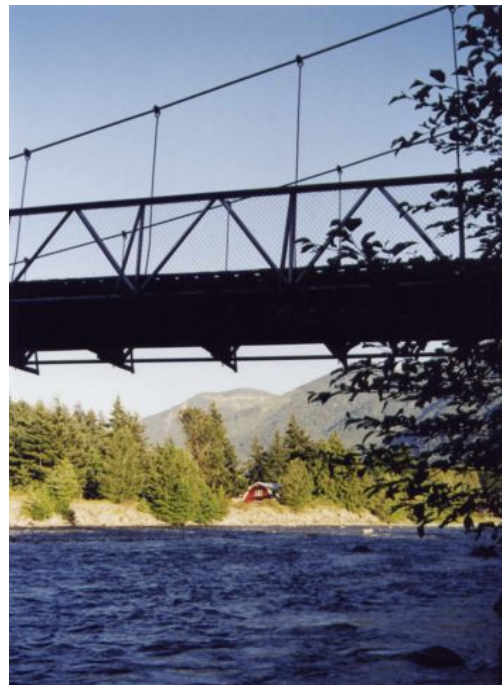


Foto 1.3-82 Vista inferior del puente

Primer puente de tubería nacional de Lytton, Columbia Británica, Canadá.

Su construcción fue terminada en 1997, este puente colgante tiene una red de tubería de 200 m., que lleva el agua del río Stein cruzando el río Fraser; es 62.80 m. más largo que el puente colgante Capilano (con frecuencia se afirma que es la pasarela colgante más larga del mundo, pero está por debajo de algunas estructuras modernas).

El piso es de lámina perforada soportada por un sistema especial de perfiles y ángulos de acero que conforman la base del puente, en esta estructura los cables principales se encuentran soportados y anclados a roca firme de la región por medio de un sistema especial de argollas (*Foto 1.3-85*), otro dato destacable es que el barandal esta conformado por piezas tipo canal con extremos especiales para unirse con el cable principal y a sus costados pasa la línea de tubería que trasporta el agua, para proporcionar una aspecto de seguridad cuenta con una red de hilos a lo largo de todo el claro del puente (*Fotos 1.3-84 y 1.3-85*).

Como puede observarse ésta es una magnífica y espectacular vía de comunicación de la provincia de Lytton, además de contar con un panorama extraordinario por los bellos paisajes que lo rodean.

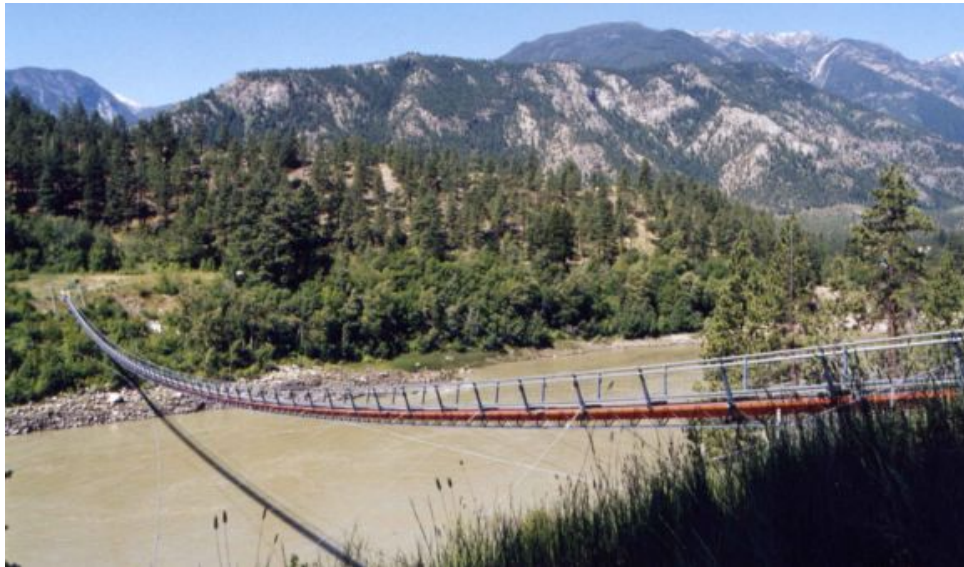


Foto 1.3-83 Panorámica del puente ubicado en la provincia de Lytton



Foto 1.3-84 Detalle del sistema de piso y barandal del puente



Foto 1.3-85 Sistema de anclaje de los cables principales unidos a la roca firme por medio de argollas

Pasarela de la vecindad de Saltville, Virginia.

Esta pasarela comunica a través del río North Fork Holston a la zona montañosa con la zona de pastizal de la comunidad de Saltville; para ajustar la altura de montaña con el relativo desnivel del pastizal al otro lado del río fue necesario poner un tercer pórtico que diera pendiente a la rampa de madera en vez de utilizar escaleras (Foto 1.3-86).

El sistema sigue siendo conservador como los demás de la ciudad de Virginia: dos cables principales con cables verticales que soportan las vigas transversales del piso del puente y malla lateral para seguridad del peatón. En cuanto a ingeniería podemos notar que los pórticos de este puente son fijados a una base de concreto tendida sobre el terreno natural y cables principales que se tensan por encima de éstos hasta dos postes de acero que se encuentran al final de la pasarela.



Foto 1.3-86 Detalle de los tres pórticos para salvar el desnivel entre los extremos del río



Foto 1.3-87 Detalle de los cables principales y el barandal del puente



Foto 1.3-88 Vista general de la estructura del puente a través del río North Fork Holston

Pasarela TVA Apalachia, Tennessee.

Este tipo de estructura se encuentra ubicado debajo de una caída de agua producto de una catarata (*Foto 1.3-89*), además de estar ubicado cercano una planta hidroeléctrica, como muchos puentes su sistema constructivo es a base de cables principales colocados encima de los pórticos y anclados al terreno natural, de estos penden cables verticales sujetos por pernos hasta las vigas inferiores que soportan el piso del puente (*Foto 1.3-89*). Pero existe una notable diferencia con el resto de puentes que comparten este tipo de características, ya que en uno de los extremos de la vía los cables principales se encuentran colocados encima de una torre construida con perfiles de acero que tiene en su parte superior un sistema de unión especial por medio de piezas de acero; cabe mencionar que esta torre tiene una cimentación independiente de la estructura principal del puente a base de zapatas aisladas de concreto (*Foto 1.3-91*).



Foto 1.3-89 Vista de la caída de agua que moja la estructura del puente



Foto 1.3-90 Vista frontal de la estructura general del puente



Foto 1.3-91 Detalle de la torre que soporta los cables principales y su sistema de unión

Puente colgante Callery, Nueva Zelanda

Este pequeño puente colgante de restricción única al paso de peatones tiene en su complejo estructural piezas de madera entrelazadas entre si por medio de dos vigas longitudinales, estas dos se sujetan a través de placas de acero y tornillos para evitar el desplazamientos de las piezas, los pórticos se fijan a una base de concreto. Los cables principales son de diámetro considerable para soporte del peso de las cargas de diseño y son sujetos a postes de madera independientes al puente.



Foto 1.3-92 Vista frontal de puente en la que se observan las partes que lo componen



Foto 1.3-93 Detalle de los elementos que se entrelazan con la viga longitudinal inferior

Puente Douglas Swing, Nueva Zelanda.

Esta vía de comunicación se encuentra construida en la comunidad del Glacial Franz Josef, al igual que las estructuras que ahí existen, sus elementos estructurales como pórticos y pisos son elaborados a base de madera de primera calidad, ya que esta es fácil de conseguir debido a la zona boscosa de la población. Su sistema constructivo es a base de cables verticales que parten de los extremos de las vigas inferiores que conforman el piso hasta los cables principales que se encuentran soportados en la parte superior de los pórticos. Para brindar mayor seguridad a los peatones que por ahí transiten se colocó una malla ciclónica a lo largo de todo el puente que se une a tubulares longitudinales que funcionan como barandal del puente (Foto 1.3-94).



Foto 1.3-94 Sistema de barandal a base de tubulares y malla ciclónica a lo largo del puente



Foto 1.3-95 Panorámica general de la estructura del puente a través de la corriente del río

Puente peatonal colgante del Río, Texas.

El puente colgante peatonal del río es particular por los detalles que en su totalidad lo conforman. En este complejo estructural las torres de los pórticos son formadas por canales y celosía de solera atornilladas entre si (*Foto 1.3-99*), además cuenta con un perno en la parte superior el cual tiene la función de sostener los cables que vienen anclados del terreno a las torres y los cables que parten para sostén de las vigas transversales de acero de la base del puente (*Foto 100*).

Las rampas que dan continuidad al camino son independientes al puente con una pendiente suficiente para dar un espacio entre el NAME del río y la parte inferior de la base del puente (*Foto 1.3-98*).

Es de aclarar pues que el cable en este puente no es de forma continua pues solo va de pórtico a pórtico y los postes del barandal fijan la malla para seguridad del peatón.



Foto 1.3-96 Vista general del puente en la que se pueden apreciar cada uno de los elementos que lo componen



Foto 1.3-97 Panorámica general de la ubicación del puente sobre el río



Foto 1.3-98 Detalle de las rampas y pórticos del acceso al puente

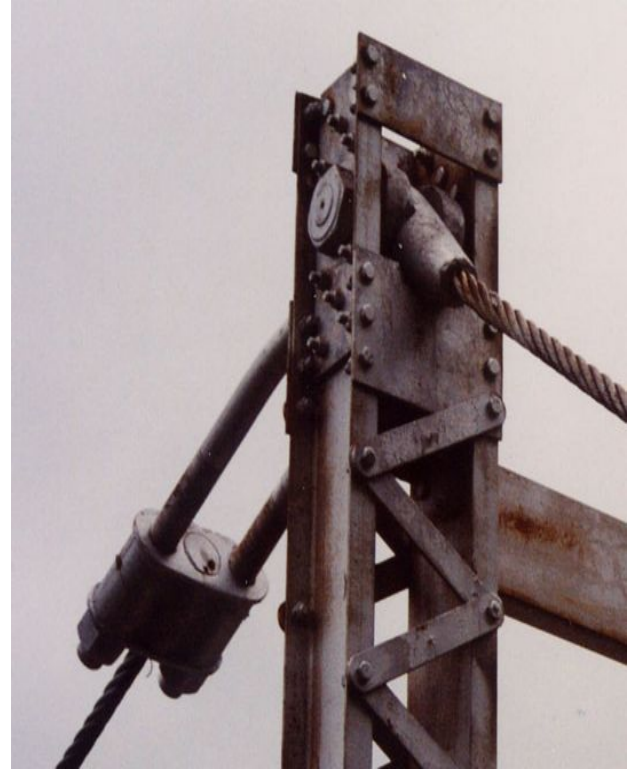


Foto 1.3-100 Unión de los cables en la parte superior al perno



Foto 1.3-99 Detalle de los elementos que conforman la estructura de los pórticos



Foto 1.3-101 Detalle del anclaje de los cables al terreno natural

Pasarela de Lampasas, Texas.

Esta estructura al igual que las anteriores cuenta con dos pórticos en sus extremos pero con la peculiaridad que los travesaños de los mismos sobresalen de las orillas del ancho del camino hacia sus lados una distancia de 1.00 m., siendo casi en los extremos de cada travesaño el punto en el que los tubulares principales son soportados y a partir de ellos se atiesan y anclan a zapatas de concreto independientes de la estructura general del puente (Foto 1.3-104). El piso del puente se soporta por medio de vigas tipo “T” de acero y de sus extremos salen tubulares que se unen a los principales por medio de piezas especiales de acero atornilladas entre sí (Foto 1.3-106), cabe destacar que las vigas sobresalen del camino la misma distancia que los travesaños de los pórticos (Foto 1.3-102). El barandal del puente es de acero y en sus laterales tiene ángulos que se apoyan en los extremos de las vigas y llegan hasta la superficie del barandal de forma inclinada, esto proporciona menor movimiento de la estructura cuando es golpeada por la fuerza del viento (Foto 1.3-105). Esta estructura tiene también dos rampas frontales que permiten acceder al puente.

Cabe destacar que el puente fue otorgado a los pobladores de la comunidad de Lampasas en la conmemoración del bicentenario americano en 1976.



Foto 1.3-102 Estructura general del puente que muestra los elementos que la componen



Foto 1.3-103 Vista lateral del puente y su ubicación con respecto al nivel del arroyo



Foto 1.3-104 Detalle de los tubulares principales con respecto al travesaño del pórtico y su anclaje en la zapata aislada



Foto 1.3-105 Detalle de los tubulares verticales y su posición con respecto a las vigas y al barandal



Foto 1.3-106 Unión entre tubulares principal y vertical entre sí por medio de piezas especiales de acero atornilladas

Puente peatonal colgante Otowi, río Grande - Otowi, Nuevo México.

Con un ancho de 3.00 m. y un claro de 53.00 m. este puente muestra un diseño diferente de pórtico, los cuales son de concreto armado con un implemento especial en la cima para evitar el contacto directo de los cables principales con el pórtico, evitando así su desgaste (*Foto 1.3-110*).

Los barandales, piso y vigas transversales de madera son sostenidos por redondos de acero que penden de los cables principales, además el sistema de tensión externo que se da por una la placa de acero aunada al aditamento final del cable (*Foto 1.3-109*) permite que resistan perfectamente las sollicitaciones que en el puente se presenten.

Un detalle adicional que podemos observar en este puente son los birlos; al cruce de los contraventeos, que ajustan con placas de acero el pasamanos con el soporte de las maderas que conforman el piso del puente (*Foto 1.3-108*), librando el río, esta estructura permite que los usuarios no expongan su integridad física cruzando a través del puente vehicular ubicado a un costado de este puente (*Foto 1.3-108*).



Foto 1.3-107 Ubicación del puente a través de del río Grande



Foto 1.3-108 Vista que permite observar la posición del puente vehicular con respecto del puente colgante



Foto 1.3-109 Detalle del sistema de anclaje de los cables con la placa de acero anclada al terreno natural

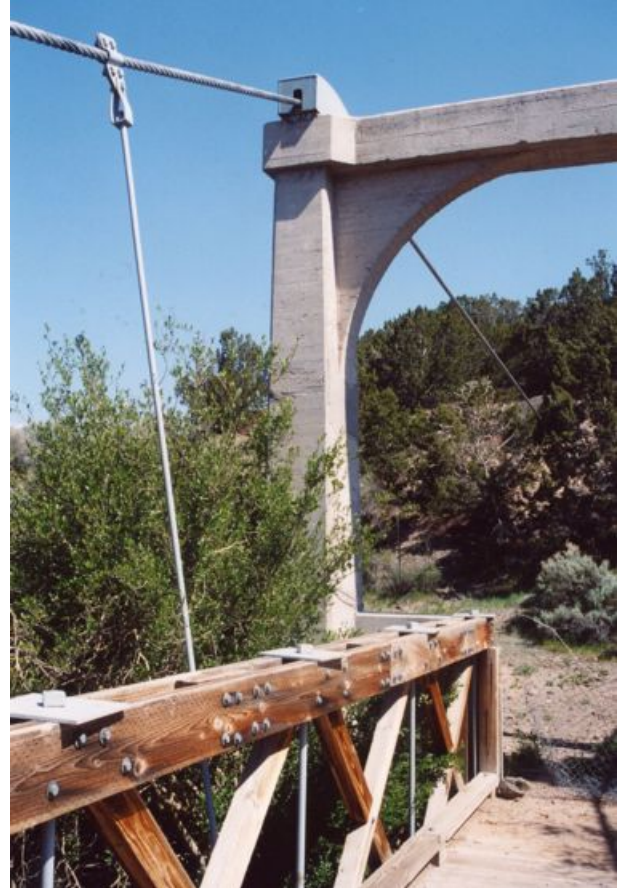


Foto 1.3-110 Detalle de los aditamentos especiales de los pórticos y la unión del barandal por medio de birlos



Foto 1.3-111 Vista lateral que muestra la unión de los redondos verticales con los cables principales y la viga

Puente colgante el Pilar, río Grande-Pilar, Nuevo México.

Esta vía de comunicación es una estructura rudimentaria por el tipo de materiales utilizados en su construcción (*Foto 1.3-112*), la cual cuenta con cables principales sostenidos por pequeñas columnas de madera, los cuales van descendiendo del inicio hacia el centro y a partir de ahí nuevamente asciende hacia el final del claro, se unen con las vigas centrales que proporcionan la base para el piso del puente (*Foto 1.3-113*).

Cabe destacar que no cuenta con un sistema de barandales ni ningún otro elemento que proporcione seguridad al peatón que por ahí transite a lo largo de su claro de 50.00 m. de longitud.



Foto 1.3-112 Vista lateral del puente en la que se puede observar los materiales que componen su estructura



Foto 1.3-113 Detalle de la posición de los cables principales con respecto a las vigas que soportan el piso del puente



Foto 1.3-114 Detalle de la unión de los cables principales con las pequeñas columnas de madera

CAPÍTULO 2

PROPUESTA DEL USO DE PUENTES PEATONALES COLGANTES EN MÉXICO PARA DESASTRES CLIMÁTICOS.

PROPUESTA DEL USO DE LOS PUENTES PEATONALES COLGANTES EN MÉXICO PARA DESASTRES CLIMÁTICOS.

En el capítulo anterior abordamos el uso de puentes peatonales colgantes en el mundo, principalmente en países desarrollados, y su infinidad de diseños estructurales para satisfacer las necesidades de cada región, pero que pasa en los países subdesarrollados como nuestro país, ¿Cómo se usan estas técnicas constructivas?, ¿Qué materiales se emplean?, ¿Qué uso se les da a este tipo de puentes?, etc. realmente la respuesta a estas y muchas otras interrogantes se resolverán si miramos un poco hacia atrás en la historia de nuestro país y en la problemática que día a día enfrentan los pobladores de las zonas rurales en México, lo cual trataremos a lo largo de este tema.

En México como en otros muchos países la problemática fue la misma con respecto a los accidentes naturales como barrancas, ríos, cañadas y pantanos, que fueron obstáculos para la búsqueda de los satisfactores elementales de los grupos étnicos de nuestro país, pues prácticamente se encuentra rodeado por tres cordilleras montañosas. Además, el carácter bélico y conquistador de algunos grupos propició la necesidad de superar los obstáculos encontrados, utilizando en primera instancia los materiales disponibles en cada región. Las primeras civilizaciones de nuestro país observaron las soluciones ocurridas accidental y espontáneamente y, posteriormente imitó los puentes colgantes hechos a base de lianas inventados por la civilización inca iniciando así la aplicación del ingenio para salvar obstáculos.

Las civilizaciones mesoamericanas, como los olmecas, teotihuacanos, mayas, aztecas y toltecas dominaron sus territorios con tránsito peatonal, pues no conocían las bestias de carga y arrastre, ni hay evidencia del uso de la rueda para desplazar la carga. Sus limitaciones les llevaron a reconocer las dificultades topográficas y a trazar senderos que pudieran recorrerse a pie con rapidez y seguridad. Algunos de los primeros caminos de México siguieron el trazo de estos senderos, cuya extensión llegó a ser muy amplia.

En la época prehispánica, entre los caminos más interesantes, por lo avanzado de sus soluciones, en el continente se encuentran los *sacbé* (*sacbeob*) mayas, o en caminos blancos, que atravesaban llanos y junglas de toda la península de Yucatán, siendo construcciones de boleos y de piedra braza que mantenía un mismo nivel sobre el suelo. Los mayas no aplicaron lo que hoy se conoce como “arco romano”, que permite la utilización de piedra trabajando exclusivamente a compresión para salvar claros, como sistema estructural. El arco maya (llamado también “falso arco”), en el que se tiene una sucesión de piedras en pequeños voladizos, representa la mayor aproximación de los pueblos americanos al arco romano. En el caso del imperio Azteca, los caminos que llegaban a la capital eran utilizados principalmente por *tatemes* (o individuos cargadores), durante la expansión del imperio, debido a la necesaria comunicación con los pueblos sometidos, los puentes eran troncos de árboles caídos.

La construcción de acueductos para servicio de la gran Tenochtitlán data del siglo XV, cuando por órdenes del emperador Ahuizotl se construyó uno con piedras, cal, barro, troncos y estacas desde los manantiales Acuexcal, Huitziltlaxo, Tlilatl, Xochcaatl y Coalt de Coyoacán y Churubusco. Algunos de esos troncos soportaban el paso de peatones y otros estaban huecos para permitir la conducción de agua. El apoyo era, esencialmente, por superficie.

Los cronistas de la conquista nos relatan que de ese islote salían calzadas en dirección de los cuatro puntos cardinales, que eran la de Iztapalapa al sur; la de Tacuba al oeste; la de Tepeyac al norte y, la de Texcoco al oriente. Estas calzadas comunicaban a la gran Tenochtitlán con las orillas de los lagos. La calzada Iztapalapa era un dique que resguardaba a la ciudad del agua salada; partía del

costado sur de la gran plaza central y cruzaba toda la ciudad hasta la orilla del lago, donde estaba el puente Xóloc. Este puente permitía la entrada a la ciudad por el sur y las vigas que lo componían se desmontaban para su defensa. Se nota así, la doble función de los puentes, por un lado, como enlace entre los extremos y, por el otro, la defensa para protección de la ciudad. En la zona de intersección con las calzadas y el dique, se construyeron puentes apoyados sobre estacas de madera, a manera de pilotes, para afianzar el terraplén de la calzada, y soportar las vigas que eran troncos de árbol.

En el interior de la zona urbana las calles eran canales, calles de tierra y calles mixtas. Los canales servían como corredores de infinidad de chinampas y canoas. Casi todas las casas tenían un acceso a alguna acequia, así como otra puerta que daba hacia pequeñas callecillas angostas de tierra. Las acequias estaban atravesadas por un sinfín de pequeños puentes peatonales y las chinampas constituyen el apoyo para ellos. Las chinampas se construyeron con raíces entrelazadas que forman una especie de “colchón” que flota, sin contacto alguno con el fondo. Ya en su lugar estas raíces se fijan al fondo con estacas de madera. Asimismo debido al uso típicamente peatonal de los primeros puentes en México, sus cimentaciones y apoyos consistieron en un contacto por superficie, frecuentemente muy vulnerable a los estragos naturales de la erosión y la socavación.

Se han encontrado indicios de que entre los primeros materiales que se utilizaron para construir puentes había troncos, ramas y estacas de los árboles, lianas, piedras, estuco y barro. A la fecha, no se ha reportado evidencia alguna de su utilización de metales como material de construcción en la época prehispánica.

En el caso de puentes sobre terrenos blandos, se utilizaban cimentaciones a base de estacas de madera rolliza, probablemente similares a las que aun se conservan en el área del templo mayor, de la ciudad de México. Las “herramientas” para el hincado de las estacas eran sencillas y estas últimas no se colocaban a gran profundidad. De igual manera, la forma de achicar el flujo del agua y de contener los taludes de excavaciones con estacas eran rudimentarios, y eso impedía la construcción de zapatas de mampostería más profundas para obtener mayores capacidades de carga. La inmediata disposición de obra de mano también incidió en el carácter rustico de los puentes prehispánicos.

Cabe aclarar, que si bien los puentes peatonales no requieren de apoyos con gran capacidad de carga, no significa que los constructores aztecas desconocieran la aplicación de la mampostería en la construcción de cimentaciones, los efectos de la velocidad de aplicación de las cargas al suelo conforme transcurría la consolidación, ni los efectos de la compensación y el ancho del cimiento. En realidad si los utilizaron, se basaron en observaciones empíricas en los fenómenos involucrados para construir sus pirámides y centros ceremoniales en un lago con sedimentos de suelo muy blando, y conservar la funcionalidad de sus obras importantes.

Después de este tiempo y hasta hace algunos años no se han dado grandes cambios en este tipo de vías de comunicación, pero actualmente la situación precaria que existe en las poblaciones rurales a despertado el interés de personas externas por desarrollar nuevas vías de comunicación como en el caso de Tamsa, A.C. que realiza alianzas con instituciones públicas y privadas a fin de promover acciones en favor de la comunidad veracruzana, pues se encuentra desarrollando un programa denominado “*Puentes de esperanza*” el cual surge como un esfuerzo compartido entre TenarisTamsa y la voluntad y entrega de Toni Ruttimann “El Suizo” y Water Yáñez, que durante más de 15 años han construido puentes peatonales para los pobres en varios países del mundo.

Al día de hoy, se han construido 28 puentes sólidos y seguros, realizados de forma rápida, eficiente y económica con tubos de acero donados por TenarisTamsa.

Estos puentes han beneficiado a más de 300 mil personas en comunidades rurales. En el 2004 se ampliará el programa a otras Entidades Federativas con nuevas alianzas estratégicas, teniendo como objetivo principal el brindar alternativas de traslado entre las comunidades para obtener educación, servicios médicos, intercambio y compra de productos de necesidad básica, entre otros que permitan continuar con un desarrollo en comunidades de este tipo, las cuales se han estancado durante muchos años por falta de vías de comunicación.

La principal característica de este tipo de puentes es que su estructura en general esta conformada por tubos de acero sin costura los cuales fueron donados por TenarisTamsa y sobre ellos piezas de madera que en su conjunto forman la plataforma del paso peatonal.



Fig. 2-1 Nota periodística de las actividades de la empresa TenarisTamsa publicada el día 6 de mayo de 2004 por "El Financiero"



Foto 2-1 Estructura general del puente colgante a lo largo de la zona boscosa



Foto 2-2 Detalle de la rampa de acceso al puente y la estructura de los pórticos



Foto 2-3 Capacidad de resistencia del puente al soportar un gran número de personas a través de un gran claro



Foto 2-4 Forma de acceso segura para permitir el paso de alumnos



Foto 2-5 Acceso por un grupo de niños a través del puente, donde se puede apreciar la gran resistencia y seguridad que brinda dicha estructura

Otro uso que se le ha dado a este tipo de estructuras en algunas partes del país es como medio de recreación en diversos parques como por ejemplo, el del Valle del Conejo en el Estado de México, que data del 25 de octubre de 1988, el cual ha recibido un mantenimiento adecuado por parte de los comerciantes de la zona para permitir su uso hasta esta fecha y que sirve como medio de atracción al turismo que visita la zona.



Foto 2-6 Panorámica de la ubicación y estructura general del puente colgante en la zona de la Marquesa



Foto 2-7 Vista frontal de los elementos estructurales que componen al puente, donde puede apreciarse la vegetación que rodea a la estructura



Foto 2-8 Detalle de unión entre los elementos que conforman el puente



Foto 2-9 Detalle del anclaje de los cables superiores con el apoyo de concreto



Foto 2-11 Argollas que permiten la unión de los cables superiores con los lasos que sirven de pasamanos



Foto 2-10 Detalle de los elementos que proporcionan el soporte y estabilidad al piso del puente



Foto 2-12 Unión de los cables principales por medio de una argolla anclada a los apoyos de concreto

Pero no en todos los casos se da un mantenimiento preventivo a este tipo de puentes, pues para el gobierno es de poca importancia; un ejemplo de ello son los puentes colgantes de parque Lira en la ciudad de México y el del Valle del Silencio en el Estado de México, los cuales se han visto dañados gravemente por las inclemencias del tiempo y pues lógicamente por una cultura carente de cuidado al patrimonio nacional.



Foto 2-13 Detalle de la estructura general y de los elementos que conforman al puente a lo ancho del parque Lira



Foto 2-14 Detalle de los materiales utilizados en la construcción y su colocación a lo largo de la estructura, observando su grave deterioro



Foto 2-15 Anclaje y tensado de los cables que permiten la estabilidad de la estructura



Foto 2-16 Unión de los cables principales y los de estabilización con la parte superior de los pórticos



Foto 2-17 Estructuración general del puente del Valle del Silencio que permite el acceso al tobogán y podemos apreciar el deterioro que ha sufrido la estructura a través del tiempo



Foto 2-18 Estado en el que se encuentran los elementos estructurales que conformaban el acceso al puente

Como podemos darnos cuenta una mala conexión entre los cables puede provocar que las tablas que proporcionan la superficie de paso se desprendan, provocando el deterioro del puente, (Foto 2-18).

Estos son solo algunos de los muchos puentes que existen en diversos Estados de la República Mexicana, quizás existen algunos de mejor estructuración pero desafortunadamente la población solo los ha visto como un atractivo más de los lugares de recreación.

Los puentes peatonales colgantes por su fácil, rápida y económica construcción nos permiten utilizarlos en otros casos más allá de los mencionados como ser vías de acceso a poblaciones dañadas por desastres naturales.

A causa del deterioro ambiental provocado por la acción del hombre se ha observado un trastorno climatológico en las estaciones del año, escuchando por radio y televisión constantemente la presencia de nuevos fenómenos que afectan al territorio nacional y que dificultan el acceso de las brigadas de rescate a los sitios de desastre, dejando así muchas pérdidas materiales y lo peor pérdida de vidas.

La ubicación del país en una región intertropical, lo hace sujeto a los embates de huracanes que se generan tanto en el océano Pacífico como en el Atlántico. Los efectos de estos fenómenos, en términos de marejadas y vientos, se resienten principalmente en las zonas costeras del Pacífico, del Golfo y del Caribe; las lluvias intensas que estos fenómenos originan pueden causar inundaciones y deslaves no sólo en las costas sino también en el interior del territorio. De los 25 ciclones que en promedio llegan cada año a los mares cercanos al país, cuatro o cinco suelen penetrar en el territorio y causar daños severos. También se presentan lluvias intensas, con las consecuentes inundaciones y deslaves importantes, y con mucha frecuencia de manera independiente de la actividad ciclónica, debido a las tormentas que se generan en la temporada de lluvias.

Las inundaciones pueden clasificarse en uno de dos grupos principales. Las inundaciones de río (o fluviales) son las que resultan del desbordamiento de un río, arroyo, canal o de cualquier otra corriente de agua en la tierra. Este tipo de inundación se desencadena debido a una mas que abundante lluvia que cae en un corto tiempo. Una parte del agua es absorbida por el suelo y la otra la absorben las plantas, el resto corre pendiente abajo. Cuando el nivel del agua de la corriente sube por encima de la altura de sus riveras se origina la inundación.

Las aguas de los arroyos que fluyen a lo largo de los valles estrechos pueden desbordar sus riveras repentinamente debido a las fuertes lluvias, a los deshielos o a que revienta una presa; por lo cual grandes torrentes de agua se precipitan en forma de cascada por el mismo curso o cause por el que corre el arroyo original.

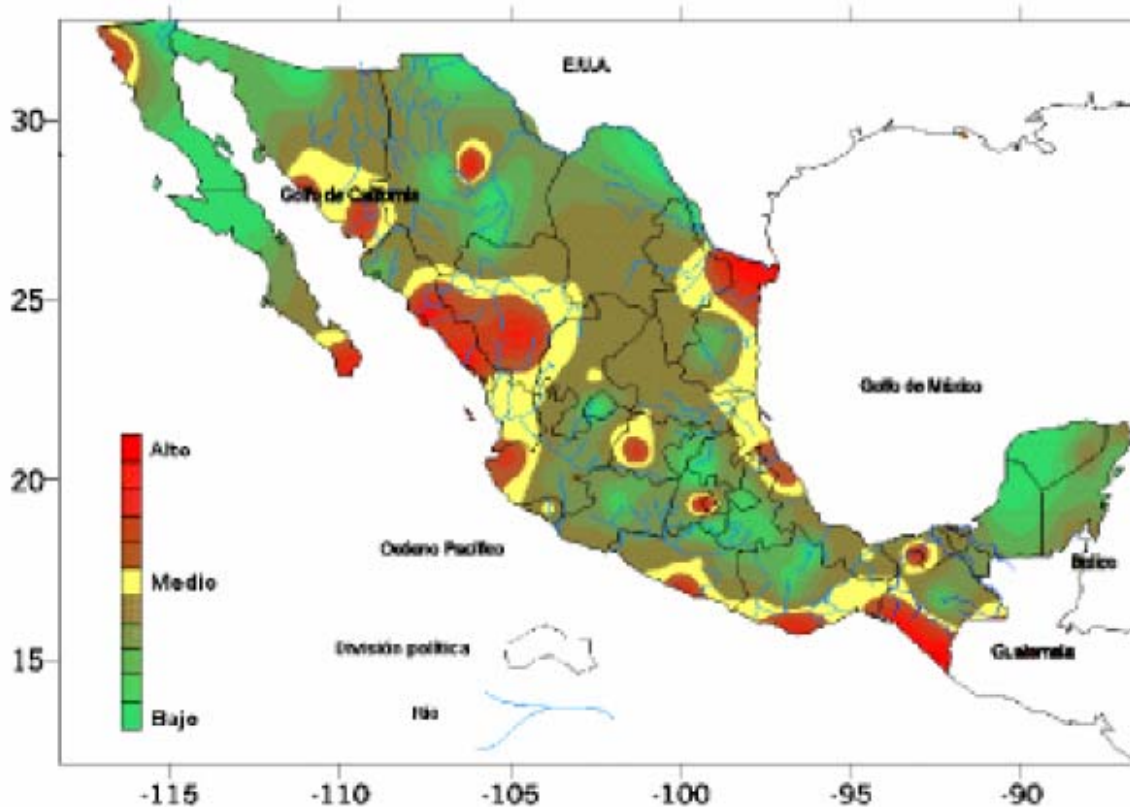


Fig. 2-2 Zonas de peligros por inundaciones en la República Mexicana.

Los huracanes son tormentas muy fuertes, con vientos muy rápidos y en espiral, provocando lluvias torrenciales ocasionando que ríos y arroyos se desborden e inunden los campos.

La mayoría de los huracanes nacen a fines de verano o a principios de otoño en el golfo de México, el mar Caribe o en la parte sur del océano Atlántico. Empiezan como tormentas tropicales, con remolinos de viento y gran descenso en la presión. El calor y la humedad del aire sobre los mares cercanos al ecuador permiten el desarrollo de la tormenta tropical hasta que ésta se convierte en huracán, cuyas velocidades de vientos exceden de los 120 Km/hr. El centro es el ojo del huracán y este es un lugar de calma y quietud en medio de la tormenta circundante.

Cuando un huracán azota primero algún litoral ocasiona inundaciones costeras, la fuerza del viento empuja al agua sobre la tierra esto hace subir la marea muchos centímetros por encima de lo normal arrojando olas gigantescas sobre la costa. A medida que el huracán inicia su camino hacia el norte por tierra ocurre el segundo tipo de inundación, pues las fuertes lluvias de la tormenta afectan la tierra provocando así que los ríos se desborden.

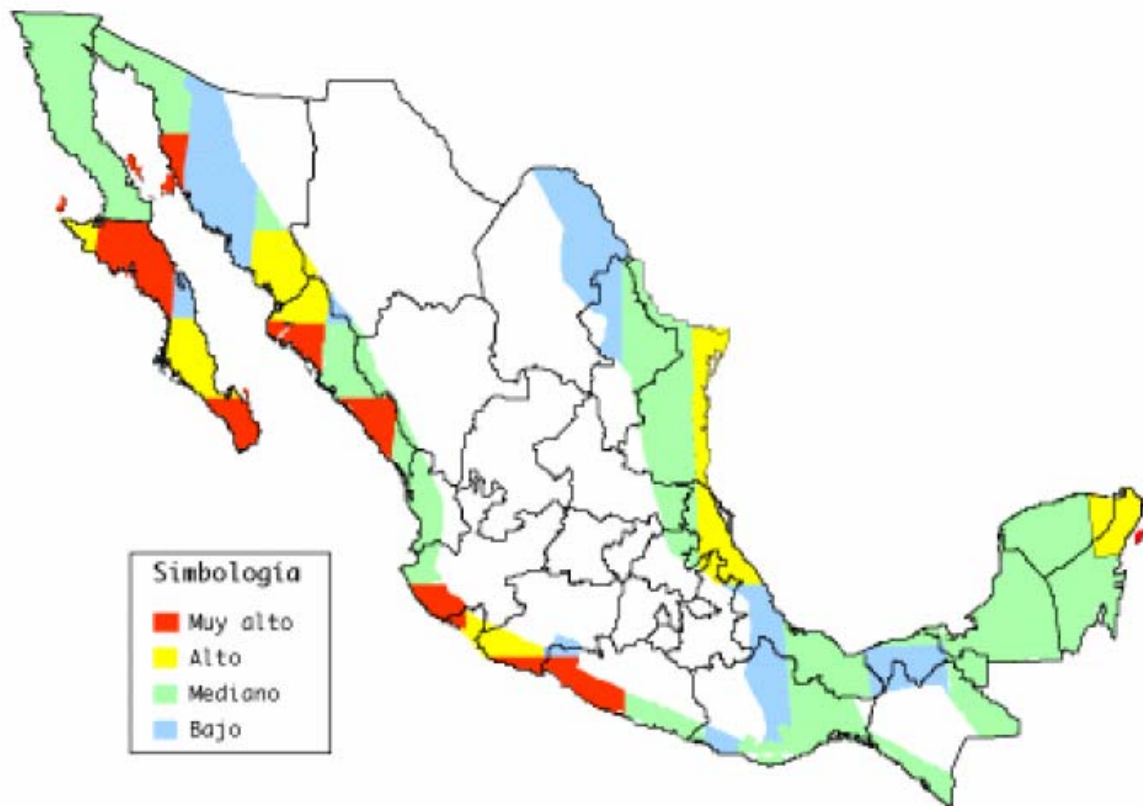


Fig. 2-3 Mapa de peligros por incidencia de ciclones

Las inundaciones marinas costeras constituyen el segundo grupo de inundaciones, estos cataclismos mayores son provocados por erupciones volcánicas, terremotos y desprendimientos de tierra que pueden formar gigantescas olas oceánicas que arrasan las costas y a veces llegan tierra adentro estas olas reciben el nombre de maremotos.

Como ejemplo, podemos citar el huracán Gilberto en 1988, el huracán Paulina en 1997 y las graves inundaciones y deslaves que se presentaron en octubre de 1999, sobre todo en los estados de Tabasco, Veracruz, Puebla e Hidalgo.



Foto 2-19 Inundación ocurrida en el Estado de Veracruz, noviembre de 1999



Foto 2-20 Daños provocados por la depresión tropical número 11 a principios de octubre de 1999, en las costas de Veracruz

Es cierto que los efectos de estos fenómenos naturales provocan cuantiosas pérdidas en vidas y propiedades, pues la mayoría de la gente muere ahogado y muchos otros mueren a causa de golpes de tablas, vigas y materiales diversos, o por diversas heridas causadas por cristales u objetos que se convierten en armas mortales al ser arrastrados velozmente por los torrentes de la inundación.

Aunque es notorio que el gobierno toma medidas para prevenir este tipo de desastres y construye barreras que evitan el desborde de los ríos y mares como malecones, diques o muros anti-inundaciones estos resultan ineficientes para contener la altura de las aguas, además este tipo de estructuras resultan en muchos casos muy costosas por las grandes dimensiones que requieren para que puedan funcionar correctamente.



Foto 2-21 Obra de protección provisional en Villa Hermosa, Tabasco durante las inundaciones de 1999

Otra alternativa que disminuiría la acumulación de agua pluvial sobre calles y avenidas es la de un sistema de alcantarillado bien planeado al cual se le brindara un mantenimiento adecuado, pues una de las principales causas que impiden el rápido desalojo de las aguas pluviales es el exceso de basura en las alcantarillas y tuberías de la red obstruyendo el libre flujo del agua a través de ella ocasionando que el agua brote en vez de ser desalojada.

Bien sabemos que las soluciones antes mencionadas además de producir altos gastos a las localidades tardarían meses o quizás años en construirse y tarde o temprano se verían afectadas por los fenómenos naturales que año con año incrementan su intensidad de azote en el territorio nacional, aun cuando estos hallan contado con una buena planeación recordemos que aunque pongamos mucho empeño en crear medidas de protección estas siempre se verán rebasadas por las fuerzas impredecibles de la naturaleza.

Es por ello que nosotros no proponemos una alternativa que impida las inundaciones en las poblaciones, sino más bien proponemos la construcción de vías de comunicación que sean elaboradas con materiales de la región poco costosos de manera rápida y eficiente, pero no por ello carente de seguridad y de vida útil. Por tanto la idea que planteamos es el diseño y construcción de “Puentes peatonales colgantes” como medio de acceso a las poblaciones dañadas para permitir el rescate de las personas afectadas pero que servirán también como rutas de acceso entre las poblaciones aún después de las catástrofes ocurridas para brindar un bienestar y desarrollo armonioso de las mismas.

Algunas características principales de los puentes peatonales colgantes que proponemos, es que el piso del paso peatonal no sea de forma pandeada, ni tome la forma de los cables principales, a pesar que esa seria la opción más económica, sino que los cables principales estén soportados por pórticos, con piso totalmente en forma horizontal, lo cual se conseguirá por el ensamble de piezas de acero de sección definida montadas en sitio. Así mismo los pórticos generalmente serán de acero y estarán formados por dos piernas interconectadas asegurando la estabilidad. Los cables verticales tendrán alturas variantes a lo largo del claro, y estas irán cambiando de acuerdo a la curvatura de los cables principales a lo largo del claro.

Puesto que existirá una diversidad de zonas en las que se construirán estas estructuras hemos desarrollado un plan general de diseño y trabajo a seguir.

Solicitaciones de diseño

La carga muerta, estará en función de los materiales que se emplean en la construcción de este tipo de estructuras, además, se serán modificados por los factores de seguridad correspondientes a cada una de las necesidades que se vayan presentando a lo largo del análisis.

La carga viva depende de la capacidad de carga esperada por la ocupación humana en el puente determinada por dos criterios. Por el número de personas permisibles en el puente limitado en cualquier momento por la seguridad supuesta de los cables principales antes de romper, o por el tamaño del cable principal que se escoge al acomodar una cierta ocupación humana supuesta del puente. El diseño económico y los requisitos de seguridad normalmente ordenan la carga viva a ser adoptada en cualquier sitio. No es necesario proporcionar una capacidad de transporte de puente alta para un puente con tráfico peatonal bajo. Por otro lado no es prudente proporcionar una estructura cara cuya capacidad de servicio a las necesidades de tráfico esté limitada.

Para claros que excedan los 50.00 metros, los efectos del viento deben ser considerados debido a los movimientos y oscilaciones perpendiculares y longitudinales que son el resultado de la acción del viento. Las variaciones de temperatura causan cambios en la longitud del cable principal, por ello cambios en la tensión del cable. Por consiguiente los efectos de temperatura tienen que ser considerados en la fase de diseño.

Lo anterior representa las únicas solicitaciones a considerarse en el diseño del puente peatonal colgante ya que son los que mayores efectos provocan en éste tipo de estructuras.

Selección de materiales

La selección de materiales para los elementos del puente tiene una relación al costo del proyecto final y metodología de la construcción. La selección de materiales debe regirse por la disponibilidad local, transporte al sitio, grado de habilidad para ser empleado, grado de supervisión (control de calidad), seguridad, durabilidad (mantenimiento), y disponibilidad de financiamiento. Sin embargo, el ingeniero debe asegurarse que todos los materiales que sean usados reúnan los requisitos mínimos básicos de seguridad y funcionamiento.

Ubicación de los puntos de cruce del puente peatonal colgante

La ubicación del cruce del puente está determinada por varias consideraciones que incluyen, pero no necesariamente se limita a: la anchura del río, nivel de la inundación más alta, dirección de flujo y velocidad de flujo de agua, geología del sitio y estabilidad del banco, presencia de afluentes y sistema del sendero existente.

Ajuste del puente a las normas de diseño

La longitud del piso del puente y altura de los pórticos para cada claro se fijará en base a los dibujos principales. Las dimensiones y diseños del piso de la estructura no cambiarán, independiente de las condiciones de subsuelo del sitio. Esta parte del puente se adopta por consiguiente de los dibujos principales, y ninguna alteración mayor a la necesidad de diseño se hará para cada sitio. Los cambios menores pueden realizarse en los detalles de conexión según la experiencia en la disponibilidad de materiales. Las cimentaciones del puente se diseñarán con una altura supuesta a partir del nivel de terreno natural. Los cambios topográficos pueden dictar que ésta altura se modifique tal que, la altura total de cimientos y pórticos sobre el nivel de terreno aumente o disminuya. Las cimentaciones de la torre se diseñarán suponiendo las cualidades de la resistencia del terreno, las características de actividad del subsuelo y los requisitos constructivos de la elevación superior del cimiento sobre el nivel de terreno. Para cada sitio estas características varían tal que la infraestructura tiene que ser rediseñada para satisfacer las condiciones locales o basarse en el diseño que contemple los parámetros más desfavorables.

Construcción de las infraestructuras

El puente peatonal debe permanecer intacto ante los efectos de lluvias intensas. El puente debe extenderse el ancho total del río a un punto cualquiera de la orilla del cauce dónde los cimientos y terraplenes no sean inundados por el agua. Los terraplenes deben protegerse bien. Todas las esquinas de los cimientos o bloques de anclaje necesitan ser empotrados suficientemente en el terreno existente.

Al excavar en piedra descompuesta o tierra firme, sólo el área planeada del cimiento o bloque de anclaje debe excavar para ahorrar en el material de despojo excesivo así como para evitar el uso de obturadores en el vaciado del concreto. Para los lados inestables, las dimensiones de la excavación pueden aumentarse de la parte inferior exterior por unos pasos o inclinándose los lados de la excavación.

Las excavaciones realizadas a más de 1.50 metros (sobre todo en suelos inestables) deben asegurarse o deben apuntalarse usando un método apropiado. Las pendientes pueden amontonarse si no es posible realizar un apuntalamiento, pero una pendiente secundaria segura debe mantenerse.

El concreto debe reunir las especificaciones requeridas según las normas aplicables de cada estado. Generalmente, el agua que es apta para beber es apropiada para utilizarse en la elaboración del concreto. La variedad de componentes del concreto pueden mezclarse en proporciones definidas por medio del diseño de las mezclas.

Montaje y manejo de cables en la obra

Los cables son las partes más importantes de los puentes colgantes; por tanto necesitan gran cuidado en su manejo al ser transportados para evitar pliegues y empalmes. Los pliegues y empalmes reducen la longitud del cable, rompiendo la tensión. Antes de que los cables se tiren por el río o brecha, deben marcarse los puntos del mando en los cables, preferentemente con pintura. Los cables pueden llevarse por el río caminando a través del cauce en las partes secas del río, por botes de remo o por puentes temporales si hubiera una brecha; si ningún puente existe, el cable puede tirarse usando sogas atadas al final del cable. Los cables pueden izarse hacia las torres tomando los niveles de la posición de curvatura máxima marcada con una máquina de nivelación o teodolito en relación a la cima de la torre, la curvatura debe supervisarse durante y después del izado del cable.

Montaje del piso

Los cables verticales y el piso pueden montarse iniciando a la mitad del claro trabajando hacia los extremos o viceversa. El piso se construye usando unas plataformas de montaje, las cuales deben aprobarse por el ingeniero antes de su uso. La distancia entre los cables debe medirse cuidadosamente y la distancia de las torres ratificarse después de cada décimo de cable.

Fuente de trabajo

Los trabajadores experimentados requeridos para la construcción del puente son soldadores, albañiles, ayudantes generales, tensadores de cable, chóferes, y supervisores del control de calidad, entre otros. No es probable que esta mano de obra pueda obtenerse dentro de la ubicación del proyecto, excepto algunos de los mencionados anteriormente. El contratista normalmente tiene que traer su propia mano de obra calificada puesto que los puentes peatonales probablemente serán construidos en áreas donde haya trabajadores inexpertos.

Por ultimo para que los puentes peatonales colgantes cumplan la expectativa planteada se recomienda dar un mantenimiento conforme se indica a continuación:

Los anclajes se inspeccionarán para evitar la oxidación de templadores y ganchos, la funcionalidad de los cables y la integridad de los miembros individuales. Los anclajes se exponen al vandalismo y pueden afectarse adversamente por el mal uso. La pérdida de tensión no es fácilmente cuantificable pero está claro esta pérdida provoca deformación del puente.

Los cables verticales están sujetos a las oscilaciones verticales y horizontales así como a la actividad humana, las cuales pueden deteriorar el tensado y cambiar su orientación vertical por tanto debe verificarse el tensado de los mismos cuando se de mantenimiento.

El piso es propenso al desgaste por la actividad humana así como las conexiones. El soporte de piso también es propenso al desgaste y debe inspeccionarse para evitar cualquier señal de oxidación.

La malla de alambre lateral es el componente más vulnerable a la deformación y destrucción por acciones climáticas o por acciones humanas, en algunas ocasiones la malla del alambre puede quitarse para ser usada por las personas del lugar. La malla de alambre también está expuesta a la oxidación y a la desfiguración debido a la deterioración de los otros componentes del puente inmediatos por lo que se sugiere realizar un cambio de esos elementos cuando se presenten tales alteraciones.

CAPÍTULO 3

REGLAMENTOS Y MANUALES QUE RIGEN EL DISEÑO DE LOS PUENTES PEATONALES.

REGLAMENTOS Y MANUALES QUE RIGEN EL DISEÑO DE LOS PUENTES PEATONALES.

Como hemos podido darnos cuenta a lo largo del desarrollo de los temas anteriores, la construcción de puentes peatonales colgantes ha sufrido una serie de cambios a lo largo de la historia, ya que se han ido perfeccionando las técnicas constructivas y la calidad de los materiales utilizados en su construcción ha mejorado, lo anterior se ha englobando en reglamentos que contienen las especificaciones que deben cumplirse para poder desarrollar la construcción de este tipo de estructuras.

En lo que respecta a nuestro país la institución encargada de establecer las normas y especificaciones en el diseño, análisis y construcción de puentes es la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT). Pero en lo referente al diseño de puentes peatonales no existe reglamentación adecuada que nos establezca los parámetros mínimos que se requieren para ese fin, es por ello que para el diseño de los puentes propuestos en el capítulo anterior nos basaremos en reglamentos y especificaciones desarrollados en otros países como por ejemplo EU., Japón, Canadá, etc., aunque nuestro fundamento principal tendrá base en el reglamento AASHTO para Puentes peatonales que se utiliza en EU., el cual además de contener los parámetros de análisis también trae un ejemplo de su utilización en el diseño de un puente peatonal. Cabe destacar que este reglamento no es estrictamente lo que requerimos para nuestra propuesta, pero es lo que más se asemeja, permitiéndonos concebir una idea más acertada para las condiciones de diseño que debemos tomar en consideración.

Es importante establecer que además de contar con un reglamento para puentes peatonales también debemos contar con reglamentos de:

1. Diseño de estructuras de acero.
 - ✓ American Institute of Steel Construction Inc. (AISC).
 - ✓ Load and Resistance Factor Design (LRFD).
2. Diseño de estructuras por efecto de viento.
 - ✓ Manual de Diseño de Viento de la Comisión Federal de Electricidad.
 - ✓ Normas Técnicas Complementarias para diseño por Viento (NTC-V).
3. Diseño de estructuras de concreto.
 - ✓ American Concrete Institute (ACI).
 - ✓ Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de Concreto (NTC-C).

Además de considerar los reglamentos de construcción de cada localidad, esto con la finalidad de diseñar correctamente cada uno de los elementos que conformarán la estructura general del puente.

Enseguida presentaremos el contenido de la Guía de Especificaciones para el Diseño de Puentes Peatonales, propuesta por la AASHTO.

GUÍA DE ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES PEATONALES

1.1 General

Estas guías de especificaciones se aplicarán a puentes propuestos para soportar principalmente cargas peatonales y/o tránsito de bicicletas. A menos que mejore lo existente provisto de las *Normas y Especificaciones para Puentes Carreteros* AASHTO, 16ª edición, se aplicará el uso de ésta Guía de Especificaciones. Cualquiera de los métodos de diseño de cargas de Servicio o diseño de resistencia (diseño de Factor de Carga) pueden usarse.

1.2 Diseño de cargas

1.2.1 Cargas Vivas

1.2.1.1 Carga Viva Peatonal

Miembros principales: Se diseñarán miembros de apoyo principales, incluyendo las vigas, apoyos, y arcos, para una carga viva peatonal de 85 libras por pie cuadrado (psf) [415 Kg./m²] de área de andador del puente. La carga viva peatonal se aplicará a esas áreas del andador para producir la tensión máxima en el miembro a diseñarse.

Si el área de andador de puente a la que es aplicada la carga viva peatonal (área de influencia de la losa) excede 400 pies cuadrados [37 m²], la carga viva peatonal puede reducirse por la siguiente ecuación:

$$w = 85 \left(0.25 + \left(15 / \sqrt{A_1} \right) \right)_{[SI]}$$
$$w = \left[415 \left(0.25 + \left(4.572 / \sqrt{A_1} \right) \right) \right]_{[SMD]}$$

Donde w es el diseño de la carga peatonal (psf) [Kg./m²] y A_1 es el área de influencia de la losa (sq.ft.) [Kg./m²] que es aquella área de losa sobre la cual la superficie de influencia para los efectos estructurales es diferente de cero.

Sin embargo, en ningún caso la carga viva peatonal debe ser menor que 65 libras pie cuadrado [317 Kg./m²].

Miembros secundarios: las losas del puente y sistemas de soporte de piso, incluyendo vigas de soporte secundarias, vigas de piso, y sus conexiones a los miembros principales de apoyo, se diseñarán para carga viva de 85 psf [415 Kg./m²], sin reducción permitida.

1.2.1.2 Carga vehicular

Los puentes peatonales/ciclistas deben ser diseñados para un mantenimiento ocasional por carga vehicular siempre que el acceso vehicular no se prevea físicamente. Una forma vehicular específica determinada por la Agencia de Operación puede usarse para este diseño vehicular.

Si una Agencia diseña un vehículo no especificado, las siguientes cargas conforme a la norma AASHTO H-camión serán usadas. En todos los casos, un solo camión posicionado para producir el efecto de carga máxima se usará:

Claro losa con ancho de 6 pies [1.83 m] a 10 pies [3.048 m]:	10,000lb [4545 Kg.]. (Camión H-5)
Claro losa con ancho arriba de 10 pies [3.048 m]:	20,000lb [9090 Kg.]. (Camión H-10)

Losas con anchos menores de 6 pies [1.83 m] no necesitan ser diseñadas para mantenimiento por carga vehicular.

La carga viva vehicular de mantenimiento no será puesta en combinación con la carga viva peatonal.

No se requiere una tolerancia de impacto del vehículo.

1.2.2 Carga de Viento

Una carga de viento de la intensidad siguiente será aplicada horizontalmente en ángulo recto al eje longitudinal de la estructura. La carga de viento se aplicará al área vertical proyectada de todos los elementos de la superestructura, incluyendo los miembros expuestos de armaduras en dirección contraria al viento.

Para Armaduras y Arcos:	75 libras por pie cuadrado [366 Kg./m ²]
Para Largueros y Vigas:	50 libras por pie cuadrado [244 Kg./m ²]

Para puentes de armaduras abiertas, donde el viento puede pasarlas fácilmente, los puentes pueden diseñarse para una carga horizontal mínima de 35 libras por pie cuadrado [171 Kg./m²] en el área vertical total proyectada del puente, como si estuviera cerrada.

Una fuerza de viento de volteo se aplicará según artículo 3.15.3 de las *Normas y Especificaciones para Puentes Carreteros*.

1.2.3 Combinación de Cargas

Las combinaciones de carga, es decir, porcentajes de esfuerzos permisibles para el diseño de carga de servicio y factores de carga para el diseño de factor de carga como el especificado en la tabla 3.22.1A de las Normas y Especificaciones para Puentes Carreteros, se usará con las modificaciones siguientes:

Viento en Carga Viva, VV, será igual a cero.
Fuerza longitudinal, FL, será igual a cero.

1.3 Diseño de detalles

1.3.1 Deformación

Los miembros deberán diseñarse para que la deformación debida a la carga viva peatonal de servicio no exceda 1/500 de la longitud del claro.

La deformación de los claros de las vigas en voladizo debida a la carga viva peatonal de servicio debe limitarse a 1/300 del claro de la viga en voladizo.

La deformación horizontal debido a la carga del viento lateral no excederá 1/500 de la longitud del claro.

1.3.2 Vibraciones

La frecuencia fundamental del puente peatonal sin carga viva debe ser mayor que 3.0 hertzios (Hz) para evitar el primer armónico. Si la frecuencia fundamental no puede satisfacer esta limitación, o si el segundo armónico es importante, una evaluación del comportamiento dinámico debe hacerse.

En lugar de tal evaluación el puente puede dimensionarse para que la frecuencia fundamental sea mayor que

$$f \geq 2.86 \ln (180/W) \text{ [SI]}$$
$$f \geq 2.86 \ln (81.82/W) \text{ [SMD]}$$

donde el \ln es logaritmo natural y W es el peso (kips) [Kg.] de la estructura apoyada, incluyendo la carga muerta y una admisible por carga viva peatonal real. Alternativamente, el mínimo peso de la estructura apoyada (W) será mayor que

$$W \geq 180 e^{(-0.35f)} \text{ [SI]}$$
$$W \geq 81.82 e^{(-0.35f)} \text{ [SMD]}$$

Donde f es la frecuencia fundamental (Hz).

1.3.3 Esfuerzos de Fatiga Permisible.

Los rangos de esfuerzos de fatiga permisibles para los miembros de acero se determinarán del Artículo 10.3 de las Normas y Especificaciones para Puentes Carreteros, excepto que los rangos de esfuerzos de fatiga permisibles para las estructuras de Caminos de Carga Redundante pueden usarse, sin hacer caso del grado real de redundancia del miembro.

La prevención de fatiga no necesita aplicar a los esfuerzos de cargas vivas peatonales para casos donde las cargas peatonales pesadas son poco frecuentes, pero deberán ser consideradas para las cargas del viento.

1.3.4 Espesor Mínimo de Metal

Lo provisto del Artículo 10.8 de las Normas y Especificaciones para Puentes Carreteros se aplicará, salvo que el espesor mínimo de miembros tubulares estructurales cerrados sea de $\frac{1}{4}$ de pulgada [0.635 cm.].

1.3.5 Conexiones Tubulares Soldadas

Las conexiones tubulares soldadas serán diseñadas según el código estructural de soldadura-acero ANSI/AWS D1.1.

1.3.6 Parte Media de los Apoyos del Claro

1.3.6.1 Los miembros verticales de armaduras y las vigas de piso y sus conexiones en el centro de la armadura entre los claros serán dimensionados para resistir una fuerza lateral aplicada en la parte superior de los apoyos verticales, esta no será menor de $0.01/K$ veces el promedio de la fuerza de compresión de diseño en los dos miembros de cuerda superior adyacente donde K es el factor de longitud efectivo de diseño para los miembros de la cuerda superior apoyados entre los apoyos verticales. En ningún caso el valor para $0.01/K$ debe ser menor de 0.003 cuando sea determinada la fuerza lateral mínima, sin tener en cuenta el valor- K usado para determinar la capacidad de compresión de la cuerda superior. Esta fuerza lateral se aplicará concurrentemente con las fuerzas primarias de estos miembros.

Los postes finales serán diseñados como una simple viga en voladizo para llevar su carga axial aplicada combinada con una carga lateral de 1.0% de la carga axial, aplicado al extremo superior.

1.3.6.2 La cuerda superior será considerada como una columna con los apoyos laterales elásticos a los puntos del tablero. La fuerza de pandeo crítica de la columna así determinada se basará en usar no menos de 2.0 veces la carga máxima de diseño de grupo en cualquier tablero en la cuerda superior.*

* Para una discusión de diseño de cumbrera de armaduras, se refiere a Galambos, T.V. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures. 4^a ed. 1988, New York. John Wiley and sons, Inc, PP.519-529.

GUÍA DE ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES PEATONALES

COMENTARIOS

1.1 General

Esta Guía de Especificación se propuso para aplicarse a puentes peatonales y peatonales/ciclistas que son parte de los servicios de las carreteras, y así proporcionar normas realistas que aseguran la seguridad estructural y durabilidad comparable a los puentes carreteros diseñados en conformidad con las Normas y Especificaciones para Puentes Carreteros AASHTO. Esta especificación se aplicará por igual a todos los tipos de puentes y materiales de construcción, incluso acero, concreto, y madera.

El término "principalmente peatonal y/o tráfico ciclista" implica que los puentes no llevan una carretera pública o carretera vehicular. Un puente diseñado por estas especificaciones podría permitir el pasaje de un mantenimiento ocasional o vehículo de servicio.

Esta especificación permite el uso del diseño de Carga de Servicio o Diseño de resistencia (Diseño de Factor de Carga) métodos propuestos por las Normas y Especificaciones para Puentes Carreteros AASHTO. No esta actualmente propuesta para el uso de las Especificaciones del Diseño de Factor de carga y Resistencia (LRFD) AASHTO.

1.2 Diseño de cargas

1.2.1 Cargas Vivas

1.2.1.1 Carga Viva Peatonal

La carga peatonal de 85 libras por pie cuadrado [415 Kg./m²], que representa una persona promedio ocupando 2 pies cuadrados [0.18 m²] del área de la losa del puente, es considerada una carga viva de servicio bastante conservadora que es difícil de que exceda con el tráfico peatonal. Cuando se aplican las cargas de servicio con esfuerzos permisibles AASHTO o factor de carga del grupo 1 para diseño de factor de carga, se proporciona una adecuada capacidad de sobrecarga.

La reducción de cargas vivas para las áreas de influencia de la losa que exceden 400 pies cuadrados [38m²] es consistente con lo propuesto de ACSE 7-95, "Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras", y esta encaminado para tomar en cuenta la probabilidad reducida de áreas de influencia grandes que sean simultáneamente cargadas al máximo. Para los puentes típicos, un solo valor de carga viva de diseño puede calcularse basándose en el área de influencia total de la losa y aplicado a todos los subcomponentes del miembro principal.

Las 65 libras por pie cuadrado [317 Kg./m²] del límite de carga mínima se usa para proporcionar una medida de fuerza coherente con las especificaciones de LRFD que especifican 85 libras por pie cuadrado [415 Kg./m²] combinado con un factor de carga menor que es usado bajo las Especificaciones de Diseño del Factor de Carga.

Requiriendo una carga viva de 85 psf [415 Kg./m²] para losas y miembros secundarios reconociendo la alta probabilidad de lograr las cargas máximas en áreas de influencia pequeñas. Diseñando también losas para una carga concentrada pequeña, por ejemplo 1 kip [455 Kg.], que puede ser considerada donde el puente pueda estar sujeto a uso ecuestre o moto nieves.

1.2.1.2 Carga Vehicular

Las cargas vehiculares AASHTO propuestas se piensan como valores predeterminados en casos donde la Agencia Operadora no especifica un vehículo de diseño. Se usan las configuraciones del camión H para la simplicidad del diseño y para representar los pesos especificados conservadoramente.

1.2.2 Carga de Viento

La presión de viento AASHTO en los elementos de la superestructura específica, salvo que en la carga mínima de viento por pie [por metro] de superestructura AASHTO este omitida. Las 35 libras por pie cuadrado [170 Kg./m²] valor aplicado al área vertical proyectada de puentes de apoyos libres se ofrece para la simplicidad del diseño, en lugar de calcular fuerzas en los miembros individuales de la armadura. Las presiones de viento especificadas son para una velocidad de viento base de 100 millas por hora [160 Km./h] y puede ser modificada basándose en una velocidad de viento máxima probable del sitio específico de acuerdo al artículo 3.15 AASHTO.

1.2.3 Combinación de Cargas

El viento del AASHTO en la fuerza de carga viva parece poco realista para aplicarse a las cargas peatonales y también es excesivo aplicar al vehículo de mantenimiento ocasional el cual típicamente es más pequeño que un vehículo de carretera diseñado. La fuerza de frenado longitudinal para el peatón también es despreciada por ser poco realista.

Las cargas del grupo AASHTO se mantienen constantes con aplicar los métodos de Carga de Servicio y Diseño de Factor de Carga AASHTO sin modificaciones.

1.3 Diseño de detalles

1.3.1 Deformación

Los valores de la deformación especificados son más liberales que los valores de puentes carreteros AASHTO, reconociendo que, a diferencia de las cargas vehiculares carreteras, la carga viva real necesitará aproximarse o lograr la desviación máxima será poco frecuente. Las cargas peatonales también son aplicadas muchísimo más gradualmente que las cargas vehiculares. El valor de AASHTO claro/1000 se propone para desviaciones causadas por el tráfico de la carretera en puentes que también llevan a los peatones.

1.3.2 Vibraciones

Los puentes peatonales han exhibido en ocasiones funcionamiento inaceptable debido a vibración causada por las personas caminando o corriendo en ellos. El potencial por respuesta significativa debido a la acción dinámica de caminar o correr se ha identificado por varios análisis de problemas en puentes y se ha proporcionado para diseño en otros reglamentos, como el Reglamento del Puente Ontario. La investigación de este fenómeno ha producido la conclusión que, además de la tiesura, endeble y blanda las consideraciones importantes en la respuesta dinámica de un puente peatonal garantizando un diseño aceptable. El rango del primero a través del tercio armónico de personas caminando/corriendo por los puentes peatonales es 2 a 8 Hertzio (Hz), con la frecuencia fundamental que es de 1.6 a 2.4 Hz. Por consiguiente, puentes con las frecuencias fundamentales debajo de 3 Hz debe evitarse.

Para puentes peatonales con tiesura baja endeble y blanda, como puentes con la profundidad poco profunda, peso ligero, etc., y en áreas donde corriendo y saltando se exceptúan ocurrir en los puentes, el diseño debe ponerse a punto para tener una frecuencia fundamental mínima de 5 Hz para evitar el segundo armónico. Si las frecuencias estructurales no pueden cambiarse económicamente, atiesando barandales, absorbentes de vibración, o reguladores pudieran usarse para reducir los problemas de vibración eficazmente.

Cuando se espera que un puente peatonal tenga frecuencias en el rango de posible resonancia con las personas caminando y/o corriendo, los niveles de aceleración deben diseñarse para limitar tensiones dinámicas y desviaciones. El elemento esencial intrínseco endeble disponible en los puentes peatonales es bajo y bastante escaso en el rango, con 1 por ciento endeble al ser representativo de la mayoría de los puentes peatonales. El diseño dado limita en éstas Guías de Especificaciones para el peso mínimo o la frecuencia fundamental mínima para puentes peatonales basándose en D.E. Allen y T.M. Murray, "Criterio de Diseño para las Vibraciones Debidas a Caminar", la revista de ASCE, cuarto cuarto, 1993. Contiene la información adicional en H. Bachmann, "Caso de Estudios de Estructuras con Vibraciones inducidas por el hombre", la revista de ASCE de Ingeniería Estructural, Vol. 118, No. 3, marzo de 1992.

1.3.3 Esfuerzos de Fatiga Permisible

La provisión de fatiga nominal especificada para todos los puentes peatonales de acero es consistente con la provisión de AASHTO, que la fatiga debe aplicar a cualquier caso de carga que incluye carga viva o carga del viento pero reconoce que cargas peatonales cerca de los niveles de diseño máximo pueden ser poco frecuentes. AASHTO especifica usando 100,000 ciclos para condiciones de carga de viento, y esto también debe ser suficiente para cualquier condición de carga viva peatonal. El uso de cargas redundantes en el rango de valores de la trayectoria de esfuerzos, incluso para las vigas no redundantes y apoyos, reconoce que cargas vivas repetitivas que se acerquen al diseño de carga son poco frecuente. Mantener comprobado el nivel de fatiga mínimo ayudará asegurarse que se eviten detalles de fatiga propensa.

1.3.4 Espesor Mínimo de Metal

El valor de espesor mínimo de $\frac{1}{4}$ in. [6.35 mm.] para los miembros tubulares modifica el $\frac{5}{16}$ in. [7.93 mm.] de valor mínimo para los miembros de acero en el artículo 10.8 del AASHTO, y aproxima las 0.23 in. [5.84 mm.] del valor permitido para vigas laminadas y almas de canales. El interior de formas tubulares cerradas es protegido por los elementos, y su forma exterior limpia reduce su habilidad para entrapar y acumular suciedad y materiales corrosivos. Los miembros tubulares pueden estar sujetos a la corrosión a través de la condensación interna.

1.3.5 Conexiones Tubulares soldadas

El diseño provisto del ANSI/AWS D.1 se usa para complementar al AASHTO el cual aplica específicamente al diseño de conexiones tubulares soldadas.

1.3.6 Parte Media de los Claros de Armaduras

Este artículo modifica lo provisto del Artículo 10.16.12.1 AASHTO reemplazando las 300 libras por pie lineal [446 Kg./m] requisitos de diseño para armaduras verticales con lo provisto basado en la investigación por Holt y otros. Estas aportaciones establecen la resistencia lateral mínima de los verticales basada en el grado de apoyo lateral elástico necesario para la cuerda superior resista la fuerza de compresión de diseño máxima.

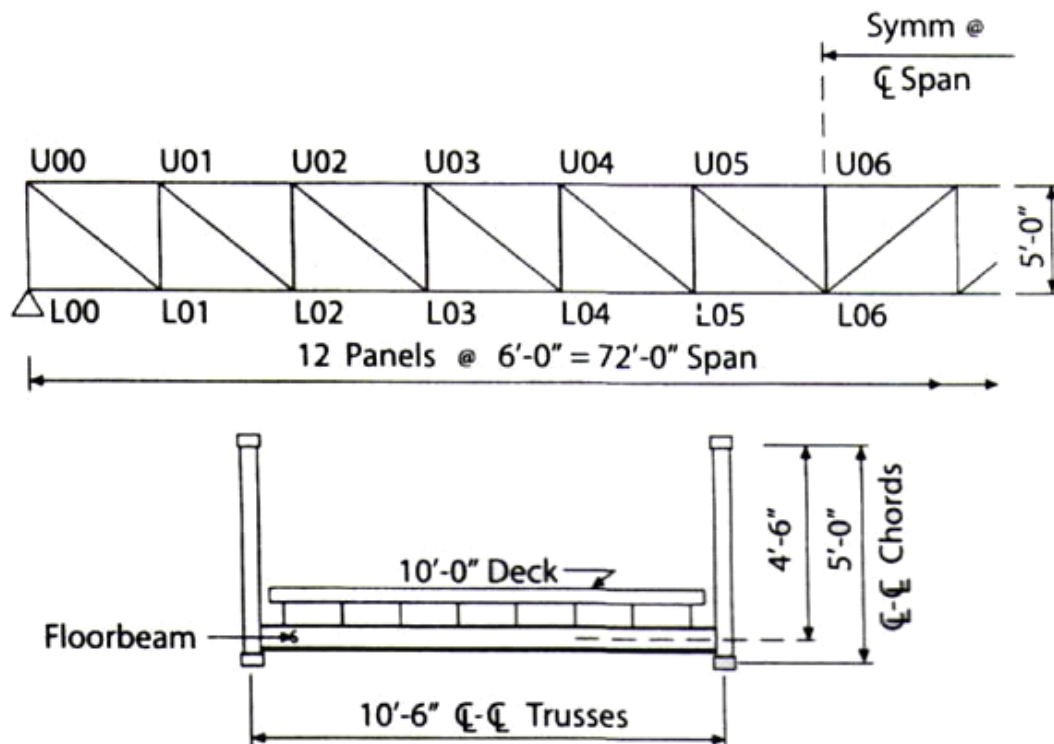
El uso de 2.0 veces la carga de diseño máxima de la cuerda superior determina la fuerza de pandeo crítico en la cuerda superior está en el reconocimiento que bajo las cargas uniformes máximas, el esfuerzo máximo en la cuerda superior puede ocurrir simultáneamente sobre muchos tableros consecutivos. Para una discusión en esto, refiérase a T.V. Galambos Guía para Criterio de Diseño de Estabilidad para las Estructuras Metálicas.

GUÍA DE ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE Puentes PEATONALES

EJEMPLO ILUSTRATIVO DE LAS DISPOSICIONES DE LA GUÍA DE ESPECIFICACIONES

Parte Media del claro del puente con armadura tubular

CLARO = 72'-0" [21.95 m]
 ANCHO DE LA LOSA = 10'-0" [3.048 m]
 APOYOS CL-CL = 10'-6" [3.20 m]
 ACERO A-36: $F_y = 36 \text{ ksi}$ [2530 Kg./cm²]
 MÉTODO DE ANÁLISIS DE CARGAS DE SERVICIO



MIEMBROS DE ARMADURA: Todo tubo estructural

Cuerdas superior e inferior:

$6 \times 3 \times \frac{5}{16}$ " [OR152 × 76 × 7.9] $A = 4.98 \text{ sq.in.}$ [32.13 cm²] $w = 16.96$ libras por pie lineal [25.24 Kg./ml]

Postes extremos:

$6 \times 3 \times \frac{5}{16}$ " [OR152 × 76 × 7.9]

Postes verticales:

$$5 \times 3 \times \frac{5}{16} \text{ " [OR } 127 \times 76 \times 7.9 \text{] } A = 4.36 \text{ sq.in. [28.13 cm}^2\text{] } w = 14.83 \text{ libras por pie lineal [22.10 Kg./ml]}$$

Diagonales:

$$4 \times 3 \times \frac{1}{4} \text{ " [OR } 127 \times 76 \times 6.4 \text{] } A = 3.09 \text{ sq.in. [19.90 cm}^2\text{] } w = 10.51 \text{ libras por pie lineal [15.60 Kg./ml]}$$

VIGAS DE PISO:

$$W8 \times 10 \text{ [IR } 203 \times 15 \text{]: } I_x = 30.8 \text{ in.}^4 \text{ [1282 cm}^4\text{]; } S_x = 7.8 \text{ in.}^3 \text{ [128 cm}^3\text{].}$$

Espacio de viga de piso = 6'-0" [1.83 m] (@ cada punto del tablero)

CARGAS MUERTAS (C.M.):

Peso de cada apoyo: 60 libras por pie lineal [89.3 Kg./ml]

Peso de losa + Sistema de piso:

USAR 25 psf \times 5.25' [122 \times 1.6 m] = 132 libras por pie lineal [196.44 Kg./ml] (por apoyo))

Total C.M. = 192 libras por pie lineal [285.73 Kg./ml]

USAR. C.M. = 0.200 kip por pie lineal [0.298 Ton./ml] por apoyo

CARGA VIVA PEATONAL: 1.2.1.1)

(Especificación artículo

MIEMBROS PRINCIPALES: Armaduras

$$A_1 = \text{Área de losa} = 72' \times 10.0' \text{ [21.95} \times \text{3.048 m]} = 720 \text{ sq.ft. [66.90 m}^2\text{]} > 400 \text{ sq.ft. [37.16 m}^2\text{]}$$

Nota: A_1 = área de losa puede usarse para calcular la carga viva peatonal del diseño para todos los componentes de miembros principales (miembros de armaduras). El área de losa es no-cero en la superficie de influencia para tales componentes.

$$w = 85 \left(0.25 + \left(\frac{15}{\sqrt{720}} \right) \right) = 69 \text{ psf } (\geq 65 \text{ psf min.})$$

$$w = \left[415 \left(0.25 + \left(\frac{4.572}{\sqrt{66.90}} \right) \right) \right] = \left[336.88 \text{ Kg./m}^2 \right] \left[\geq 317 \text{ Kg./m}^2 \text{ mín.} \right]$$

$$\begin{aligned} \text{Carga viva por apoyo} &= 0.069 \text{ ksf} \times 5 \text{ ft.} = 0.345 \text{ kip por pie lineal} \\ &= \left[0.337 \text{ Ton./m}^2 \times 1.524 \text{ m} \right] = \left[0.51 \text{ Ton.ml} \right] \end{aligned}$$

MIEMBROS SECUNDARIOS: (Losa, cuerdas, vigas de piso) Usar 85 psf

CARGA VEHICULAR:

(Especificación Artículo 1.2.1.2)

Para andador máximo 10 pies, usar camión H-5; Peso = 10 kips [4.55 Ton]

Nota: Para este ejemplo, la carga peatonal controlará el diseño de armadura; sin embargo, la carga vehicular controlará el diseño del sistema de piso.

**CARGA DE VIENTO: Supongamos 100 mph [160.93 Km./hr.] diseño de viento.
(Especificación Artículo 1.2.2)**

- a) Aplicar 75 psf [366 Kg./m²] para el total de áreas proyectadas verticalmente de todos los elementos de la superestructura:

Área Vertical Proyectada por pie lineal [por metro lineal]:

Cuerdas:	2@0.25' [0.0762 m]	= 0.50' [0.1524 m]
Verticales:	0.25'×4.75' Ig. / 6.0' [0.076×1.4478 m Ig. / 1. / 8288 m]	= 0.20' [0.0610 m]
Diagonales:	0.25'×7.81' Ig. / 6.0' [0.076×2.38 m Ig. / 1. / 8288 m]	= <u>0.33' [0.1006 m]</u>
Suma por apoyo:		1.031.03 ft ² por ft lineal [0.314 m ² por m lineal]
Losa + cuerdas:	10"/12 [0.0212 m]	0.83ft ² por ft lineal [0.254 m ² por m lineal]

Viento Total Horizontal en Superestructura:

$$W = (2 \times 1.03 + 0.83) [2 \times 0.314 + 0.254] \times 75 \text{ psf} [366.18 \text{ Kg./m}^2] = 217 \text{ libras por pie lineal} [323 \text{ Kg. por metro lineal}]$$

- b) Alternativamente, aplique 35 psf [170.88 Kg./m²] para área proyectada completamente vertical de la superestructura:

$$W = 35 \text{ psf} \times 5.25 \text{ ft.} [170.88 \text{ Kg./m}^2 \times 1.60 \text{ m}] = 184 \text{ libras por pie lineal} [274 \text{ Kg. por metro lineal}]$$

El menor valor de a) o b) debe usarse para el diseño. Note que estas son cargas de viento laterales completas que deben resistirse por la superestructura total.

También deben distribuirse porciones apropiadas de las cargas de diseño de viento a las cuerdas superiores de los apoyos para el diseño de las fuerzas laterales en los apoyos verticales.

$$\text{Carga de Viento en la Cuerda superior (cada armadura):} = (1.03 \times 0.5) = [0.314 \times 0.1524 \text{ m}] \times 75 \text{ psf} [366.18 \text{ Kg./m}^2] = 39 \text{ libras por pie lineal} [115.13 \text{ Kg. por metro lineal}]$$

Fuerza de Viento:

Aplique la fuerza lateral del viento a la altura-media del apoyo. Para resistir las cargas verticales en el apoyo.

$$\text{Carga vertical por apoyo} = (184 \text{ plf} \times 2.5') [274 \times 0.762 \text{ m}] / 10.5' [3.20 \text{ m}] = 43.8 \text{ pounds por pie lineal} [65.24 \text{ Kg. por metro lineal}]$$

CARGAS VERTICALES TOTALES POR ARMADURA:

(Especificación Artículo 1.2.3)

Carga Muerta:	0.200 kip por pie lineal [0.2976 Ton. por metro lineal]
Carga Viva (Peatón)	0.345 kip por pie lineal [0.5134 Ton. por metro lineal]
Viento (De volteo)	0.044 kip por pie lineal [0.0655 Ton. por metro lineal]
Grupo I (CM + CV)	0.545 kip por pie lineal [0.811 Ton. por metro lineal] ← Domina
Grupo II (CM + V)/1.25	0.195 kip por pie lineal [0.2902 Ton. por metro lineal]
Grupo III (CM + CV + 0.3 V)/1.25	0.447 kip por pie lineal [0.6652 Ton. por metro lineal]

DISEÑO DE CARGAS DE LOS MIEMBROS DE APOYO:

Grupo I: CM + CV = 0.545 kip por pie lineal [0.811 Ton. por m lineal] x 6.00' del tablero [1.8288 m del tablero] = 3.27 kip/tablero [1.4863 Ton./tablero]

Cargas Máximas de Miembro de Apoyo: Del Análisis del Apoyo

Cuerda (U05-U06)	70.63 kip (compresión) [32.10 Ton.]
Extremos del Poste (U00-L00)	17.99 kip (compresión) [8.18 Ton.]
Diagonal (U00-L01)	28.10 kip (tensión) [12.77 Ton.]
Vertical (U01-L01)	14.71 kip (compresión) [6.68 Ton.]

SOPORTE LATERAL CUERDA SUPERIOR ARMADURA: (Especificación Artículo 1.3.6)

Suponga que la armadura Vertical es adecuado para resistir la fuerza lateral por la Especificación del Artículo 1.3.6.1 (debe verificar la suposición; vea el ejemplo en página 87).

Soporte lateral proporcionado por marco-U Transversal que consiste de vigas de piso y apoyos Verticales:

Claro de viga de piso:	b = 126 pulgadas [320.04 m].
Altura efectiva Vertical:	h = 54 pulgadas [137.16 m].
Viga de piso: W 8×10 [IR 203×15]:	I _b = 30.8 in. ⁴ [1281.99 cm ⁴]
Vertical: 5×3×5/16" [OR 127×76×7.9] el Tubo:	I _c = 13.2 in. ⁴ [549.42 cm ⁴]

Constante de resorte del Marco Transversal (Vea el Apéndice A)

$$C = \frac{E}{h^2 \left[\frac{h}{3I_c} + \frac{b}{2I_b} \right]} = \frac{29,000}{54^2 \left[\frac{54}{3 \times 13.2} + \frac{126}{2 \times 30.8} \right]} \left[\frac{2043.185}{137.16^2 \left[\frac{137.16}{3 \times 549.42} + \frac{320.04}{2 \times 1281.99} \right]} \right]$$

C = 2.917 kip/in. [521.936 Kg./cm. ó 0.522 Ton./cm]

Determine el Factor de Longitud Efectiva K. Calcule Cl/P_c (Vea el Apéndice A)

l = longitud entre verticales = 72 pulgadas [182.88 cm].

P_c = Carga de Cuerda máxima × F.S. = 70.63 [32.10 Ton.] × 2.0 = 141.26 kips [64.20 Ton.]

(Especificación Artículo 1.3.6.2)

$$Cl/P_c = \frac{0.522 \times 182.88}{64.20} = 1.487$$

De la tabla en el Apéndice A, determine 1/K, para n = 12 paneles de apoyo, Cl/P_c = 1.487

1/K = 0.80, K = 1.25

CAPACIDAD DE COMPRESIÓN DE LA CUERDA SUPERIOR:

Tubo Estructural: $6 \times 3 \times \frac{5}{16}$ " [OR 152 × 76 × 7.9]
el $r_y = 1.18$ pulg. [2.99 cm.]

$A = 4.98 \text{ in}^2$ [32.13 cm^2]; el $r_x = 2.06$ in. [5.23 cm.];

$$(Kl/r_x) = (1.25 \times 72 / 2.06) = [1.25 \times 182.88 / 5.23] = 43.7$$

$$(Kl/r_y) = (1.0 \times 72 / 1.18) [1.0 \times 182.88 / 2.99] = 61.0 \leftarrow \text{Usar}$$

$$\begin{aligned} (\text{Acero A-36}) \quad F_a &= 16,980 - 0.53(Kl/r)^2 \left[1196 - 0.037(Kl/r)^2 \right] \quad (\text{AASHTO ARTÍCULO 10.32.1}) \\ &= 16,980 - 0.53(61.0)^2 \left[1196 - 0.037(61.0)^2 \right] = 15,008 \text{ psi} [1057.37 \text{ Kg./cm}^2] \end{aligned}$$

Capacidad de la Cuerda superior = 15.008×4.98 [1057.38 × 32.13] = 74.74 kips [33.98 Ton.] > 70.63 kip
[32.10 Ton.] OK

FUERZA LATERAL PARA SER RESISTIDA POR VERTICALES:

(Especificación Artículo 1.3.6.1)

Fuerza Lateral Mínima: $C = 0.01/K$ tiempo promedio de diseño de fuerza de compresión en miembros de cuerdas adyacentes.

$K = 1.25$; Cuerda Máximo $T = 70.63$ kips [32.10 Ton.] (Cada Cuerda adyacente para medio-claro)

$C = (0.01/1.25)70.63 [(0.01/1.25)32.10] = \underline{0.56 \text{ kips}}$ [0.2545 Ton.]; donde $(0.01/K) = 0.008 > 0.003$ min.

Aplique C como la fuerza lateral a la parte superior de los montantes Verticales. Aplique C concurrentemente con otras fuerzas primarias en los Verticales. (Combinar la compresión más el análisis de flexión). Incluya las fuerzas del viento lateral por la AASHTO Carga de Grupos II y III.

Momento lateral en Vertical debido a $C = 0.56$ kip [0.2545 Ton.] × 54 in. [1.3716 m.] = 30.24 k - in.
2.52 k - ft. [0.3491 Ton.-m.]

POSTES EXTREMOS: la fuerza Lateral = 1% de Carga Axial (Especificación Artículo 1.3.6.1)

Fuerza lateral: $C = 0.01 \times 17.99$ kip [0.01 × 8.1761 Ton.] = 0.18 kip [0.0818 Ton.]

Aplique al extremo superior del poste, diseño en cantiliver combinado con la carga axial.

La nota: Todos los otros miembros de la armadura analizados usando los métodos convencionales por AASHTO.

DEFLEXIÓN:

(Especificación Artículo 1.3.1)

Deflexión CV máxima peatonal = $1/500$ de claro = $(72 \times 12) [1.8288 \times 12] / 500 = 1.73$ in. [0.0439 m.]

Análisis de apoyo, Deflexión de CV ($w_{CV} = 0.345$ k/lf.) [$w_{CV} = 0.1568$ Ton./lf.] = 0.82 in. [0.0208 m.] < $L/500$ OK

VIBRACIONES:

(Especificación Artículo 1.3.2)

Estime la Frecuencia Fundamental considerando la armadura como viga uniforme y simplemente apoyada:

$$f \approx 0.18\sqrt{(g/\Delta_{DL})}, \text{ d\u00f3nde } g = 32.2 \text{ pies/sec.}^2 [981 \text{ cm./seg}^2]$$

Del An\u00e1lisis de la armadura, Defl. CM ($w = 0.20 \text{ k/lf}$ por braguero) = 0.0397 pies [1.21 cm.]

$$f = 0.18\sqrt{(32.2/0.0397)} [0.18\sqrt{(981/1.21)}] = 5.13\text{Hz} > 3\text{Hz min. OK deseable}$$

Para la ilustraci\u00f3n, en lo que concierne a la arm\u00f3nica superior suponga:

$f > 2.86 \ln(180/W) [2.86 \ln(81.81/W)]$, d\u00f3nde W = el peso completo (kips) [Ton.] de superestructura

$W = 2(0.20\text{k/pie lineal por armadura}) [2(0.29\text{Ton./metro lineal por braguero})] \times 72 \text{ ft.} [21.95 \text{ m.}] = 28.8 \text{ kips}$
[13.0891 Ton.] [s\u00f3lo Carga muerta]

$$2.86 \ln(180/28.8) [2.86 \ln(81.81/13.0891)] = 5.24 \text{ Hz}$$

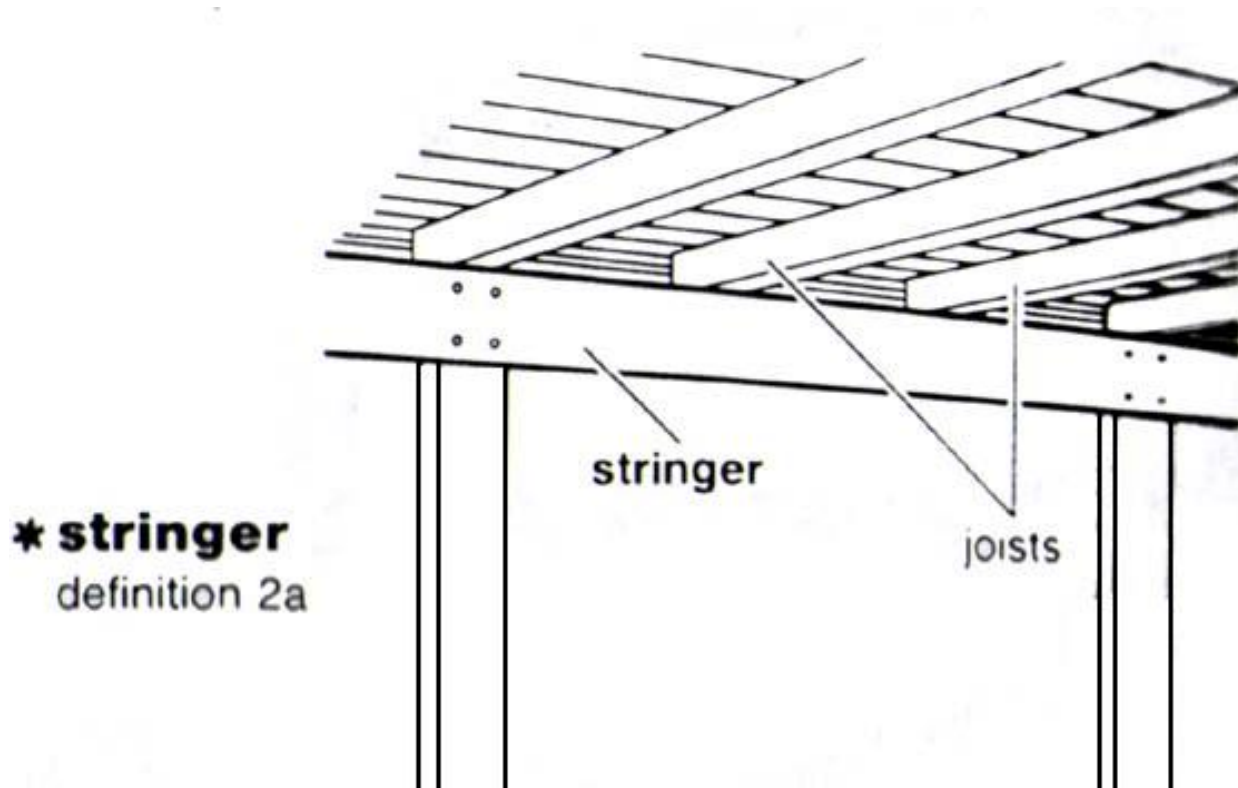
$f = 5.13 \text{ Hz}$ no mayor que 5.24 Hz, pero cerca

Suponga alguna contribuci\u00f3n de CV: $W = \text{CM} + 5\% \text{ CV} = 31.28 \text{ kips} [14.2162 \text{ Ton.}]$

$$2.86 \ln(180/31.28) [2.86 \ln(81.81/14.2162)] = 5.00 \text{ Hz} < 5.13 = f \text{ OK}$$

Nota.

Para una mayor comprensi\u00f3n del t\u00e9rmino stringer definido en \u00e9ste documento como vigas de soporte, se proporciona la siguiente ilustraci\u00f3n.



CAPÍTULO 4

SOLICITACIONES PARA EL DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL COLGANTE.

SOLICITACIONES PARA EL DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL COLGANTE

En lo referente al diseño de los puentes peatonales colgantes habrá que considerar las solicitaciones que se presentan al desarrollar su análisis, como se indico en el tema anterior según la “Guía de Especificaciones para el Diseño de Puentes Peatonales”; dichas solicitaciones son:

Carga Muerta	(CM)
Carga Viva Máxima	(CV _{MÁX.})
Carga Viva Media	(CV _{MED.})
Efectos del Viento	
Sismo	

4.1 Carga Muerta

Se considerará para el diseño por carga muerta a todos los pesos producidos por los elementos constructivos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo, es el caso de los cables, largueros y tablonces del piso, malla de seguridad y elementos para su conexión (tornillos, perros, etc.).

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán los valores mínimos y/o máximos probables según sea el caso más desfavorable que contribuya a la estabilidad de la estructura.

Resumiendo lo anterior el peso total a considerar por carga muerta será la suma de los pesos unitarios (Kg./m²) de los elementos a emplear en la construcción del puente peatonal colgante.

4.2 Cargas Vivas

Como sabemos la carga viva es toda aquella que se produce por efectos incidentales o variables los cuales no permanecen constantes durante la vida de la estructura, siendo estas para nuestro caso las siguientes:

4.2.1 Carga Viva Máxima (CV_{MÁX.})

Se considerará como Carga Viva Máxima a toda aquella fuerza que se produce por el uso de esta estructura y que no tiene carácter permanente, es decir el peso del peatón y/o vehículos ligeros de 2 ruedas que transiten por el área de influencia del piso del puente. Debido a que dichas cargas son variables se ha optado por un valor promedio en función de las cargas establecidas en el Reglamento de Construcciones del D.F. y tras los resultados de numerosos ensayos a partir de la formula anotada en la Guía de Especificaciones para el Diseño de Puentes Peatonales que se presenta a continuación:

$$CV = \left[415 \left(0.25 + \left(4.572 / \sqrt{A_1} \right) \right) \right]$$

Donde:

CV, es el peso de carga viva (Kg./m²)

A₁, es el área de influencia del piso (m²)

Por lo tanto se establece un valor de carga viva máxima ($CV_{MÁX.}$) de 300 Kg./m^2 la cual se verá afectada por un coeficiente de vibración de 1.30, quedando finalmente la $CV_{MÁX.} = 390 \text{ Kg./m}^2$, el cual se empleará tanto en el cálculo manual como en el de computadora.

4.2.2 Carga Viva Media ($CV_{MED.}$)

La Carga Viva Media se empleará para el cálculo de flechas diferidas y se utilizará para el análisis por computadora cuyo valor será de 40 Kg./m^2 . según la variación que establece el Reglamento de Construcciones del D.F.

4.3 Efectos del Viento

Se considerará como Carga Viva de Viento aquella producida por la fuerza del viento predominante en la región en la que se construirán los puentes y que afectarán los elementos que componen dicha construcción.

Es de destacar que para el diseño por viento de esta clase de estructuras no existe documentación que proporcione de manera estandarizada la metodología a seguir, es por ello que tomando como referencia los lineamientos que establece la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Viento hacemos las siguientes consideraciones y con ello la propuesta para el cálculo de la presión de viento en los puentes peatonales colgantes:

Requisitos generales para el análisis y diseño.

- A)** Direcciones de análisis. Se analizará considerando dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre sí.
- B)** Factores de carga y resistencia.
- C)** Seguridad contra el volteo. Para ello se supondrán las cargas vivas nulas, considerando que el momento estabilizador y el actuante de volteo no deberá ser menor de 2.0.
- D)** Seguridad contra el deslizamiento. Deberán suponerse las cargas vivas nulas, además de que la relación entre la resistencia al deslizamiento y la fuerza que provoca el deslizamiento horizontal debe ser por lo menos igual a 2.
- E)** Seguridad durante la construcción. Para esto deberán tomarse las medidas necesarias para garantizar la seguridad de la estructura bajo la acción de un viento de diseño cuya velocidad corresponda a un período de retorno de diez años.
- F)** Análisis estructural. Para este tipo de estructuras deberá ser de tipo dinámico.
- G)** Interacción suelo estructura. Cuando el suelo del sitio de desplante sea blando o compresible, deberán considerarse los efectos que en la respuesta ante la acción del viento pueda provocar la interacción entre el suelo y la construcción. Los suelos para los cuales esta acción sea significativa serán los que tengan una velocidad media de propagación de ondas de cortante menor que 700 m/s .

Una vez establecidos las condiciones mínimas con las que debe contar nuestra estructura se procederá a establecer las fuerzas y factores que intervendrán en el análisis y diseño.

1. Determinación de la velocidad de diseño, V_D .

La velocidad de diseño, V_D es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma, se mide en Km./h.

$$V_D = F_T F_\alpha V_R$$

Donde:

F_T , es un factor que depende de la topografía del sitio, es adimensional, para los puentes colgantes tomaremos el valor igual a 1.0.

F_α , factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales, del tamaño de la construcción y de la variación de la velocidad con la altura, es adimensional.

V_R , velocidad regional que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en Km./h.

$$F_\alpha = F_C F_{rz}$$

Donde:

F_C , factor que determina la influencia del tamaño de la construcción, es adimensional, para nuestro caso proponemos que sea igual 0.9.

F_{rz} , factor que establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z en función de la rugosidad del terreno de los alrededores, es adimensional, se obtiene con la siguiente fórmula:

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{Z}{\delta} \right]^\alpha$$

Donde:

Z , la altura a la cual se establece una variación de la velocidad del viento, con valor de 20 m.

δ , es la altura, media a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente; está dada en metros, nosotros proponemos un valor de 200 m.

α , exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, es adimensional, proponemos que tenga un valor de 0.193.

Para nuestro caso la V_R se estandarizará en tres zonas distintas y sus valores corresponderán a lo indicado en la tabla 4.3.1.

ZONA	V_R (Km./h)	τ ($^{\circ}$ C)
a) Mesa central.	160	21
b) Zona costera (faja de 150 Km. de ancho a lo largo de cada costa). Península de Baja California y de Yucatán.	200	33
c) Valle de México.	120	23

Tabla 4.3.1. Valores de la velocidad de diseño, V_R .

2. Presión dinámica de base ó Carga Viva Instantánea ($CV_{INST.}$)

Cuando el viento actúa sobre un obstáculo, genera presiones sobre su superficie que varía según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él se denomina *Presión Dinámica de Base*, para nosotros será la Carga Viva Instantánea, y se determina con la siguiente ecuación:

$$CV_{INST.} = 0.0048 G V_D^2$$

Donde:

G, es el factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, es adimensional.

V_D , es la velocidad de diseño, en Km. /h.

$CV_{INST.}$, carga viva de viento, en Kg. /m².

El factor de 0.0048 corresponde a un medio de la densidad del aire y el valor de G se obtiene con la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392 \Omega}{273 + \tau}$$

Donde:

Ω , es la presión barométrica, en mm. de Hg.

τ , es la temperatura ambiente en °C.

La relación entre los valores de la altitud, h_m en metros sobre el nivel del mar (msnm), y la presión barométrica Ω ; se presentan en la tabla 4.3.2.

ALTITUD (msnm)	PRESIÓN BAROMÉTRICA Ω (mm. de Hg.)
0	760
500	720
1,000	675
1,500	635
2,000	600
2,500	565
3,000	530
3,500	495

Tabla 4.3.2.

3. Presión en la dirección del viento en los distintos elementos del puente.

La presión en la dirección X (según coordenadas de la estructura en el programa Staad) del viento sobre el piso del puente se calculará con la siguiente ecuación:

$$P_X = CV_{INST.} C_X$$

Donde:

$CV_{INST.}$, carga viva de viento, obtenida anteriormente.

C_X , coeficiente de presión en la dirección del viento (X), establecido en la tabla 4.3.3.

P_X , presión del viento en el piso, en Kg./m².

Valores del coeficiente de presión (C) dependiendo de la longitud del claro.

Longitud	Valor de C
0 a ¼ L	0.65
¼ L a ½ L	0.40
½ L a L	0.20

Tabla 4.3.3.

La presión en la dirección X del viento sobre los cables se calculará utilizando las siguientes ecuaciones:

Cable principal.

$$W_{X.C.P.} = CV_{INST.} C_{C.P.} d$$

Donde:

$CV_{INST.}$, carga viva de viento, obtenida anteriormente.

$C_{C.P.}$, coeficiente de presión en el cable principal en la dirección del viento (X), con valor de 0.5, adimensional.

d, diámetro del cable, en metros.

$W_{X.C.P.}$, carga de viento en cable principal, en Kg./m.

Cables secundarios.

$$W_{X.C.S.} = CV_{INST.} C_{C.S.} d$$

Donde:

$CV_{INST.}$, carga viva de viento, obtenida anteriormente.

$C_{C.S.}$, coeficiente de presión en cables secundarios en la dirección del viento (X), con valor de 1.2, adimensional.

d, diámetro del cable, en metros.

$W_{X.C.S.}$, carga de viento en cables secundarios, en Kg./m.

La presión en la dirección Z (según coordenadas de la estructura en el programa Staad) del viento sobre el piso del puente se calculará con la siguiente ecuación:

$$p_z = CV_{INST.} C_z$$

Donde el coeficiente de presión C_z tendrá para esta dirección un valor de 0.7.

Cable principal.

$$W_{Z.C.P.} = CV_{INST.} C_{C.P.} d$$

Donde:

$CV_{INST.}$, carga viva de viento, obtenida anteriormente.

$C_{C.P.}$, coeficiente de presión en el cable principal en la dirección del viento (Z), con valor de 1.2, adimensional.

d, diámetro del cable, en metros.

$W_{Z.C.P.}$, carga de viento en cable principal, en Kg./m.

Cables secundarios.

$$W_{Z.C.S.} = CV_{INST.} C_{C.S.} d$$

Donde:

$CV_{INST.}$, carga viva de viento, obtenida anteriormente.

$C_{C.S.}$, coeficiente de presión en cables secundarios en la dirección del viento (X), con valor de 1.2, adimensional.

d, diámetro del cable, en metros.

$W_{Z.C.S.}$, carga de viento en cables secundarios, en Kg./m.

Nota 1.

En lo referente las velocidades regionales propuestas en la tabla 4.3.1., estas se pueden obtener según los mapas de isotacas del “Manual de Diseño por Viento” de CFE., inciso 4.6.2 de dicho manual, según las consideraciones y criterio del diseñador, por considerar que la velocidad del lugar por construir excede los valores propuestos en este trabajo, además de consultar los incisos correspondientes a la definición y obtención de los parámetros que intervienen en los cálculos correspondientes por considerarlos no satisfactorios para el diseño de su estructura.

Nota 2.

Aunque se proponen tres zonas y para cada una su correspondiente velocidad de diseño, habrá que considerar que el puente colgante no podrá ser utilizado por los peatones si la velocidad del viento excede la categoría 6 que se muestra en la tabla (4.3.3.); Por lo tanto debemos emplear un criterio de confort para los transeúntes los cuales no deberán utilizar el puente si consideran que ponen en peligro su integridad por el exceso de viento en la región.

Numero de Beaufort	Descripción del Viento	Velocidad (m/seg.)	Descripción de los efectos del viento
0	Calma	Menor a 0.4	Ningún viento notable
1	Vientos ligeros	0.4-1.5	Ningún viento notable
2	Brisa ligera	1.6-3.3	Se siente el viento en la cara
3	Brisa tranquila	3.4-5.4	El viento extiende banderas ligeras El cabello se perturba La ropa se agita
4	Brisa moderada	5.5-7.9	El viento levanta arena, polvo, sólidos, y papel suelto Desarregla el cabello
5	Brisa fresca	8.0-10.7	La fuerza del viento se siente en el cuerpo Nieve amontonada comienza a volar Limite de viento agradable en tierra.
6	Brisa fuerte	10.8-13.8	Los paraguas se usan con dificultad Dificultad para caminar firmemente El ruido del viento en los oídos es desagradable
7	Ventarrón moderado	13.9-17.1	Se siente incomodo caminar
8	Ventarrón fresco	17.2-20.7	Generalmente impide el progreso Gran dificultad con el equilibrio en ráfagas
9	Ventarrón fuerte	20.28-24.4	Ráfagas pasan sobre la gente

Tabla 4.3.3

4.4 Sismo

El diseño por sismo podría considerarse como uno de los más importantes y de mayor influencia en una estructura, ya que nuestro país es considerado como uno de los de mayor riesgo sísmico, pero en lo que respecta a puentes peatonales colgantes el factor de sismo se ve reducido y prácticamente anulado por la acción que ejerce el viento en éste tipo de obras. Por lo anterior podemos indicar que el análisis de diseño para dichos puentes no se vera afectado por los factores sísmicos del lugar en el que se construirán.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN UN PUENTE PEATONAL COLGANTE.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN UN PUENTE PEATONAL COLGANTE.

Se diseñarán los elementos principales que conforman la estructura general del puente, de forma manual describiéndose a continuación los procedimientos a seguir.

5.1 Diseño de cables.

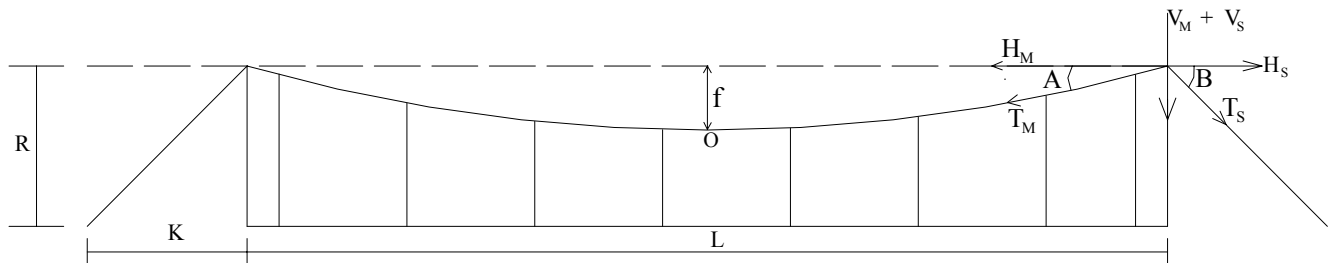


Fig. 5.1-1 Fuerzas presentes en la estructura y geometría general del puente

Donde:

R, proyección vertical del cable lateral o altura de los pódicos, en metros.

K, proyección horizontal del cable lateral, en metros, esta será igual a R.

L, longitud del claro del puente, en metros.

f, flecha del cable, en metros.

T_M , tensión en el cable catenaria, en Kg.

H_M , proyección horizontal de la tensión en el cable catenaria, en Kg.

V_M , proyección vertical de la tensión en el cable catenaria, en Kg.

A, ángulo formado entre la horizontal y la curva del cable, en grados.

T_S , tensión en el cable lateral, en Kg.

H_S , proyección horizontal de la tensión en el cable catenaria, en Kg.

V_S , proyección vertical de la tensión en el cable catenaria, en Kg.

B, ángulo formado entre la horizontal y el cable lateral, en grados; cuyo valor será igual a 45° .

Cable principal.

Lo primero que debemos establecer para poder realizar el diseño del cable principal es conocer la longitud total del cable que se determinará en función de la geometría de la propia estructura de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$L_{C.P.} = L \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 \right]$$

Donde:

L, es la longitud o claro del puente, en metros.

f, es la flecha, la cual se obtiene a partir de la siguiente fórmula $f = \frac{L}{15}$ en metros.

$L_{C.P.}$, longitud total del cable, en metros.

Fuerzas en el cable principal.

Partiendo del análisis de una viga doblemente empotrada y con carga uniformemente repartida y transformándolo al sistema de cable con carga uniforme se hacen las siguientes consideraciones:

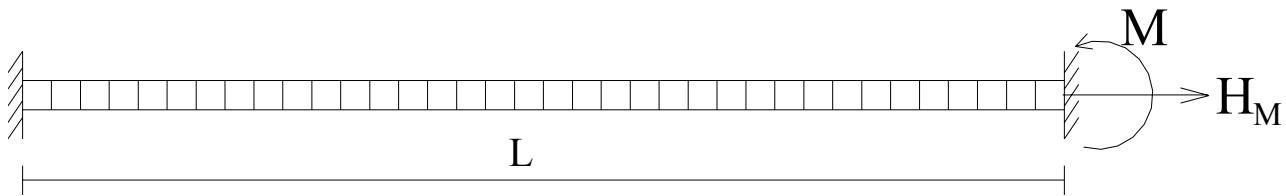


Fig. 5.1-2 Elementos mecánicos presentes en una viga

$$\text{Donde } M = \frac{\omega L^2}{8}$$

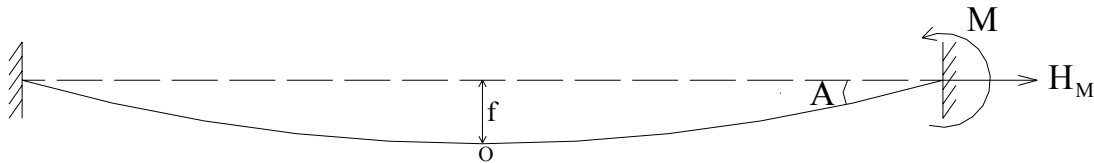


Fig. 5.1-3 Elementos mecánicos presentes en el cable

Calculando momentos en el punto O se tiene lo siguiente:

$$\Sigma M_O = (H_M \times f) - M = 0$$

Despejando a H_M tenemos:

$$H_M = \frac{M}{f}$$

Por lo tanto sustituyendo el valor del momento se concluye que la fuerza H_M será igual a:

$$H_M = \frac{\omega L^2}{8f}$$

Donde:

ω , es la suma de cargas muertas y viva máxima, repartida entre dos cables, en Kg./m.

L, la longitud del claro del puente, en metros.

f, es la flecha, en metros.

H_M , es el coceo o fuerza horizontal producida en los extremos del cable, en Kg.

El ángulo A se calculará con la siguiente fórmula:

$$A = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{\omega L}{2H_M} \right)$$

Por lo tanto la tensión en el cable será igual a:

$$T_M = \frac{H_M}{\cos A}$$

A su vez la componente vertical se calculará de acuerdo con lo siguiente:

$$V_M = \sqrt{(T_M)^2 - (H_M)^2}$$

Cables laterales.

Se calculará la longitud de los cables desde los apoyos hasta los anclajes, utilizando la siguiente fórmula:

$$L_{C.L.} = \frac{K}{\cos B}$$

Tensión en los cables laterales.

Considerando que la H_M es igual H_S se tiene que:

$$T_S = \frac{H_S}{\cos B}$$

Esta ecuación puede aplicarse, ya sea que se consideren los cables con o sin carga.

Por lo que V_S será igual a:

$$V_S = T_S \sin B$$

Una vez conocidas las fuerzas en el cable principal y en los laterales, se tomará la tensión de mayor valor y se procede a obtener el diámetro del cable que satisfaga mejor las condiciones presentadas según se indica en la siguiente ecuación.

$$T_\mu = \phi_t Ag F_y$$

Donde:

$$\phi_t = 0.90$$

Ag , área del cable, en cm^2 , donde.

F_y , esfuerzo de fluencia, cuyo valor es de 10, 550 Kg./ cm^2 .

T_μ , es la tensión última en el cable, en Kg., la cual se obtiene multiplicando la tensión mayor por un factor de diseño cuyo valor será de 1.4.

Por lo que despejando el área obtenemos:

$$Ag = \frac{T_\mu}{\phi_t F_y}$$

Por lo tanto el diámetro se obtendrá de la siguiente manera:

$$d = \sqrt{\frac{4Ag}{\pi}}$$

Además habrá que comparar que la tensión máxima sea menor a la carga de trabajo del cable para poder utilizar dicho diámetro en la construcción de nuestra estructura.

Cables secundarios o verticales.

Obtendremos las longitudes de cada uno de los cables secundarios, a partir del centro del claro y hacia los extremos, empleando la siguiente ecuación:

$$Y = (R - f) + \left(\frac{4f}{L^2} X^2 \right)$$

Donde:

R, proyección vertical del cable lateral, en metros.

f, flecha del cable, en metros.

L, longitud del claro, en metros.

X, distancia horizontal a partir del centro del claro hacia cada cable secundario, en metros.

El diámetro de los cables secundarios se determina por la carga correspondiente a cada tramo de cable, entre dos de los cables colgantes, empleando el mismo procedimiento que en el cable principal.

5.2 Diseño de los pórticos.

En lo que respecta al diseño de los pórticos, este se realizará considerándolos como una columna con carga y momento, haciendo un artificio de carga equivalente considerando momento en dos direcciones, según se muestra en la siguiente figura:

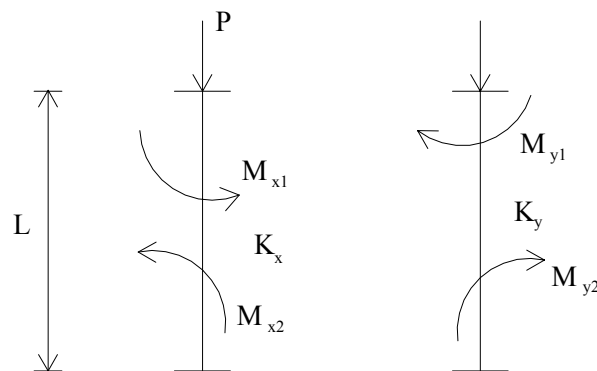


Fig. 5.2-1 Columna sometida a carga y momento en dos direcciones

Donde:

P, es la carga vertical en la columna, en Ton.

M_{x1} y M_{x2} , momentos en la columna en la dirección X, en Ton.-cm.

M_{y1} y M_{y2} , momentos en la columna en la dirección Y, en Ton.-cm.

K_x y K_y , factor de longitud efectivo en el plano de flexión.

L, altura de la columna, en cm.

Enseguida obtendremos una carga equivalente utilizando la fórmula para secciones I propuesta por el Ing. José Luis Flores.

$$P_{eq} = P + 0.045M_x + 0.14M_y$$

A continuación se procede a obtener el área que se requiere para soportar las fuerzas presentes en la columna.

$$A = \frac{P_{eq}}{\phi F_{cr}}$$

Donde:

P_{eq} , carga equivalente para secciones I, en Ton.

ϕF_{cr} , esfuerzo crítico, en Kg./cm², obtenido de la tabla considerando el valor de $\frac{KL}{r_y}$ en el rango de 60 a 100.

A, área de la sección, en cm².

Se procederá a calcular:

$$r_y = \frac{K_y L}{(60 - 100)}$$

En función del área obtenida y el parámetro r_y se busca en el manual IMCA una sección que tenga valores similares a los obtenidos en los cálculos anteriores.

Una vez obtenida la sección más apropiada se procederá a realizar la revisión de la misma respecto a comprensión por carga axial comprensión por flexión M_x y M_y , según los criterios del AISC diseño factor de carga y resistencia (LRFD).

5.3 Diseño de cimentación.

La cimentación será diseñada para carga vertical y momento, según el siguiente procedimiento.

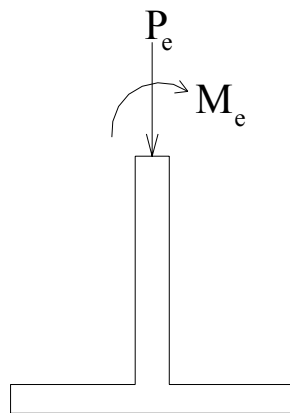


Fig. 5.3-1 Cargas en la cimentación

A) área de la zapata.

Para obtener el área de la zapata se propone transformar al momento en una carga equivalente y de ahí poder despejar el área de la zapata.

$$P_{eq.} = P_e + W + 1.5 M_e$$
$$P_{eq,\mu} = F.C. \times P_e$$

Donde:

P_e , carga vertical sobre la zapata, en Ton.

W , peso de cimentación, en Kg., $W = 0.3P_e$

M_e , momento estático en la zapata, en Ton.-m.

$P_{eq.}$, carga equivalente, en Ton.

F.C., factor de diseño, igual a 1.4.

$P_{eq,\mu}$, carga equivalente última, en Ton.

$$A_z = \frac{1.2 P_{eq,\mu}}{f_{\mu}}$$

Donde:

$P_{eq,\mu}$, carga equivalente última, en Ton.

f_{μ} , capacidad de carga admisible del terreno al nivel de desplante en Ton./m².

A_z , área de la zapata, en m².

$$A_z = B \times L$$

Donde:

B , ancho de la zapata, en metros, $B = 0.6L$

L , largo de la zapata, en metros, $L = \sqrt{\frac{A_z}{0.6}}$

B) Presiones de contacto.

Para obtener las presiones de contacto haremos uso de las ecuaciones de Navier o de la escuadria considerando un peso de cimentación de la siguiente manera:

$$W = B \times L \times D_f \times \gamma_{prom.}$$

Donde:

B , ancho de la zapata, en metros.

L , largo de la zapata, en metros.

D_f , profundidad de desplante, en metros.

$\gamma_{prom.}$, peso volumétrico promedio de los materiales que se encuentran en contacto a partir del nivel de terreno natural hasta la profundidad de desplante, cuyo valor será de 2 Ton./m³.

$$P_{\mu} = 1.1P_e$$

$$M_{\mu} = 1.1M_e$$

$$P_T = P + W$$

$$P_{T\mu} = 1.1P_T$$

Aplicando Navier.

$$f_1 = \left(\frac{P_{T\mu}}{B \times L} \right) + \left(\frac{M_{\mu}}{S} \right) < f_{t\mu}$$

$$f_1 = \left(\frac{P_{T\mu}}{B \times L} \right) - \left(\frac{M_{\mu}}{S} \right) < f_{t\mu}$$

$$S = \frac{BL^2}{6}$$

C) Presiones Uniformes Equivalentes.

Para simplificar el diseño de la zapata las Normas Técnicas Complementarias para análisis y diseño de Cimentaciones (NTC-Cimentaciones), permiten hacer una equivalencia de presiones, considerando un área efectiva.

$$e = \frac{M_{\mu}}{P_{T\mu}}$$

$$q_{t\mu} = \frac{P_{t\mu}}{BL'} < f_{t\mu}$$

$$L' = L - 2e$$

$$q_{n\mu} = \frac{P_{\mu}}{BL'}$$

D) Obtención del peralte de la zapata.

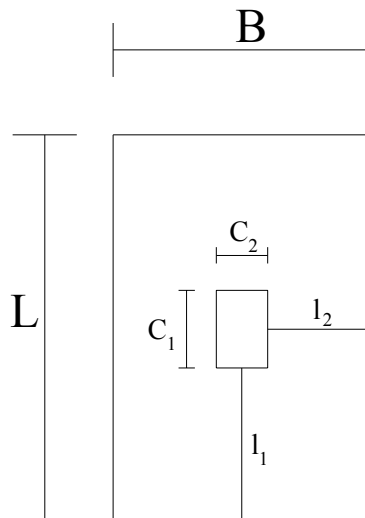


Fig. 5.3-2 Dimensiones de la zapata

$$M_{L\mu} = \frac{q_{n\mu} \times l_1^2}{2}$$

$$M_{B\mu} = \frac{q_{n\mu} \times l_2^2}{2}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_{\mu}}{14.8 f'c}} + 10 \text{ cm.}$$

Donde, $d_{\text{min.}}=10 \text{ cm.}$ y $h = d + 5 \text{ cm.}$

E) Revisión de cortante.

Se revisará la zapata por fuerza cortante en losas y zapatas según las NTC-C.

F) Revisión de flexión.

La flexión también se calculará de manera similar, excepto que ahora hay distintos armados en la zapata. Lo importante es el valor del factor de comportamiento sísmico (Q), según lo marcan las NTC-Sismo que marcan que $Q \leq 2$ para marco no dúctil y $Q \geq 3$ ó 4 para marco dúctil, se recomienda diseñar con valor máximo de $Q = 2$.

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL COLGANTE ASISTIDO POR UN PROGRAMA COMPUTACIONAL.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL COLGANTE ASISTIDO POR UN PROGRAMA COMPUTACIONAL.

Job Information

	Engineer	Checked	Approved
Name:			
Date:	01-Mar-05		

Structure Type	SPACE FRAME
----------------	-------------

Number of Nodes	146	Highest Node	162
Number of Elements	178	Highest Beam	241
Number of Plates	60	Highest Plate	127

Number of Basic Load Cases	6
Number of Combination Load Cases	4

Included in this printout are data for:

All	The Whole Structure
-----	---------------------

Included in this printout are results for load cases:

Type	L/C	Name
Primary	1	CM.
Primary	2	CV MÁX
Primary	3	CV INST.
Primary	4	CV MEDIA
Primary	5	VTO DIR X
Primary	6	VTO DIR Z
Combination	10	1.4(CM + CV MÁX)
Combination	11	1.0(CM+CV MEDIA)
Combination	12	1.1(CM + CV INST + 100% VTO X)
Combination	13	1.1(CM + CV INST + 100% VTO Z)

STAAD SPACE DXF IMPORT OF PUENTE COLGANTE.DXF

START JOB INFORMATION

ENGINEER DATE 24-Mar-05

END JOB INFORMATION

INPUT WIDTH 79

SET NL 6

UNIT METER KG

JOINT COORDINATES

1 0 0 1.2; 2 0 0 0; 3 0 2.5 0; 4 0 2.5 1.2; 5 0 2.5 0 0; 6 0 2.5 0 1.2; 7 15 0 0;
 8 15 2.5 0; 9 15 2.5 1.2; 10 15 0 1.2; 11 -2.5 0 0; 12 -2.5 0 1.2; 13 17.5 0 0;
 14 17.5 0 1.2; 15 0.5 0 0; 16 0.5 2.36909 0; 17 2.5 0 0; 18 2.5 1.94006 0;
 19 4.5 0 0; 20 4.5 1.65764 0; 21 6.5 0 0; 22 6.5 1.51747 0; 23 8.5 0 0;
 24 8.5 1.51747 0; 25 10.5 0 0; 26 10.5 1.65764 0; 27 12.5 0 0;
 28 12.5 1.94006 0; 29 14.5 0 0; 30 14.5 2.36909 0; 31 0.5 0 1.2;
 32 0.5 2.36909 1.2; 33 2.5 0 1.2; 34 2.5 1.94006 1.2; 35 4.5 0 1.2;
 36 4.5 1.65764 1.2; 37 6.5 0 1.2; 38 6.5 1.51747 1.2; 39 8.5 0 1.2;
 40 8.5 1.51747 1.2; 41 10.5 0 1.2; 42 10.5 1.65764 1.2; 43 12.5 0 1.2;
 44 12.5 1.94006 1.2; 45 14.5 0 1.2; 46 14.5 2.36909 1.2; 47 5 0 0; 48 10 0 0;
 49 5 0 1.2; 50 10 0 1.2; 51 7.5 0 1.2; 52 7.5 0 0; 69 14.75 0 0;

70 14.75 0 1.2; 71 14.25 0 0; 72 14.25 0 1.2; 73 14 0 0; 74 14 0 1.2;
75 13.75 0 0; 76 13.75 0 1.2; 77 13.5 0 0; 78 13.5 0 1.2; 79 13.25 0 0;
80 13.25 0 1.2; 81 13 0 0; 82 13 0 1.2; 83 12.75 0 0; 84 12.75 0 1.2;
85 12.25 0 0; 86 12.25 0 1.2; 87 12 0 0; 88 12 0 1.2; 89 11.75 0 0;
90 11.75 0 1.2; 91 11.5 0 0; 92 11.5 0 1.2; 93 11.25 0 0; 94 11.25 0 1.2;
95 11 0 0; 96 11 0 1.2; 97 10.75 0 0; 98 10.75 0 1.2; 99 10.25 0 0;
100 10.25 0 1.2; 101 9.75 0 0; 102 9.75 0 1.2; 103 9.5 0 0; 104 9.5 0 1.2;
105 9.25 0 0; 106 9.25 0 1.2; 107 9 0 0; 108 9 0 1.2; 109 8.75 0 0;
110 8.75 0 1.2; 111 8.25 0 0; 112 8.25 0 1.2; 113 8 0 0; 114 8 0 1.2;
115 7.75 0 0; 116 7.75 0 1.2; 117 7.25 0 0; 118 7.25 0 1.2; 119 7 0 0;
120 7 0 1.2; 121 6.75 0 0; 122 6.75 0 1.2; 123 6.25 0 0; 124 6.25 0 1.2;
125 6 0 0; 126 6 0 1.2; 127 5.75 0 0; 128 5.75 0 1.2; 129 5.5 0 0;
130 5.5 0 1.2; 131 5.25 0 0; 132 5.25 0 1.2; 133 4.75 0 0; 134 4.75 0 1.2;
135 4.25 0 0; 136 4.25 0 1.2; 137 4 0 0; 138 4 0 1.2; 139 3.75 0 0;
140 3.75 0 1.2; 141 3.5 0 0; 142 3.5 0 1.2; 143 3.25 0 0; 144 3.25 0 1.2;
145 3 0 0; 146 3 0 1.2; 147 2.75 0 0; 148 2.75 0 1.2; 149 2.25 0 0;
150 2.25 0 1.2; 151 2 0 0; 152 2 0 1.2; 153 1.75 0 0; 154 1.75 0 1.2;
155 1.5 0 0; 156 1.5 0 1.2; 157 1.25 0 0; 158 1.25 0 1.2; 159 1 0 0;
160 1 0 1.2; 161 0.75 0 0; 162 0.75 0 1.2;

MEMBER INCIDENCES

2 2 3; 3 3 4; 4 4 1; 7 7 8; 8 8 9; 9 9 10; 10 11 3; 11 12 4; 12 8 13; 13 9 14;
14 15 16; 15 17 18; 16 19 20; 17 21 22; 18 23 24; 19 25 26; 20 27 28; 21 29 30;
22 31 32; 23 33 34; 24 35 36; 25 37 38; 26 39 40; 27 41 42; 28 43 44; 29 45 46;
30 2 5; 31 5 15; 32 15 161; 33 161 159; 34 159 157; 35 157 155; 36 2 33;
37 33 47; 38 47 51; 39 51 48; 40 48 43; 41 43 7; 42 1 17; 43 17 49; 44 49 52;
45 52 50; 46 50 27; 47 27 10; 48 47 49; 49 48 50; 50 3 16; 51 16 18; 52 18 20;
53 20 22; 54 22 24; 55 24 26; 56 26 28; 57 28 30; 58 30 8; 59 4 32; 60 32 34;
61 34 36; 62 36 38; 63 38 40; 64 40 42; 65 42 44; 66 44 46; 67 46 9;
128 155 153; 129 153 151; 130 151 149; 131 149 17; 132 17 147; 133 147 145;
134 145 143; 135 143 141; 136 141 139; 137 139 137; 138 137 135; 139 135 19;
140 19 133; 141 133 47; 142 47 131; 143 131 129; 144 129 127; 145 127 125;
146 125 123; 147 123 21; 148 21 121; 149 121 119; 150 119 117; 151 117 52;
152 52 115; 153 115 113; 154 113 111; 155 111 23; 156 23 109; 157 109 107;
158 107 105; 159 105 103; 160 103 101; 161 101 48; 162 48 99; 163 99 25;
164 25 97; 165 97 95; 166 95 93; 167 93 91; 168 91 89; 169 89 87; 170 87 85;
171 85 27; 172 27 83; 173 83 81; 174 81 79; 175 79 77; 176 77 75; 177 75 73;
178 73 71; 179 71 29; 180 29 69; 181 69 7; 182 1 6; 183 6 31; 184 31 162;
185 162 160; 186 160 158; 187 158 156; 188 156 154; 189 154 152; 190 152 150;
191 150 33; 192 33 148; 193 148 146; 194 146 144; 195 144 142; 196 142 140;
197 140 138; 198 138 136; 199 136 35; 200 35 134; 201 134 49; 202 49 132;
203 132 130; 204 130 128; 205 128 126; 206 126 124; 207 124 37; 208 37 122;
209 122 120; 210 120 118; 211 118 51; 212 51 116; 213 116 114; 214 114 112;
215 112 39; 216 39 110; 217 110 108; 218 108 106; 219 106 104; 220 104 102;
221 102 50; 222 50 100; 223 100 41; 224 41 98; 225 98 96; 226 96 94; 227 94 92;
228 92 90; 229 90 88; 230 88 86; 231 86 43; 232 43 84; 233 84 82; 234 82 80;
235 80 78; 236 78 76; 237 76 74; 238 74 72; 239 72 45; 240 45 70; 241 70 10;
242 17 33; 243 52 51; 244 27 43;

ELEMENT INCIDENCES SHELL

68 2 5 6 1; 69 5 15 31 6; 70 15 161 162 31; 71 161 159 160 162;
72 159 157 158 160; 73 157 155 156 158; 74 155 153 154 156; 75 153 151 152 154;
76 151 149 150 152; 77 149 17 33 150; 78 17 147 148 33; 79 147 145 146 148;
80 145 143 144 146; 81 143 141 142 144; 82 141 139 140 142; 83 139 137 138 140;
84 137 135 136 138; 85 135 19 35 136; 86 19 133 134 35; 87 133 47 49 134;
88 47 131 132 49; 89 131 129 130 132; 90 129 127 128 130; 91 127 125 126 128;
92 125 123 124 126; 93 123 21 37 124; 94 21 121 122 37; 95 121 119 120 122;
96 119 117 118 120; 97 117 52 51 118; 98 52 115 116 51; 99 115 113 114 116;
100 113 111 112 114; 101 111 23 39 112; 102 23 109 110 39; 103 109 107 108 110;
104 107 105 106 108; 105 105 103 104 106; 106 103 101 102 104;
107 101 48 50 102; 108 48 99 100 50; 109 99 25 41 100; 110 25 97 98 41;

111 97 95 96 98; 112 95 93 94 96; 113 93 91 92 94; 114 91 89 90 92;
115 89 87 88 90; 116 87 85 86 88; 117 85 27 43 86; 118 27 83 84 43;
119 83 81 82 84; 120 81 79 80 82; 121 79 77 78 80; 122 77 75 76 78;
123 75 73 74 76; 124 73 71 72 74; 125 71 29 45 72; 126 29 69 70 45;
127 69 7 10 70;

ELEMENT PROPERTY

68 TO 127 THICKNESS 0.03175

DEFINE MATERIAL START

ISOTROPIC MADERA

E 1.42712e+009

DENSITY 1000

POISSON 0.4

ISOTROPIC ACERO

E 1.46e+010

POISSON 0.33

DENSITY 5500

ISOTROPIC STEEL

E 2.09042e+010

POISSON 0.3

DENSITY 7833.41

ALPHA 6.5e-006

DAMP 0.03

END DEFINE MATERIAL

MEMBER PROPERTY AMERICAN

14 TO 29 TABLE ST PIPE OD 0.0064 ID 0

10 TO 13 50 TO 67 TABLE ST PIPE OD 0.025 ID 0

2 TO 4 7 TO 9 TABLE ST W12X30

36 TO 49 242 TO 244 TABLE ST L25256

30 TO 35 128 TO 241 TABLE ST C6X8

CONSTANTS

BETA 90 MEMB 30 TO 35 128 TO 241

BETA 270 MEMB 36 TO 49 242 TO 244

MATERIAL ACERO MEMB 10 TO 29 50 TO 67

MATERIAL STEEL MEMB 2 TO 4 7 TO 9 30 TO 49 128 TO 244

MATERIAL MADERA MEMB 68 TO 127

SUPPORTS

1 2 7 10 FIXED

11 TO 14 PINNED

MEMBER CABLE

10 TO 29 50 TO 67 TENSION 0

MEMBER TENSION

36 TO 49

LOAD 1 CM.

SELFWEIGHT Y -1

ELEMENT LOAD

68 71 TO 127 PR GY -390

PERFORM ANALYSIS

CHANGE

MEMBER TENSION

36 TO 49

LOAD 2 CV MÁX

ELEMENT LOAD

68 TO 127 PR GY -390

PERFORM ANALYSIS

CHANGE

MEMBER TENSION
36 TO 49

LOAD 3 CV INST.
ELEMENT LOAD
68 TO 127 PR GY -150
PERFORM ANALYSIS
CHANGE
MEMBER TENSION
36 TO 49

LOAD 4 CV MEDIA
ELEMENT LOAD
68 TO 127 PR GY -40
PERFORM ANALYSIS
CHANGE
MEMBER TENSION
36 TO 49

LOAD 5 VTO DIR X
MEMBER LOAD
14 TO 29 UNI GX 2
50 TO 67 UNI GZ 2
2 TO 4 UNI GX 15
7 TO 9 UNI GX 8
ELEMENT LOAD
68 TO 82 PR -98
83 TO 98 PR -61
98 TO 123 PR -30
MEMBER LOAD
30 TO 35 128 TO 241 UNI GZ 8
PERFORM ANALYSIS
CHANGE
MEMBER TENSION
36 TO 49

LOAD 6 VTO DIR Z
MEMBER LOAD
14 TO 29 UNI GZ 2
50 TO 67 UNI GZ 5
ELEMENT LOAD
68 TO 127 PR -106
MEMBER LOAD
2 4 7 9 30 TO 35 128 TO 241 UNI GZ 5
PERFORM ANALYSIS
CHANGE
MEMBER TENSION
36 TO 49

LOAD COMB 10 1.4(CM + CV MÁX)
1 1.4 2 1.4
LOAD COMB 11 1.0(CM+CV MEDIA)
1 1.0 4 1.0
LOAD COMB 12 1.1(CM + CV INST + 100% VTO X)
1 1.1 3 1.1 5 1.1
LOAD COMB 13 1.1(CM + CV INST + 100% VTO Z)
1 1.1 3 1.1 6 1.1

PERFORM ANALYSIS
CHANGE
LOAD LIST 1 TO 6 10 TO 13

PERFORM ANALYSIS PRINT ALL
PERFORM ANALYSIS PRINT LOAD DATA
PARAMETER
CODE LRFD

*BEAM 1 MEMB 8 10 TO 29 50 TO 62 64 TO 67
FU 1.477e+008 MEMB 8 10 TO 29 50 TO 62 64 TO 67
FU 4.2e+007 MEMB 2 TO 4 7 TO 9 30 TO 49 128 TO 241
FYLD 2.53e+007 MEMB 2 TO 4 7 TO 9 30 TO 49 128 TO 241
FYLD 1.055e+008 MEMB 8 10 TO 29 50 TO 62 64 TO 67
KX 1 MEMB 8 10 TO 29 50 TO 62 64 TO 67
KY 1 MEMB 8 10 TO 29 50 TO 62 64 TO 67
KZ 1 MEMB 8 10 TO 29 50 TO 62 64 TO 67
KX 1 MEMB 2 TO 4 7 TO 9 30 TO 49 128 TO 241
KY 1 MEMB 2 TO 4 7 TO 9 30 TO 49 128 TO 241
KZ 1 MEMB 2 TO 4 7 TO 9 30 TO 49 128 TO 241
TRACK 2 MEMB 8 10 TO 29 50 TO 62 64 TO 67
TRACK 2 MEMB 2 TO 4 7 TO 9 30 TO 49 128 TO 241
CHECK CODE MEMB 2 TO 4 7 TO 67 128 TO 241
STEEL TAKE OFF
FINISH

DXF IMPORT OF PUENTE COLGANTE.DXF

-- PAGE NO. 10

LOADING 1 CM.

SELFWEIGHT Y -1.000

ACTUAL WEIGHT OF THE STRUCTURE = 3621.737 KG

ELEMENT LOAD (UNITS ARE KG METE)

ELEMENT PRESSURE

68	-390.000000
71	-390.000000
72	-390.000000
73	-390.000000
74	-390.000000
75	-390.000000
76	-390.000000
77	-390.000000
78	-390.000000
79	-390.000000
80	-390.000000
81	-390.000000
82	-390.000000
83	-390.000000
84	-390.000000
85	-390.000000
86	-390.000000
87	-390.000000
88	-390.000000
89	-390.000000
90	-390.000000
91	-390.000000
92	-390.000000
93	-390.000000
94	-390.000000

95 -390.000000
96 -390.000000
97 -390.000000
98 -390.000000
99 -390.000000
100 -390.000000
101 -390.000000
102 -390.000000
103 -390.000000
104 -390.000000
105 -390.000000
106 -390.000000
107 -390.000000
108 -390.000000
109 -390.000000
110 -390.000000

DXF IMPORT OF PUENTE COLGANTE.DXF

-- PAGE NO. 11

111 -390.000000
112 -390.000000
113 -390.000000
114 -390.000000
115 -390.000000
116 -390.000000
117 -390.000000
118 -390.000000
119 -390.000000
120 -390.000000
121 -390.000000
122 -390.000000
123 -390.000000
124 -390.000000
125 -390.000000
126 -390.000000
127 -390.000000

LOADING 2 CV MÁX

ELEMENT LOAD (UNITS ARE KG METE)

ELEMENT PRESSURE

68 -390.000000
69 -390.000000
70 -390.000000
71 -390.000000
72 -390.000000
73 -390.000000
74 -390.000000
75 -390.000000
76 -390.000000
77 -390.000000
78 -390.000000
79 -390.000000
80 -390.000000
81 -390.000000
82 -390.000000

83 -390.000000
84 -390.000000
85 -390.000000
86 -390.000000
87 -390.000000
88 -390.000000
89 -390.000000
90 -390.000000
91 -390.000000
92 -390.000000
93 -390.000000
94 -390.000000
95 -390.000000

DXF IMPORT OF PUENTE COLGANTE.DXF

-- PAGE NO. 12

96 -390.000000
97 -390.000000
98 -390.000000
99 -390.000000
100 -390.000000
101 -390.000000
102 -390.000000
103 -390.000000
104 -390.000000
105 -390.000000
106 -390.000000
107 -390.000000
108 -390.000000
109 -390.000000
110 -390.000000
111 -390.000000
112 -390.000000
113 -390.000000
114 -390.000000
115 -390.000000
116 -390.000000
117 -390.000000
118 -390.000000
119 -390.000000
120 -390.000000
121 -390.000000
122 -390.000000
123 -390.000000
124 -390.000000
125 -390.000000
126 -390.000000
127 -390.000000

LOADING 3 CV INST.

ELEMENT LOAD (UNITS ARE KG METE)

ELEMENT PRESSURE

68 -150.000000
69 -150.000000
70 -150.000000
71 -150.000000

72 -150.000000
73 -150.000000
74 -150.000000
75 -150.000000
76 -150.000000
77 -150.000000
78 -150.000000
79 -150.000000
80 -150.000000

DXF IMPORT OF PUENTE COLGANTE.DXF

-- PAGE NO. 13

81 -150.000000
82 -150.000000
83 -150.000000
84 -150.000000
85 -150.000000
86 -150.000000
87 -150.000000
88 -150.000000
89 -150.000000
90 -150.000000
91 -150.000000
92 -150.000000
93 -150.000000
94 -150.000000
95 -150.000000
96 -150.000000
97 -150.000000
98 -150.000000
99 -150.000000
100 -150.000000
101 -150.000000
102 -150.000000
103 -150.000000
104 -150.000000
105 -150.000000
106 -150.000000
107 -150.000000
108 -150.000000
109 -150.000000
110 -150.000000
111 -150.000000
112 -150.000000
113 -150.000000
114 -150.000000
115 -150.000000
116 -150.000000
117 -150.000000
118 -150.000000
119 -150.000000
120 -150.000000
121 -150.000000
122 -150.000000
123 -150.000000
124 -150.000000
125 -150.000000
126 -150.000000
127 -150.000000

ELEMENT LOAD (UNITS ARE KG METE)

ELEMENT PRESSURE

68	-40.000000
69	-40.000000
70	-40.000000
71	-40.000000
72	-40.000000
73	-40.000000
74	-40.000000
75	-40.000000
76	-40.000000
77	-40.000000
78	-40.000000
79	-40.000000
80	-40.000000
81	-40.000000
82	-40.000000
83	-40.000000
84	-40.000000
85	-40.000000
86	-40.000000
87	-40.000000
88	-40.000000
89	-40.000000
90	-40.000000
91	-40.000000
92	-40.000000
93	-40.000000
94	-40.000000
95	-40.000000
96	-40.000000
97	-40.000000
98	-40.000000
99	-40.000000
100	-40.000000
101	-40.000000
102	-40.000000
103	-40.000000
104	-40.000000
105	-40.000000
106	-40.000000
107	-40.000000
108	-40.000000
109	-40.000000
110	-40.000000
111	-40.000000
112	-40.000000
113	-40.000000
114	-40.000000
115	-40.000000
116	-40.000000

117 -40.000000
 118 -40.000000
 119 -40.000000
 120 -40.000000
 121 -40.000000
 122 -40.000000
 123 -40.000000
 124 -40.000000
 125 -40.000000
 126 -40.000000
 127 -40.000000

LOADING 5 VTO DIR X

MEMBER LOAD - UNIT KG METE

MEMBER	UDL	L1	L2	CON	L	LIN1	LIN2
14	10.000 GX	0.00	2.37				
15	10.000 GX	0.00	1.94				
16	10.000 GX	0.00	1.66				
17	10.000 GX	0.00	1.52				
18	10.000 GX	0.00	1.52				
19	10.000 GX	0.00	1.66				
20	10.000 GX	0.00	1.94				
21	10.000 GX	0.00	2.37				
22	10.000 GX	0.00	2.37				
23	10.000 GX	0.00	1.94				
24	10.000 GX	0.00	1.66				
25	10.000 GX	0.00	1.52				
26	10.000 GX	0.00	1.52				
27	10.000 GX	0.00	1.66				
28	10.000 GX	0.00	1.94				
29	10.000 GX	0.00	2.37				
50	6.000 GZ	0.00	0.52				
51	6.000 GZ	0.00	2.05				
52	6.000 GZ	0.00	2.02				
53	6.000 GZ	0.00	2.00				
54	6.000 GZ	0.00	2.00				
55	6.000 GZ	0.00	2.00				
56	6.000 GZ	0.00	2.02				
57	6.000 GZ	0.00	2.05				
58	6.000 GZ	0.00	0.52				
59	6.000 GZ	0.00	0.52				
60	6.000 GZ	0.00	2.05				
61	6.000 GZ	0.00	2.02				
62	6.000 GZ	0.00	2.00				
63	6.000 GZ	0.00	2.00				
64	6.000 GZ	0.00	2.00				
65	6.000 GZ	0.00	2.02				
66	6.000 GZ	0.00	2.05				
67	6.000 GZ	0.00	0.52				
2	15.000 GX	0.00	2.50				

DXF IMPORT OF PUENTE COLGANTE.DXF

-- PAGE NO. 16

3 15.000 GX 0.00 1.20
 4 15.000 GX 0.00 2.50

7 8.000 GX 0.00 2.50
8 8.000 GX 0.00 1.20
9 8.000 GX 0.00 2.50

ELEMENT LOAD (UNITS ARE KG METE)

ELEMENT PRESSURE

68 -98.000000
69 -98.000000
70 -98.000000
71 -98.000000
72 -98.000000
73 -98.000000
74 -98.000000
75 -98.000000
76 -98.000000
77 -98.000000
78 -98.000000
79 -98.000000
80 -98.000000
81 -98.000000
82 -98.000000
83 -61.000000
84 -61.000000
85 -61.000000
86 -61.000000
87 -61.000000
88 -61.000000
89 -61.000000
90 -61.000000
91 -61.000000
92 -61.000000
93 -61.000000
94 -61.000000
95 -61.000000
96 -61.000000
97 -61.000000
98 -61.000000
98 -30.000000
99 -30.000000
100 -30.000000
101 -30.000000
102 -30.000000
103 -30.000000
104 -30.000000
105 -30.000000
106 -30.000000
107 -30.000000
108 -30.000000
109 -30.000000
110 -30.000000

DXF IMPORT OF PUENTE COLGANTE.DXF

-- PAGE NO. 17

111 -30.000000
112 -30.000000
113 -30.000000
114 -30.000000

115 -30.000000
 116 -30.000000
 117 -30.000000
 118 -30.000000
 119 -30.000000
 120 -30.000000
 121 -30.000000
 122 -30.000000
 123 -30.000000

MEMBER LOAD - UNIT KG METE

MEMBER	UDL	L1	L2	CON	L	LIN1	LIN2
30	8.000 GZ	0.00	0.25				
31	8.000 GZ	0.00	0.25				
32	8.000 GZ	0.00	0.25				
33	8.000 GZ	0.00	0.25				
34	8.000 GZ	0.00	0.25				
35	8.000 GZ	0.00	0.25				
128	8.000 GZ	0.00	0.25				
129	8.000 GZ	0.00	0.25				
130	8.000 GZ	0.00	0.25				
131	8.000 GZ	0.00	0.25				
132	8.000 GZ	0.00	0.25				
133	8.000 GZ	0.00	0.25				
134	8.000 GZ	0.00	0.25				
135	8.000 GZ	0.00	0.25				
136	8.000 GZ	0.00	0.25				
137	8.000 GZ	0.00	0.25				
138	8.000 GZ	0.00	0.25				
139	8.000 GZ	0.00	0.25				
140	8.000 GZ	0.00	0.25				
141	8.000 GZ	0.00	0.25				
142	8.000 GZ	0.00	0.25				
143	8.000 GZ	0.00	0.25				
144	8.000 GZ	0.00	0.25				
145	8.000 GZ	0.00	0.25				
146	8.000 GZ	0.00	0.25				
147	8.000 GZ	0.00	0.25				
148	8.000 GZ	0.00	0.25				
149	8.000 GZ	0.00	0.25				
150	8.000 GZ	0.00	0.25				
151	8.000 GZ	0.00	0.25				
152	8.000 GZ	0.00	0.25				
153	8.000 GZ	0.00	0.25				
154	8.000 GZ	0.00	0.25				
155	8.000 GZ	0.00	0.25				
156	8.000 GZ	0.00	0.25				
157	8.000 GZ	0.00	0.25				
158	8.000 GZ	0.00	0.25				

DXF IMPORT OF PUENTE COLGANTE.DXF

-- PAGE NO. 18

159	8.000 GZ	0.00	0.25
160	8.000 GZ	0.00	0.25
161	8.000 GZ	0.00	0.25
162	8.000 GZ	0.00	0.25
163	8.000 GZ	0.00	0.25
164	8.000 GZ	0.00	0.25

165 8.000 GZ 0.00 0.25
166 8.000 GZ 0.00 0.25
167 8.000 GZ 0.00 0.25
168 8.000 GZ 0.00 0.25
169 8.000 GZ 0.00 0.25
170 8.000 GZ 0.00 0.25
171 8.000 GZ 0.00 0.25
172 8.000 GZ 0.00 0.25
173 8.000 GZ 0.00 0.25
174 8.000 GZ 0.00 0.25
175 8.000 GZ 0.00 0.25
176 8.000 GZ 0.00 0.25
177 8.000 GZ 0.00 0.25
178 8.000 GZ 0.00 0.25
179 8.000 GZ 0.00 0.25
180 8.000 GZ 0.00 0.25
181 8.000 GZ 0.00 0.25
182 8.000 GZ 0.00 0.25
183 8.000 GZ 0.00 0.25
184 8.000 GZ 0.00 0.25
185 8.000 GZ 0.00 0.25
186 8.000 GZ 0.00 0.25
187 8.000 GZ 0.00 0.25
188 8.000 GZ 0.00 0.25
189 8.000 GZ 0.00 0.25
190 8.000 GZ 0.00 0.25
191 8.000 GZ 0.00 0.25
192 8.000 GZ 0.00 0.25
193 8.000 GZ 0.00 0.25
194 8.000 GZ 0.00 0.25
195 8.000 GZ 0.00 0.25
196 8.000 GZ 0.00 0.25
197 8.000 GZ 0.00 0.25
198 8.000 GZ 0.00 0.25
199 8.000 GZ 0.00 0.25
200 8.000 GZ 0.00 0.25
201 8.000 GZ 0.00 0.25
202 8.000 GZ 0.00 0.25
203 8.000 GZ 0.00 0.25
204 8.000 GZ 0.00 0.25
205 8.000 GZ 0.00 0.25
206 8.000 GZ 0.00 0.25
207 8.000 GZ 0.00 0.25
208 8.000 GZ 0.00 0.25
209 8.000 GZ 0.00 0.25
210 8.000 GZ 0.00 0.25
211 8.000 GZ 0.00 0.25
212 8.000 GZ 0.00 0.25
213 8.000 GZ 0.00 0.25
214 8.000 GZ 0.00 0.25

DXF IMPORT OF PUENTE COLGANTE.DXF

-- PAGE NO. 19

215 8.000 GZ 0.00 0.25
216 8.000 GZ 0.00 0.25
217 8.000 GZ 0.00 0.25
218 8.000 GZ 0.00 0.25
219 8.000 GZ 0.00 0.25
220 8.000 GZ 0.00 0.25
221 8.000 GZ 0.00 0.25
222 8.000 GZ 0.00 0.25

223	8.000	GZ	0.00	0.25
224	8.000	GZ	0.00	0.25
225	8.000	GZ	0.00	0.25
226	8.000	GZ	0.00	0.25
227	8.000	GZ	0.00	0.25
228	8.000	GZ	0.00	0.25
229	8.000	GZ	0.00	0.25
230	8.000	GZ	0.00	0.25
231	8.000	GZ	0.00	0.25
232	8.000	GZ	0.00	0.25
233	8.000	GZ	0.00	0.25
234	8.000	GZ	0.00	0.25
235	8.000	GZ	0.00	0.25
236	8.000	GZ	0.00	0.25
237	8.000	GZ	0.00	0.25
238	8.000	GZ	0.00	0.25
239	8.000	GZ	0.00	0.25
240	8.000	GZ	0.00	0.25
241	8.000	GZ	0.00	0.25

LOADING 6 VTO DIR Z

MEMBER LOAD - UNIT KG METE

MEMBER	UDL	L1	L2	CON	L	LIN1	LIN2
14	10.000	GZ	0.00	2.37			
15	10.000	GZ	0.00	1.94			
16	10.000	GZ	0.00	1.66			
17	10.000	GZ	0.00	1.52			
18	10.000	GZ	0.00	1.52			
19	10.000	GZ	0.00	1.66			
20	10.000	GZ	0.00	1.94			
21	10.000	GZ	0.00	2.37			
22	10.000	GZ	0.00	2.37			
23	10.000	GZ	0.00	1.94			
24	10.000	GZ	0.00	1.66			
25	10.000	GZ	0.00	1.52			
26	10.000	GZ	0.00	1.52			
27	10.000	GZ	0.00	1.66			
28	10.000	GZ	0.00	1.94			
29	10.000	GZ	0.00	2.37			
50	14.000	GZ	0.00	0.52			
51	14.000	GZ	0.00	2.05			
52	14.000	GZ	0.00	2.02			

DXF IMPORT OF PUENTE COLGANTE.DXF

-- PAGE NO. 20

53	14.000	GZ	0.00	2.00
54	14.000	GZ	0.00	2.00
55	14.000	GZ	0.00	2.00
56	14.000	GZ	0.00	2.02
57	14.000	GZ	0.00	2.05
58	14.000	GZ	0.00	0.52
59	14.000	GZ	0.00	0.52
60	14.000	GZ	0.00	2.05
61	14.000	GZ	0.00	2.02
62	14.000	GZ	0.00	2.00

63	14.000	GZ	0.00	2.00
64	14.000	GZ	0.00	2.00
65	14.000	GZ	0.00	2.02
66	14.000	GZ	0.00	2.05
67	14.000	GZ	0.00	0.52

ELEMENT LOAD (UNITS ARE KG METE)

ELEMENT PRESSURE

68	-106.000000
69	-106.000000
70	-106.000000
71	-106.000000
72	-106.000000
73	-106.000000
74	-106.000000
75	-106.000000
76	-106.000000
77	-106.000000
78	-106.000000
79	-106.000000
80	-106.000000
81	-106.000000
82	-106.000000
83	-106.000000
84	-106.000000
85	-106.000000
86	-106.000000
87	-106.000000
88	-106.000000
89	-106.000000
90	-106.000000
91	-106.000000
92	-106.000000
93	-106.000000
94	-106.000000
95	-106.000000
96	-106.000000
97	-106.000000
98	-106.000000
99	-106.000000
100	-106.000000
101	-106.000000

DXF IMPORT OF PUENTE COLGANTE.DXF

-- PAGE NO. 21

102	-106.000000
103	-106.000000
104	-106.000000
105	-106.000000
106	-106.000000
107	-106.000000
108	-106.000000
109	-106.000000
110	-106.000000
111	-106.000000
112	-106.000000
113	-106.000000

114 -106.000000
 115 -106.000000
 116 -106.000000
 117 -106.000000
 118 -106.000000
 119 -106.000000
 120 -106.000000
 121 -106.000000
 122 -106.000000
 123 -106.000000
 124 -106.000000
 125 -106.000000
 126 -106.000000
 127 -106.000000

MEMBER LOAD - UNIT KG METE

MEMBER	UDL	L1	L2	CON	L	LIN1	LIN2
2	5.000 GZ	0.00	2.50				
4	5.000 GZ	0.00	2.50				
7	5.000 GZ	0.00	2.50				
9	5.000 GZ	0.00	2.50				
30	5.000 GZ	0.00	0.25				
31	5.000 GZ	0.00	0.25				
32	5.000 GZ	0.00	0.25				
33	5.000 GZ	0.00	0.25				
34	5.000 GZ	0.00	0.25				
35	5.000 GZ	0.00	0.25				
128	5.000 GZ	0.00	0.25				
129	5.000 GZ	0.00	0.25				
130	5.000 GZ	0.00	0.25				
131	5.000 GZ	0.00	0.25				
132	5.000 GZ	0.00	0.25				
133	5.000 GZ	0.00	0.25				
134	5.000 GZ	0.00	0.25				
135	5.000 GZ	0.00	0.25				
136	5.000 GZ	0.00	0.25				
137	5.000 GZ	0.00	0.25				
138	5.000 GZ	0.00	0.25				
139	5.000 GZ	0.00	0.25				
140	5.000 GZ	0.00	0.25				
141	5.000 GZ	0.00	0.25				

DXF IMPORT OF PUENTE COLGANTE.DXF

-- PAGE NO. 22

142	5.000 GZ	0.00	0.25				
143	5.000 GZ	0.00	0.25				
144	5.000 GZ	0.00	0.25				
145	5.000 GZ	0.00	0.25				
146	5.000 GZ	0.00	0.25				
147	5.000 GZ	0.00	0.25				
148	5.000 GZ	0.00	0.25				
149	5.000 GZ	0.00	0.25				
150	5.000 GZ	0.00	0.25				
151	5.000 GZ	0.00	0.25				
152	5.000 GZ	0.00	0.25				
153	5.000 GZ	0.00	0.25				
154	5.000 GZ	0.00	0.25				
155	5.000 GZ	0.00	0.25				

156 5.000 GZ 0.00 0.25
157 5.000 GZ 0.00 0.25
158 5.000 GZ 0.00 0.25
159 5.000 GZ 0.00 0.25
160 5.000 GZ 0.00 0.25
161 5.000 GZ 0.00 0.25
162 5.000 GZ 0.00 0.25
163 5.000 GZ 0.00 0.25
164 5.000 GZ 0.00 0.25
165 5.000 GZ 0.00 0.25
166 5.000 GZ 0.00 0.25
167 5.000 GZ 0.00 0.25
168 5.000 GZ 0.00 0.25
169 5.000 GZ 0.00 0.25
170 5.000 GZ 0.00 0.25
171 5.000 GZ 0.00 0.25
172 5.000 GZ 0.00 0.25
173 5.000 GZ 0.00 0.25
174 5.000 GZ 0.00 0.25
175 5.000 GZ 0.00 0.25
176 5.000 GZ 0.00 0.25
177 5.000 GZ 0.00 0.25
178 5.000 GZ 0.00 0.25
179 5.000 GZ 0.00 0.25
180 5.000 GZ 0.00 0.25
181 5.000 GZ 0.00 0.25
182 5.000 GZ 0.00 0.25
183 5.000 GZ 0.00 0.25
184 5.000 GZ 0.00 0.25
185 5.000 GZ 0.00 0.25
186 5.000 GZ 0.00 0.25
187 5.000 GZ 0.00 0.25
188 5.000 GZ 0.00 0.25
189 5.000 GZ 0.00 0.25
190 5.000 GZ 0.00 0.25
191 5.000 GZ 0.00 0.25
192 5.000 GZ 0.00 0.25
193 5.000 GZ 0.00 0.25
194 5.000 GZ 0.00 0.25
195 5.000 GZ 0.00 0.25
196 5.000 GZ 0.00 0.25
197 5.000 GZ 0.00 0.25

DXF IMPORT OF PUENTE COLGANTE.DXF

-- PAGE NO. 23

198 5.000 GZ 0.00 0.25
199 5.000 GZ 0.00 0.25
200 5.000 GZ 0.00 0.25
201 5.000 GZ 0.00 0.25
202 5.000 GZ 0.00 0.25
203 5.000 GZ 0.00 0.25
204 5.000 GZ 0.00 0.25
205 5.000 GZ 0.00 0.25
206 5.000 GZ 0.00 0.25
207 5.000 GZ 0.00 0.25
208 5.000 GZ 0.00 0.25
209 5.000 GZ 0.00 0.25
210 5.000 GZ 0.00 0.25
211 5.000 GZ 0.00 0.25
212 5.000 GZ 0.00 0.25
213 5.000 GZ 0.00 0.25

214 5.000 GZ 0.00 0.25
 215 5.000 GZ 0.00 0.25
 216 5.000 GZ 0.00 0.25
 217 5.000 GZ 0.00 0.25
 218 5.000 GZ 0.00 0.25
 219 5.000 GZ 0.00 0.25
 220 5.000 GZ 0.00 0.25
 221 5.000 GZ 0.00 0.25
 222 5.000 GZ 0.00 0.25
 223 5.000 GZ 0.00 0.25
 224 5.000 GZ 0.00 0.25
 225 5.000 GZ 0.00 0.25
 226 5.000 GZ 0.00 0.25
 227 5.000 GZ 0.00 0.25
 228 5.000 GZ 0.00 0.25
 229 5.000 GZ 0.00 0.25
 230 5.000 GZ 0.00 0.25
 231 5.000 GZ 0.00 0.25
 232 5.000 GZ 0.00 0.25
 233 5.000 GZ 0.00 0.25
 234 5.000 GZ 0.00 0.25
 235 5.000 GZ 0.00 0.25
 236 5.000 GZ 0.00 0.25
 237 5.000 GZ 0.00 0.25
 238 5.000 GZ 0.00 0.25
 239 5.000 GZ 0.00 0.25
 240 5.000 GZ 0.00 0.25
 241 5.000 GZ 0.00 0.25

ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 3 AT JOINT 22 EQN.NO. 75
 LOADS APPLIED OR DISTRIBUTED HERE FROM ELEMENTS WILL BE IGNORED.
 THIS MAY BE DUE TO ALL MEMBERS AT THIS JOINT BEING RELEASED OR
 EFFECTIVELY RELEASED IN THIS DIRECTION.

ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 4 AT JOINT 22 EQN.NO. 76
 ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 5 AT JOINT 22 EQN.NO. 77
 ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 6 AT JOINT 22 EQN.NO. 78
 ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 3 AT JOINT 38 EQN.NO. 93
 ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 4 AT JOINT 38 EQN.NO. 94
 ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 5 AT JOINT 38 EQN.NO. 95
 ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 6 AT JOINT 38 EQN.NO. 96
 ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 3 AT JOINT 20 EQN.NO. 111

DXF IMPORT OF PUENTE COLGANTE.DXF -- PAGE NO. 24

ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 4 AT JOINT 20 EQN.NO. 112
 ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 5 AT JOINT 20 EQN.NO. 113
 ZERO STIFFNESS IN DIRECTION 6 AT JOINT 20 EQN.NO. 114

**WARNING - THERE WERE MORE THAN 12 DOF WITH ZERO STIFFNESS.
 THE FIRST 12 ARE LISTED ABOVE.
 TOTAL # TRANSLATIONAL= 16 TOTAL # ROTATIONAL= 60

**NOTE-Tension/Compression converged after 1 iterations, Case= 1
 ALL UNITS ARE - KG METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

```

MEMBER      TABLE      RESULT/      CRITICAL COND/      RATIO/      LOADING/
                   FX              MY              MZ              LOCATION
=====
-----
*****
MEMBER      2          *
DESIGN CODE *
LRFD 2001  *
*****
|<---LENGTH (M)=      2.50 --->|
*****
PARAMETER      134.4 (KNS-METRE)
IN KNS CMS     |L10
+              |L10 L10
+              |L10 L10
KL/R-Y= 64.77  |L10
KL/R-Z= 18.92  +L10
UNL = 250.00  |L10
CB = 1.00     +
PHIC = 0.85   |L10 L10
PHIB = 0.90   +L10
FYLD = 24.81  |L13
NSF = 1.00    +-----+
DFF = 0.00    -7.5
dff = 0.00
ABSOLUTE MZ ENVELOPE
(WITH LOAD NO.)
MAX FORCE/ MOMENT SUMMARY (KNS-METRE)
-----
AXIAL      SHEAR-Y      SHEAR-Z      MOMENT-Y      MOMENT-Z
VALUE      194.1          53.8          0.1            0.1           134.4
LOCATION     0.0             0.0           0.0            0.0            0.0
LOADING    10              10            13             13             10
*****
*
*
*          DESIGN SUMMARY (KNS-METRE)
*
*
*
*
*          RESULT/      CRITICAL COND/      RATIO/      LOADING/
*          FX              MY              MZ              LOCATION
*          =====
*          FAIL          LRFD-H1-1A-C      1.025          10
*          194.06 C      0.00            134.39         0.00
*
*****
*
*
*          2 ST W12 X30      FAIL          LRFD-H1-1A-C      1.025          10
*          19789.64 C      -0.28          13704.26         0.00
*
-----
DESIGN STRENGTHS FOR MEMBER      2          UNITS - KIP IN
PNC= 190.31 PNT= 284.68 MNZ= 1327.68 MNY= 302.51 VN= 62.35

```

```

-----
*****
MEMBER 3 * |=====|
* |          |
DESIGN CODE * |          |
LRFD 2001 * |=====|
* |<---LENGTH (M)= 1.20 --->|
*****
Y          PROPERTIES
          IN CMS UNIT
          AX=0.5671E+2
          AY=0.2070E+2
          AZ=0.2468E+2
          PY=0.1573E+3
          PZ=0.7063E+3
          RY=0.3860E+1
          RZ=0.1322E+2

          0.1 (KNS-METRE)
PARAMETER |          L10
IN KNS CMS |          L13 L10 L10
-----+-----
          L13
          L13
          UNL = 120.00 |          L10 L13
          CB = 1.00 |
          PHIC = 0.85 |L13
          PHIB = 0.90 |
          FYLD = 24.81 |          L10 L6
          NSF = 1.00 |-----+-----|
          DFF = 0.00 0.1
          dff = 0.00
          ABSOLUTE MZ ENVELOPE
          (WITH LOAD NO.)

          MAX FORCE/ MOMENT SUMMARY (KNS-METRE)
          -----
          AXIAL      SHEAR-Y      SHEAR-Z      MOMENT-Y      MOMENT-Z
          VALUE      0.0          0.4          0.1          0.0          0.1
          LOCATION    0.0          1.2          0.0          0.6          0.6
          LOADING     10          13          12          12          10

*****
*
*          DESIGN SUMMARY (KNS-METRE)
*          -----
*
*          RESULT/      CRITICAL COND/      RATIO/      LOADING/
*          FX          MY          MZ          LOCATION
*          =====
*          PASS      SHEAR-Y          0.001      13
*          0.00 C      0.00          0.08      1.20
*
*****
-----
3 ST W12 X30          PASS      SHEAR-Y          0.001      13
          0.26 C          0.00          7.81      1.20
-----
DESIGN STRENGTHS FOR MEMBER 3          UNITS - KIP IN
PNC= 219.10 PNT= 284.68 MNZ= 1395.86 MNY= 302.51 VN= 62.35
-----

```

```

*****
MEMBER 30 *
DESIGN CODE *
LRFD 2001 *
*****

```

Y	PROPERTIES
	IN CMS UNIT
===	----
	AX=0.1548E+2
--Z	AY=0.7742E+1
	AZ=0.5665E+1
===	PY=0.1639E+2
	PZ=0.8357E+2
	RY=0.1362E+1
	RZ=0.5934E+1

```

*****
|<---LENGTH (M)= 0.25 --->|
*****

```

```

0.0 (KNS-METRE)
PARAMETER | L12
IN KNS CMS | L12
-----+-----
KL/R-Y= 18.36 | L12 L12
KL/R-Z= 4.21 | L12
UNL = 25.00 | L12 L12
CB = 1.00 |
PHIC = 0.85 | L12
PHIB = 0.90 | L12 L12
FYLD = 24.81 |
NSF = 1.00 | L12
DFF = 0.00 | 0.0
dff = 0.00 |
ABSOLUTE MZ ENVELOPE
(WITH LOAD NO.)

```

	CAPACITIES
	IN KNS METRE

	PNC=0.3190E+3
	pnc=0.0000E+0
	PNT=0.3457E+3
	pnt=0.0000E+0
	MNZ=0.1866E+2
	mnz=0.0000E+0
	MNY=0.2686E+1
	mny=0.2692E+1
	VN =0.1037E+3
	vn =0.0000E+0

MAX FORCE/ MOMENT SUMMARY (KNS-METRE)

	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	MOMENT-Y	MOMENT-Z
VALUE	-1.7	0.1	3.0	2.7	0.0
LOCATION	0.0	0.0	0.2	0.2	0.0
LOADING	12	12	10	10	12

DESIGN SUMMARY (KNS-METRE)

RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
FAIL	LRFD-H1-1B-C	1.002	10
0.00 C	2.69	0.00	0.25

```

* 30 ST C6X 8 FAIL LRFD-H1-1B-C 1.002 10
0.00 C 274.52 0.00 0.25

```

DESIGN STRENGTHS FOR MEMBER 30 UNITS - KIP IN
PNC= 71.72 PNT= 77.73 MNZ= 165.17 MNV= 23.77 VN= 23.32


```

*****
MEMBER 36 * |=====|
DESIGN CODE * |          ST L25 256          |
LRFD 2001 * |=====|
* |<---LENGTH (M)= 2.77 --->|
*****

```

```

Y
|
PROPERTIES
IN CMS UNIT
-----
AX=0.1119E+2
--Z AY=0.4032E+1
AZ=0.4032E+1
PY=0.2597E+2
PZ=0.1126E+2
RY=0.2407E+1
RZ=0.1237E+1

```

```

0.0 (KNS-METRE)
PARAMETER |LO
IN KNS CMS |LO
----- |LO
KL/R-Y= 115.23 |LO
KL/R-Z= 224.18 +LO
UNL = 277.31 |LO
CB = 0.00 +LO
PHIC = 0.85 |LO
PHIB = 0.90 +LO
FYLD = 24.81 |LO
NSF = 1.00 +--+--+--+--+--+--+--+--+--+--+--+--+--+
DFF = 0.00 0.0
dff = 0.00
ABSOLUTE MZ ENVELOPE
(WITH LOAD NO.)

```

```

L0 CAPACITIES
L0 IN KNS METRE
-----
L0
L0 PNC=0.3555E+2
L0 pnc=0.0000E+0
L0 PNT=0.2498E+3
L0 pnt=0.4984E+0
L0 MNZ=0.0000E+0
L0 mnz=0.0000E+0
L0 MNY=0.0000E+0
L0 mny=0.0000E+0
VN =0.0000E+0
vn =0.0000E+0

```

MAX FORCE/ MOMENT SUMMARY (KNS-METRE)

	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	MOMENT-Y	MOMENT-Z
VALUE	-0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
LOCATION	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
LOADING	12	0	0	0	0

DESIGN SUMMARY (KNS-METRE)

RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
PASS 0.50 T	TENSION 0.00	0.002 0.00	12 2.77

```

36 ST L25 256 PASS TENSION 0.002 12
50.82 T 0.00 0.00 2.77

```

```

DESIGN STRENGTHS FOR MEMBER 36 UNITS - KIP IN
PNC= 7.99 PNT= 56.16 MNZ= 0.00 MNY= 0.00 VN= 0.00

```



```

*****
MEMBER 42 *
DESIGN CODE *
LRFD 2001 *
*****
|<---LENGTH (M)= 2.77 --->|
*****
Y
PROPERTIES
IN CMS UNIT
-----
AX=0.1119E+2
--Z AY=0.4032E+1
AZ=0.4032E+1
PY=0.2597E+2
PZ=0.1126E+2
RY=0.2407E+1
RZ=0.1237E+1

0.0 (KNS-METRE)
PARAMETER |L0 L0 CAPACITIES
IN KNS CMS |L0 L0 IN KNS METRE
-----+L0 L0 -----
KL/R-Y= 115.23 |L0 L0 PNC=0.3555E+2
KL/R-Z= 224.18 +L0 L0 pnc=0.0000E+0
UNL = 277.31 |L0 L0 PNT=0.2498E+3
CB = 0.00 +L0 L0 pnt=0.0000E+0
PHIC = 0.85 |L0 L0 MNZ=0.0000E+0
PHIB = 0.90 +L0 L0 mnz=0.0000E+0
FYLD = 24.81 |L0 L0 MNY=0.0000E+0
NSF = 1.00 +---+---+---+---+---+---+---+---+---+---+---+---| mny=0.0000E+0
DFF = 0.00 0.0 VN =0.0000E+0
dff = 0.00 ABSOLUTE MZ ENVELOPE vn =0.0000E+0
(WITH LOAD NO.)

MAX FORCE/ MOMENT SUMMARY (KNS-METRE)
-----
AXIAL SHEAR-Y SHEAR-Z MOMENT-Y MOMENT-Z
VALUE 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
LOCATION 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
LOADING 0 0 0 0 0

*****
*
* DESIGN SUMMARY (KNS-METRE)
*
*
* RESULT/ CRITICAL COND/ RATIO/ LOADING/
* FX MY MZ LOCATION
*
* =====
* PASS DEFLECTION 0.000 13
* 0.00 C 0.00 0.00 0.00
*
*
*****

42 ST L25 256 PASS DEFLECTION 0.000 13
0.00 C 0.00 0.00 0.00 0.00

DESIGN STRENGTHS FOR MEMBER 42 UNITS - KIP IN
PNC= 7.99 PNT= 56.16 MNZ= 0.00 MNY= 0.00 VN= 0.00

```

```

*****
MEMBER 50 *
DESIGN CODE *
LRFD 2001 *
*****
Y
|
PROPERTIES
IN CMS UNIT
-----
AX=0.4909E+1
--Z AY=0.4369E+1
AZ=0.4369E+1
PY=0.2604E+1
PZ=0.2604E+1
RY=0.6250E+0
RZ=0.6250E+0
*****

```

```

0.0 (KNS-METRE)
PARAMETER | L0
IN KNS CMS | L0
----- | L0
+L0
KL/R-Y= 82.70 | L0
KL/R-Z= 82.70 +L0
UNL = 51.69 | L0
CB = 0.00 +L0
PHIC = 0.85 | L0
PHIB = 0.90 +L0
FYLD = 103.45 | L0
NSF = 1.00 +-----+
DFF = 0.00 0.0
dff = 0.00
ABSOLUTE MZ ENVELOPE
(WITH LOAD NO.)

```

MAX FORCE/ MOMENT SUMMARY (KNS-METRE)

	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	MOMENT-Y	MOMENT-Z
VALUE	-201.4	0.0	0.0	0.0	0.0
LOCATION	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
LOADING	10	0	0	0	0

DESIGN SUMMARY (KNS-METRE)

RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
PASS	TENSION	0.441	10
201.41 T	0.00	0.00	0.00

```

50 ST PIP E PASS TENSION 0.441 10
20538.79 T 0.00 0.00 0.00

```

```

DESIGN STRENGTHS FOR MEMBER 50 UNITS - KIP IN
PNC= 17.00 PNT= 102.75 MNZ= 0.00 MNY= 0.00 VN= 0.00

```

```

*****
MEMBER 58 *
DESIGN CODE *
LRFD 2001 *
*****

```

	ST PIP E		Y	PROPERTIES
				IN CMS UNIT

				AX=0.4909E+1
				--Z AY=0.4369E+1
				AZ=0.4369E+1
				PY=0.2604E+1
				PZ=0.2604E+1
				RY=0.6250E+0
				RZ=0.6250E+0

```

*****
PARAMETER 0.0 (KNS-METRE)
IN KNS CMS
-----
KL/R-Y= 82.70
KL/R-Z= 82.70
UNL = 51.69
CB = 0.00
PHIC = 0.85
PHIB = 0.90
FYLD = 103.45
NSF = 1.00
DFF = 0.00
dff = 0.00

```

	L0		L0	CAPACITIES
	L0		L0	IN KNS METRE
	+L0		L0	-----
	L0		L0	PNC=0.7561E+2
	+L0		L0	pnc=0.0000E+0
	L0		L0	PNT=0.4571E+3
	+L0		L0	pnt=0.2014E+3
	L0		L0	MNZ=0.0000E+0
	+L0		L0	mnz=0.0000E+0
	L0		L0	MNY=0.0000E+0
	+L0		L0	mny=0.0000E+0
	0.0			VN =0.0000E+0
				vn =0.0000E+0

ABSOLUTE MZ ENVELOPE
(WITH LOAD NO.)

MAX FORCE/ MOMENT SUMMARY (KNS-METRE)

	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	MOMENT-Y	MOMENT-Z
VALUE	-201.4	0.0	0.0	0.0	0.0
LOCATION	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
LOADING	10	0	0	0	0

DESIGN SUMMARY (KNS-METRE)

RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
PASS	TENSION	0.441	10
201.41 T	0.00	0.00	0.52

58 ST PIP E	PASS	TENSION	0.441	10
	20538.79 T	0.00	0.00	0.52

DESIGN STRENGTHS FOR MEMBER 58 UNITS - KIP IN

PNC=	17.00	PNT=	102.75	MNZ=	0.00	MNY=	0.00	VN=	0.00
------	-------	------	--------	------	------	------	------	-----	------

```

*****
MEMBER 131 * |=====| |===|
* |          | |      |
*          | |      |
DESIGN CODE * |          | |---Z|
LRFD 2001 * |=====| |===|
*
* |<---LENGTH (M)= 0.25 --->|
*****

```

```

PROPERTIES
IN CMS UNIT
-----
AX=0.1548E+2
AY=0.7742E+1
AZ=0.5665E+1
PY=0.1639E+2
PZ=0.8357E+2
RY=0.1362E+1
RZ=0.5934E+1

```

```

PARAMETER          0.0 (KNS-METRE)
IN KNS  CMS      |L12|
-----+-----+
KL/R-Y= 18.36    |    |
KL/R-Z= 4.21    |    |
UNL = 25.00     |    |
CB = 1.00      |    |
PHIC = 0.85    |    |
PHIB = 0.90    |    |
FYLD = 24.81   |    |
NSF = 1.00    |    |
DFF = 0.00    |    |
dff = 0.00    |    |

```

```

CAPACITIES
IN KNS METRE
-----
PNC=0.3190E+3
pnc=0.0000E+0
PNT=0.3457E+3
pnt=0.0000E+0
MNZ=0.1866E+2
mnz=0.0000E+0
MNY=0.2686E+1
mny=0.2132E+1
VN =0.1037E+3
vn =0.0000E+0

```

ABSOLUTE MZ ENVELOPE
(WITH LOAD NO.)

MAX FORCE/ MOMENT SUMMARY (KNS-METRE)

	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	MOMENT-Y	MOMENT-Z
VALUE	-0.5	0.0	4.7	2.1	0.0
LOCATION	0.0	0.0	0.3	0.3	0.0
LOADING	12	12	10	10	12

DESIGN SUMMARY (KNS-METRE)

RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
PASS	LRFD-H1-1B-C	0.794	10
0.00 C	2.13	0.00	0.25

```

131 ST C6X 8          PASS      LRFD-H1-1B-C      0.794      10
                   0.00 C          217.46          0.00      0.25

```

```

DESIGN STRENGTHS FOR MEMBER 131          UNITS - KIP IN
PNC= 71.72 PNT= 77.73 MNZ= 165.17 MNY= 23.77 VN= 23.32

```

MEMBER 132		Y	PROPERTIES		
DESIGN CODE			IN CMS UNIT		
LRFD 2001		==	---		
* <---LENGTH (M)= 0.25 --->			AX=0.1548E+2		
			AY=0.7742E+1		
			AZ=0.5665E+1		
			PY=0.1639E+2		
			PZ=0.8357E+2		
			RY=0.1362E+1		
			RZ=0.5934E+1		
PARAMETER			L12 CAPACITIES		
IN KNS CMS			IN KNS METRE		
+-----+			-----		
KL/R-Y=	18.36	L12	PNC=0.3190E+3		
KL/R-Z=	4.21	+	pnc=0.0000E+0		
UNL =	25.00	L12	PNT=0.3457E+3		
CB =	1.00	+	pnt=0.0000E+0		
PHIC =	0.85	L12	MNZ=0.1866E+2		
PHIB =	0.90	+	mnz=0.0000E+0		
FYLD =	24.81	L12 L12	MNY=0.2686E+1		
NSF =	1.00	+	mny=0.2272E+1		
DFF =	0.00	0.0	VN =0.1037E+3		
dff =	0.00		vn =0.0000E+0		
ABSOLUTE MZ ENVELOPE (WITH LOAD NO.)					
MAX FORCE/ MOMENT SUMMARY (KNS-METRE)					
	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	MOMENT-Y	MOMENT-Z
VALUE	-0.2	0.0	6.7	2.3	0.0
LOCATION	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
LOADING	12	12	10	10	12

DESIGN SUMMARY (KNS-METRE)					
	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION	
	PASS	LRFD-H1-1B-C	0.846	10	
	0.00 C	2.27	0.00	0.00	

132	ST C6X 8	PASS	LRFD-H1-1B-C	0.846	10
		0.00 C	231.69	0.00	0.00

DESIGN STRENGTHS FOR MEMBER 132 UNITS - KIP IN					
PNC=	71.72	PNT=	77.73	MNZ=	165.17
		MNY=	23.77	VN=	23.32

ANEXOS

Para poder comenzar con el análisis de nuestro puente es necesario conocer la geometría general del puente proporcionada en los siguientes datos:

Longitud del puente (L) = 15.00 m.

Ancho del puente (B) = 1.20 m.

Altura ó proyección vertical del cable lateral (R) = 2.50 m, la cual estará en función de la longitud según se enlistan en la siguiente tabla.

Longitud (m)	Altura (m)
1.50 a 35.00	2.50
35.10 a 60.00	4.00
60.10 a 90.00	6.00
90.10 a 120.00	8.00
120.10 a 200.00	10.00

Proyección horizontal del cable lateral (K) = 2.50 m.

Ángulo formado entre la horizontal y el cable lateral (B) = 45°

Flecha del cable: $f = \frac{L}{15}$ $f = \frac{15}{15} = 1\text{m.}$

En seguida se enlistan las propiedades de los materiales a emplear que estarán soportados por el cable principal:

Madera de pino de primera, cuyas dimensiones (l*a*e) propuestas son 1.20*0.25*0.032 m, $\gamma=1000 \text{ Kg./m}^3$.

Canal de sección: CE 152×12.28

Ángulo de sección: LI 25×25×6

Cable principal de diámetro $\varnothing = 0.025 \text{ m.}$, $F_y = 10\,550 \text{ Kg./cm}^2$.

Cable secundario de diámetro $\varnothing = 0.0064 \text{ m.}$, $F_y = 10\,550 \text{ Kg./cm}^2$.

Una vez definidos se procede a realizar un análisis de carga.

Material	Peso	Largo (m.)	Ancho (m.)	Espesor (m.)	W (Kg.)
Madera	1 000 Kg./m ³	15.00	1.20	0.032	576.00
CE 152*12.28	12.28 Kg./m.	30.00	-	-	368.40
LI 25*25*6	2.22 Kg./m.	33.28	-	-	73.88
Cable principal	2.48 Kg./m.	44.52	-	-	110.41
Cable secundario	0.15 Kg./m.	29.96	-	-	4.49
				W =	1132.78
				+ 20%	226.56
				CM =	1359.34
				CV =	7020.00
				W _T =	8379.34

Tomando en cuenta que la carga estará soportada por dos cables principales la carga total (W_T) se dividirá entre dos y además entre la longitud total del puente quedando como sigue:

$$\omega = \frac{W_T}{2L} = \frac{8379.34}{2 \times 15} = 279.31 \text{ Kg./m.} \quad \text{por lo que la carga } \omega = 280 \text{ Kg./m.}$$

Con lo anterior se procede al análisis y diseño del cable.

A) Longitud del cable principal.

$$L_{C.P.} = L \left[1 + \frac{8 \left(\frac{f}{L} \right)^2}{3} \right] = 15 \left[1 + \frac{8 \left(\frac{1}{15} \right)^2}{3} \right] = 15.18 \text{ m.}$$

B) Fuerzas en el cable principal.

$$H_M = \frac{\omega L^2}{8f} = \frac{280 \times 15^2}{8 \times 1} = 7875 \text{ Kg.}$$

$$A = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{\omega L}{2H_M} \right) = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{280 \times 15}{2 \times 7875} \right) = 14^\circ 55' 53.1''$$

$$T_M = \frac{H_M}{\text{Cos } A} = \frac{7875}{\text{Cos } 14^\circ 55' 53.1''} = 8150.19 \text{ Kg.}$$

$$V_M = \sqrt{(T_M)^2 - (H_M)^2} = \sqrt{(8150.19)^2 - (7875)^2} = 2100 \text{ Kg.}$$

C) Longitud del cable lateral.

$$L_{C.L.} = \frac{K}{\text{Cos } B} = \frac{2.50}{\text{Cos } 45} = 3.54 \text{ m.}$$

D) Fuerzas en el cable lateral.

Considerando que la H_M es igual H_S se tiene que:

$$T_S = \frac{H_S}{\text{Cos } B} = \frac{7875}{\text{Cos } 45} = 11136.93 \text{ Kg.}$$

$$V_S = T_S \text{ Sen } B = 11136.93 \text{ Sen } 45 = 7875 \text{ Kg.}$$

Debido a que la $T_S > T_M$, se elige el valor de 11136.93 Kg. para diseñar la sección del cable.

$$T_\mu = T \times 1.4 = 11136.93 \times 1.4 = 15591.70 \text{ Kg.}$$

$$A_g = \frac{T_\mu}{\phi_t F_y} = \frac{15591.70}{0.9 \times 10550} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4A_g}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1.64}{\pi}} = 1.45 \text{ cm.} \approx 5/8'' = 1.59 \text{ cm.}$$

Comparando la carga de ruptura del cable calculado se obtiene que ésta es de 15.10 Ton < a la T_μ , comparando también la carga de ruptura de la sección del cable propuesto de $\emptyset = 0.025$ se tiene que ésta es de 37.90 Ton. por lo que se acepta el diámetro propuesto primera.

Para determinar la sección de los cables secundarios se considerará que la carga ω se encuentra soportada por dos cables cuya separación será igual a 2.00 m., según los siguientes cálculos:

$$W = \omega \ell = 280 * 2 = 560 \text{Kg. y soportada por dos cables } W = \frac{560}{2} = 280 \text{ Kg. queda}$$

$$W_{\mu} = W \times 1.4 = 280 \times 1.4 = 392 \text{ Kg.}$$

$$A_g = \frac{W_{\mu}}{\phi_t F_y} = \frac{392}{0.9 \times 10550} = 0.041 \text{ cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4 A_g}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.041}{\pi}} = 0.23 \text{ cm. } \approx 1/8'' = 0.32 \text{ cm., consideramos que el diámetro}$$

propuesto es correcto.

Enseguida se procede a calcular las fuerzas de viento que afectarán a la estructura.

A) Velocidad de diseño.

$$V_D = F_T F_{\alpha} V_R$$

Donde: $V_R = 200 \text{ Km./hr.}$

$$F_T = 1.0$$

$$F_{\alpha} = F_C F_{rz}$$

Donde: $F_C = 0.9$

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{Z}{\delta} \right]^{\alpha}$$

Donde: $Z = 20 \text{ m.}$

$$\delta = 200 \text{ m.}$$

$$\alpha = 0.193$$

$$\therefore F_{rz} = 1.56 \left[\frac{20}{200} \right]^{0.193} = 1.0$$

$$\Rightarrow F_{\alpha} = 0.9 \times 1.0 = 0.9$$

$$\Rightarrow V_D = 1.0 \times 0.9 \times 200 = 180 \text{ Km./hr.}$$

B) Presión dinámica de base ó Carga Viva Instantánea ($CV_{INST.}$)

$$CV_{INST.} = 0.0048 G V_D^2$$

$$\text{Donde: } G = \frac{0.392 \Omega}{273 + \tau}$$

Donde: $\Omega = 760 \text{ mm. de Hg}$

$$\tau = 33^{\circ}\text{C}$$

$$\therefore G = \frac{0.392 \times 760}{273 + 33} = 0.9736$$

$$\Rightarrow CV_{INST.} = 0.0048 \times 0.9736 \times 180^2 = 151.41 \text{ Kg./m}^2$$

C) Presión en la dirección del viento en los distintos elementos.
Dirección X.

C.1) Piso del puente.

$$p_x = CV_{INST.} C_x$$

$$p_x = 151.41 \times 0.65 = 98.42 \text{ Kg./m}^2 \Rightarrow \text{desde } 0 \leq X \leq 3.75 \text{ m.}$$

$$p_x = 151.41 \times 0.40 = 60.56 \text{ Kg./m}^2 \Rightarrow \text{desde } 3.75 \leq X \leq 7.50 \text{ m.}$$

$$p_x = 151.41 \times 0.20 = 30.28 \text{ Kg./m}^2 \Rightarrow \text{desde } 7.50 \leq X \leq 15.00 \text{ m.}$$

C.2) Cable principal.

$$W_{X.C.P.} = CV_{INST.} C_{C.P.} d$$

$$\text{Donde: } C_{C.P.} = 0.5$$

$$d = 0.025 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow W_{X.C.P.} = 151.41 \times 0.5 \times 0.025 = 1.89 \text{ Kg./m.}$$

C.3) Cable secundario.

$$W_{X.C.S.} = CV_{INST.} C_{C.S.} d$$

$$\text{Donde: } C_{C.S.} = 1.2$$

$$d = 0.0064 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow W_{X.C.S.} = 151.41 \times 1.2 \times 0.0064 = 1.16 \text{ Kg./m.}$$

Dirección Z.

C.4) Piso del puente.

$$p_z = CV_{INST.} C_z$$

$$\text{Donde: } C_z = 0.7$$

$$\Rightarrow p_z = 151.41 \times 0.7 = 105.99 \text{ Kg./m}^2$$

C.5) Cable principal.

$$W_{Z.C.P.} = CV_{INST.} C_{C.P.} d$$

$$\text{Donde: } C_{C.P.} = 1.2$$

$$\Rightarrow W_{Z.C.P.} = 151.41 \times 1.2 \times 0.025 = 4.54 \text{ Kg./m.}$$

C.6) Cable secundario.

$$W_{Z.C.S.} = CV_{INST.} C_{C.S.} d$$

$$\text{Donde: } C_{C.S.} = 1.2$$

$$\Rightarrow W_{Z.C.S.} = 151.41 \times 1.2 \times 0.0064 = 1.16 \text{ Kg./m.}$$

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS ISOSTÁTICAS

TEMA 4: CABLES

1.4.1.- INTRODUCCIÓN.- Los cables se utilizan como elementos de diferentes estructuras de ingeniería, como son:

- Puentes colgantes
- Grúas
- Teleféricos
- Edificación
- Etc.
- Líneas de transmisión de energía eléctrica
- Tensoros para torres elevadas
- Elevadores

Los cables son de materiales metálicos, fibras vegetales o fibras sintéticas. Para el diseño de estas estructuras se necesita conocer las relaciones entre la fuerza de tensión, longitud del tramo, flecha y longitud de los cables. Para determinar estas cantidades se estudia al cable como un cuerpo rígido en equilibrio.

Para facilitar los cálculos, el modelo del sistema estructural se supondrá que cumple con las siguientes hipótesis:

- a) El cable es perfectamente flexible, es decir, que debido a su flexibilidad, su resistencia a la flexión es tan pequeña que puede despreciarse. Por tanto, el momento flexionante y la fuerza cortante en cualquier sección transversal de un cable valen cero; el único elemento mecánico que puede transmitir es la fuerza normal positiva, es decir, fuerza de tensión, en la dirección de éste.
- b) El cable es perfectamente inextensible, es decir, no se alarga, o dicho de otra manera, su longitud es constante antes y después de aplicarse la carga. Debido a esta hipótesis, una vez aplicada la carga, la geometría del cable se mantiene fija, y el cable o una de sus partes, puede considerarse como cuerpo rígido.

1.4.2.- CLASIFICACIÓN DE LOS CABLES.- Los cables se clasifican según el tipo de carga que actúa sobre ellos, denominándose:

- 1.- Cable de elementos rectilíneos, si soporta cargas concentradas (fig. 1.4.1a).
- 2.- Cable parabólico, si soporta una carga uniformemente distribuida, según el eje horizontal (fig. 1.4.1b)
- 3.- Cable catenario, si soporta una carga uniformemente distribuida, según el eje del cable (fig. 1.4.1c).
- 4.- Cable elíptico, si soporta cargas uniformemente distribuidas en forma creciente hacia los extremos (fig. 1.4.1d)

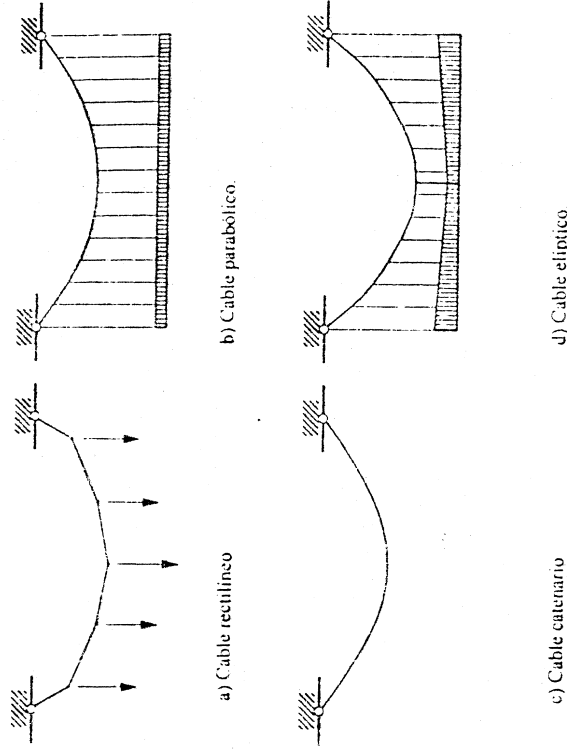


Figura 1.4.1 Tipos de cables.

1.4.4 CABLE PARABÓLICO.

PROBLEMA TIPO El cable de un puente colgante soporta la mitad de carga uniformemente distribuida que actúa sobre la superficie de un camino entre las dos pilas A y B. Considere que ésta carga incluye el peso propio y la carga viva denotemósta w_0 . Determine:

- La ecuación del cable $y = ?$
- La fuerza mínima de tensión. $H = ?$
- La máxima fuerza de tensión en el cable. $T_{\text{máx}} = ?$
- El ángulo máximo de inclinación. $\theta_{\text{máx}} = ?$
- La longitud del cable. $S = ?$

Datos:

- l : longitud del claro.
- f : flecha
- ver figura 1.4.16

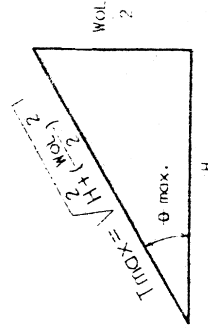
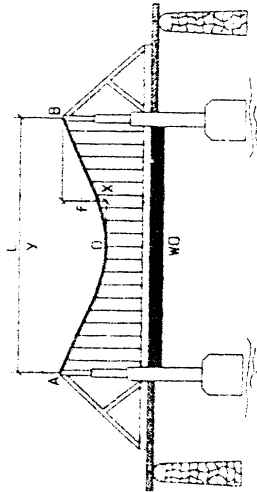


Figura 1.4.16

SOLUCIÓN A)

El origen del sistema de coordenadas se coloca en el centro del cable. La curva del cable se encuentra aplicando la ecuación diferencial del cable 1A. Estableciendo que $w(x) = w_0$.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{w_0}{H}$$

esta ecuación diferencial se resuelve integrándola dos veces.

$$y = \left[\frac{1}{H} \left(\frac{w_0 x^2}{2} \right) + C_1 x + C_2 \right] \quad (1)$$

Las constantes de integración C_1 y C_2 se determinan empleando las condiciones de frontera:

$$y = 0 \quad \text{en} \quad x = 0, \quad y$$

$$\frac{dy}{dx} = 0 \quad \text{en} \quad x = 0.$$

Sustituyendo las condiciones de frontera en la ecuación (1) se obtienen las constantes:

$$C_1 = C_2 = 0.$$

Por tanto, la curva del cable se obtiene con la siguiente función:

$$y = \frac{w_0 x^2}{2H} \quad (2)$$

Esta representa una PARABOLA.

SOLUCIÓN B)

Fuerza mínima de tensión. $H = ?$

La fuerza constante H se obtiene mediante las condiciones de frontera:

$$y = f \quad \text{en} \quad x = \frac{l}{2}.$$

por tanto,

$$H = \frac{w_0 l^2}{8f} \quad \text{RESP.} \quad (3)$$

al sustituir el valor obtenido de H en la ecuación (2), queda

$$y = \frac{4f^2}{L^2} \quad (4)$$

SOLUCIÓN C)

La máxima fuerza de tensión en el cable se determina utilizando la ecuación (3).

$$T = \frac{H}{\cos \theta}$$

T_{max} se presentará cuando el ángulo θ es máximo, esto es en el

punto B, figura 5

pero:

$$\frac{dy}{dx} = \tan \theta \quad \frac{dy}{dx} \Big|_{max} = \tan \theta_{max}$$

y

$$\frac{dy}{dx} = \frac{w_0 x}{H} \quad \frac{dy}{dx} \Big|_{max} = \frac{w_0 x}{H} \Big|_{max} = \frac{w_0 L}{2H}$$

igualando queda:

$$\theta_{max} = \tan^{-1} \left(\frac{w_0 L}{2H} \right) \quad (5)$$

$$T_{max} = \frac{H}{\cos(\theta_{max})} \quad (6)$$

Utilizando el triángulo de fuerzas indicado en la figura 5 y basado en ésta figura, la ecuación (6), puede escribirse de la manera siguiente:

$$T_{max} = \sqrt{H^2 + \left(\frac{w_0 L}{2} \right)^2}$$

Sustituyendo el valor de H expresado por la (3), queda:

$$T_{max} = \frac{w_0 L}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{L}{4f} \right)^2} \quad \text{RESP.}$$

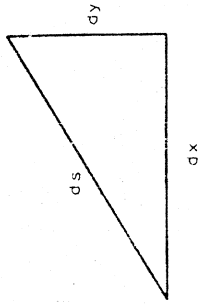


Figura 1-4.17

SOLUCIÓN E)

Longitud del cable $S = ?$

Para un segmento diferencial de longitud de cable, se tiene:

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

De ésta expresión se obtiene, la longitud total del cable, S , mediante integración, ésta es:

$$S = \int ds = 2 \int_0^L \sqrt{1 + \left(\frac{w_0 x}{H} \right)^2} dx$$

Al integrar y sustituir los límites indicados se obtiene el siguiente resultado:

$$S = \frac{L}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{w_0 L}{2H} \right)^2} + \left(\frac{H}{w_0} \right) \operatorname{scnh}^{-1} \left(\frac{w_0 L}{2H} \right)$$

Sustituyendo el valor de H , de la ecuación (3), se obtiene:

$$S = \frac{L}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{L} \right)^2} + \frac{L}{4f} \operatorname{scnh}^{-1} \left(\frac{4f}{L} \right) \quad \text{RESP.}$$

1.4.5 LONGITUD DE CABLE PARABÓLICO.

S = ?

La longitud del cable, S, se obtiene integrando un elemento diferencial de longitud del cable, de la siguiente manera:

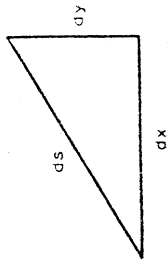


Figura 1.4.18

empleando el teorema de pitágoras en el elemento diferencial de cable mostrado en la figura 1.4.18 se tiene:

$$(ds)^2 = (dx)^2 + (dy)^2$$

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

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

pero la ecuación de la curva del cable, es la parábola definida por la ecuación (2), es decir:

$$y = \frac{w_0 x^2}{2H}$$

derivándola con respecto a x se tiene:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{w_0 x}{H}$$

sustituyendo este valor de la ecuación (a), e integrándola se tiene:

$$S = \int_0^L ds = 2 \int_0^L \sqrt{1 + \left(\frac{w_0 x}{H}\right)^2} dx \quad (b)$$

al integrar y sustituir los límites indicados se obtiene el siguiente resultado:

$$S = \frac{L}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{w_0 L}{2H}\right)^2} + \frac{H}{w_0} \operatorname{senh}^{-1} \left(\frac{w_0 L}{2H} \right) \quad (A)$$

sustituyendo el valor de H, de la ecuación (3), se obtiene:

$$S = \frac{L}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{4F}{L}\right)^2} + \frac{L}{4F} \operatorname{senh}^{-1} \left(\frac{4F}{L} \right) \quad (B)$$

De las tablas de integrales se encuentra otra forma de presentar la integral de la ecuación (b)

$$S = \int_0^L ds = 2 \int_0^L \sqrt{1 + \left(\frac{w_0 x}{H}\right)^2} dx$$

otra manera de presentar ésta expresión es:

$$S = \left(\frac{2w_0}{H}\right) \int_0^L \left[\left(\frac{H}{w_0}\right)^2 + x^2 \right] dx$$

del manual de matemáticas se encuentra la siguiente solución

$$S = \left(\frac{2w_0}{H}\right) \left\{ \frac{1}{2} x \sqrt{\left(\frac{H}{w_0}\right)^2 + x^2} + \left(\frac{H}{w_0}\right) \operatorname{arctg} \left[x + \sqrt{\left(\frac{H}{w_0}\right)^2 + x^2} \right] \right\}_0^L$$

sustituyendo límites,

$$S = \left(\frac{2w_0}{H}\right) \left\{ \frac{1}{2} \left[\left(\frac{L}{2}\right) \sqrt{\left(\frac{H}{w_0}\right)^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} + \left(\frac{H}{w_0}\right) \operatorname{arctg} \left[\left(\frac{L}{2}\right) + \sqrt{\left(\frac{H}{w_0}\right)^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} \right] - \left(\frac{H}{w_0}\right) \operatorname{arctg} \left(\frac{H}{w_0}\right) \right] \right\}$$

simplificando,

$$S = \left(\frac{w_0}{H}\right) \left\{ \left(\frac{L}{2}\sqrt{\frac{H}{w_0}}\right)^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2 + \left(\frac{H}{w_0}\right)^2 \ln \left[\frac{L}{2} + \sqrt{\frac{H}{w_0}} \left(\frac{L}{2}\right)^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2 \right] - \left(\frac{H}{w_0}\right)^2 \ln \left(\frac{H}{w_0}\right) \right\}$$

ECUACION (C)

Si se sustituye $H = \frac{w_0 L}{8f}$, y simplificando se tiene:

$$S = \frac{L}{2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{4f}{L}\right)^2} + \frac{L}{4f} \ln \left[\frac{L}{2} + \frac{L}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{L}{4f}\right)^2} \right] - \frac{L}{4f} \ln \left(\frac{L^2}{8f}\right) \right]$$

ECUACION (D)

Las ecuaciones C y D son soluciones de la integral que nos define la longitud del cable, como es de tipo logaritmico es de difícil aplicación práctica, siendo conveniente cambiar dicha integral a una serie convergente y luego integrarla término a término.

$$S = 2 \int_0^L \sqrt{1 + \left(\frac{w_0 x}{H}\right)^2} dx$$

de la expansión en serie

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

La integral puede escribirse como:

$$S = 2 \int_0^L \left\{ 1 + \left[\frac{1}{2}\right]\left(\frac{w_0 x}{H}\right)^2 + \left[\frac{1}{2}\right]\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{w_0 x}{H}\right)^4 + \dots \right\} dx$$

$$S = 2 \int_0^L \left\{ x + \left[\frac{w_0 x^3}{2H^2}\right]\left(\frac{x^3}{3}\right) + \left[\frac{w_0}{8H}\right]\left(\frac{x^5}{5}\right) + \dots \right\}$$

Sustituyendo límites y simplificando.

$$S = L \left[1 + \frac{(w_0 L)^2}{24H^2} - \frac{(w_0 L)^4}{640H^4} + \dots \right]$$

de la ecuación (3) se tiene $\frac{w_0}{H} = \frac{8f}{L^2}$, sustituyendo queda despues de simplificar.

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

Al examinar las propiedades de esta serie, se encuentra que converge cuando $\frac{f}{L} < \frac{1}{4}$, es decir cuando $f < \frac{L}{4}$

En la mayoría de los casos prácticos f es mucho menor que $\frac{L}{4}$, por tanto, los tres terminos de la ecuación dan una aproximación conveniente.

1.4.5.1 CALCULO DE LA LONGITUD DEL CABLE PARABÓLICO EN FUNCIÓN DE UNO DE SUS APOYOS, B(b, f₁).

Implementando la ecuación E, a nuestro caso en particular, queda:

$$Sb = \frac{S}{2} \left[f_1 + L + 2b - a - h \right]$$

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

despejando a S, sustituyendo L, 2b, y simplificando queda:

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

converge para valores de $\frac{f}{b} < \frac{1}{2}$

1.4.5.2 CALCULO DE LONGITUD DE UN ARCO PARABÓLICO A PARTIR DEL VERTICE HASTA UN PUNTO P(x,y)

La expresión general adopta la forma:

$$S = x \left[1 + \left(\frac{2}{3} \left(\frac{y}{x} \right)^2 - \left(\frac{2}{3} \right) \left(\frac{y}{x} \right)^4 + \dots \right) \right]$$

converge para valores $\frac{y}{x} < \frac{1}{2}$

1.4.6 CABLE PARABÓLICO APOYOS A DIFERENTE NIVEL.

La ecuación diferencial del cable (1A), deducida anteriormente puede aplicarse al cable mostrado en la figura 1.4.20, éste soporta una carga de intensidad w_0 , uniformemente distribuida con respecto al claro horizontal l , al aplicar la ecuación (1A) ésta queda como:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{w_0}{H} \quad (1)$$

esta ecuación se resuelve integrandola dos veces con respecto a la variable x , y determinando las constantes de integración, por medio de valores en la frontera se obtiene

$$y = \frac{w_0 x^2}{2H} \quad \text{Esta ecuación representa una parábola.} \quad (2)$$

Ecuación de la curva que adopta el cable

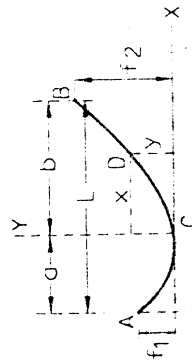


Figura 1.4.20

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS ISOSTÁTICAS TEÓDULO GRAVE PÁEZ.

Por equilibrio en cualquier punto del cable la fuerza de tensión vale:

$$T = \sqrt{H^2 + (w_0 x)^2} \quad (3)$$

al dar los valores a la ecuación anterior se obtiene:

Si $x = 0$; $T = H$ Punto B.

Si $x = a$; $T = \sqrt{H^2 + (w_0 a)^2}$ Punto A.

Si $x = b$; $T = \sqrt{H^2 + (w_0 b)^2}$ Punto H.

se observa que la fuerza de tensión es mínima cuando $x = 0$, y máxima cuando $x = a$ ó $x = b$.

Las distancias a y b se puede determinar siguiendo el procedimiento que a continuación se indica:

- Localizar el punto más bajo C del cable.
- Se utiliza la ecuación (2) para el tramo AC y el BC del cable, observándose que:

Si	$x = a$	$y = f_1$
Si	$x = b$	$y = f_2$
- Sustituyendo valores se obtiene:

$$f_1 = \frac{w_0 a^2}{2H} \quad f_2 = \frac{w_0 b^2}{2H}$$

- restando de f_1 y f_2 queda:

$$f_2 - f_1 = \frac{w_0 (b^2 - a^2)}{2H}$$

- Si $H = f_2 - f_1$, la ecuación queda:

$$h = \frac{w_0 (b^2 - a^2)}{2H}$$

- por geometría también se tiene

$$a \cdot b = l$$

- Resolviendo éstas dos últimas ecuaciones se tiene:

CABLES

$$a = \frac{L}{2} - \frac{H}{w_0 L} \quad b = \frac{L}{2} + \frac{H}{w_0 L} \quad (6)$$

- Sustituyendo las expresiones anteriores para b en la ecuación (5) de f_2 se obtiene una ecuación cuadrática de H :

$$H^2 - \frac{2w_0 L^2}{h^2} \left(f_2 - \frac{h}{2} \right) H + \frac{w_0 L^2}{4h^2} = 0$$

- Al resolverla queda:

$$H = \frac{w_0 L^2}{h^2} \left(f_2 - \frac{h}{2} + \sqrt{f_2} \right) \quad (7)$$

En esta ecuación se emplea el signo menos para todos los casos donde el vértice de la parábola queda entre los apoyos, mientras que el signo más se usará en los casos donde el vértice de la parábola queda del mismo lado de ambos apoyos.

En la mayoría de los problemas prácticos se tienen como datos:

1. L , el claro
2. f_1, f_2 : las flechas
3. w_0 : la intensidad de la carga uniformemente distribuida

Procedimiento de solución.

- Se calcula H T_{min} con la ecuación (7)
- Se calcula cualquiera de las cantidades previamente definidas en términos de H

EJEMPLO: Cable parabólico con apoyos a diferente nivel

EJEMPLO 17.- Un cable soporta una carga uniformemente distribuida con respecto a la horizontal de 450 Kg/m , como se muestra en la figura 1.4.21. Determine la máxima fuerza de tensión del cable.

DATOS

$T_{máx} \text{ ?}$
 $L = 8m$
 $f_1 = 1.50m$
 $f_2 = 3.00m$

FÓRMULAS

$$H = \frac{w_0 L^2}{h^2} \left(f_2 - \frac{h}{2} + \sqrt{f_2} \right)$$

$$b = \frac{L}{2} + \frac{Hh}{w_0 L}$$

$$T = \sqrt{H^2 + (w_0 x)^2}$$

$$T_{máx} = \sqrt{H^2 + (w_0 b)^2}$$

$w_0 = 450 \text{ Kg/m}$

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS ISOSTÁTICAS TEÓDULO GRAVE PÁEZ.

Sustitución

$$H = \left[\frac{450(8)^2}{(1.5)^2} \right] \left[3 - \left(\frac{1.5}{2} \right) - \sqrt{(1.5)(3)} \right]$$

Resultado

$$H = 1647 \text{ kg}$$

Sustitución

$$b = \left(\frac{8}{2} \right) + \left[\frac{1647(1.5)}{(450)(8)} \right]$$

Resultado

$$b = 4.69m$$

Sustitución

$$T_{máx} = \sqrt{H^2 + [(450)(4.69)]^2}$$

Resultado:

$$T_{máx} = 7b = 2.677 \text{ kg} \quad \text{Solución.}$$

Ejemplo 1.4.6.2.- Un cable soporta una carga uniformemente distribuida de 150 Kg/m a lo largo de un claro horizontal de $35m$, y está suspendido de dos puntos fijos como se muestra en la figura 1.4.22. Calcule la máxima fuerza de tensión que se presenta en el cable.

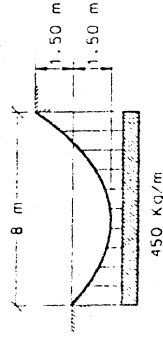


Figura 1.4.21

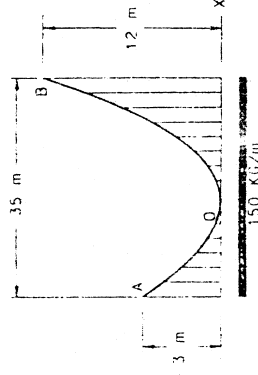


Figura 1.4.22

DATOS

$T_{\text{máx}} = ?$

$l = 35\text{m}$

$H = 3\text{m}$

$f_2 = 12\text{m}$

$w_0 = 150\text{kg/m}$

FORMULAS

$$H = \frac{w_0 l^2}{H^2} \left(f_1 - \frac{h}{2} \pm \sqrt{f_1^2} \right)$$

$$h = \frac{L}{2} + \frac{Hh}{w_0 l}$$

$$T = \sqrt{H^2 + (w_0 x)^2}$$

$$T_{\text{máx}} = \sqrt{H^2 + (w_0 b)^2}$$

Sustitución:

$$H = \left[\frac{15(35)^2}{(9)^2} \right] 12 - \left(\frac{9}{2} \right) - \sqrt{(3)(12)}$$

Resultado:

$H = 3403 \text{ kg}$

Sustitución:

$$b = \left(\frac{35}{2} \right) + \left[\frac{3403(9)}{(150)(35)} \right]$$

Resultado:

$b = 23.33\text{m}$

Sustitución:

$$T_{\text{máx}} = H + b = \sqrt{(3403)^2} + [(150)(23.33)] = 4882 \text{ kg. Solución.}$$

1.4.7 LONGITUD DEL CABLE PARABÓLICO APOYOS A DIFERENTE NIVEL.

La expresión que nos sirve para determinar la longitud del cable es:

$$S = \int_a^b \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} dx$$

en un ramo comprendido desde x_0 hasta x .

Pero $\frac{dy}{dx} = \frac{w_0 x}{H}$, y si se quiere toda la longitud del cable, entonces:

$x_0 = -a, y = x = b$; sustituyendo valores en la expresión anterior:

$$S = \int_a^b \sqrt{1 + \left(\frac{w_0 x}{H} \right)^2} dx$$

F

Otra forma más conveniente de determinar la longitud total del cable es determinar S_a, S_b , y obtener $S = S_a + S_b$. Para ello se emplea la ecuación E.

La longitud del cable del vértice a uno de sus apoyos B(b, f2), se determina:

$$S_b = h \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{f_2}{h} \right)^2 - \frac{2}{5} \left(\frac{f_2}{h} \right)^4 + \dots \right]$$

G

En forma similar, la longitud del cable del vértice al apoyo A(a, f1), se determina mediante la siguiente expresión:

$$S_a = a \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{f_1}{a} \right)^2 - \frac{2}{5} \left(\frac{f_1}{a} \right)^4 + \dots \right]$$

H

Finalmente la longitud total del cable se determina sumando los valores obtenidos de S_b y S_a de las ecuaciones G y H respectivamente mediante la suma:

$$S = S_a + S_b$$

I

EJEMPLO 19.- Calcular la longitud total del cable del ejemplo 1.4.6.1. Determinando S_a y S_b mediante el empleo de series convergentes.

DATOS:

$w_0 = 450 \text{ kg/m}$

$H = 1647 \text{ kg}$

$l = 8\text{m}$

$f_1 = 1.50\text{m}$

$f_2 = 3.00\text{m}$

$b = 4.69\text{m}$

$a = ?$

$h = ?$

FORMULAS:

$S = S_a + S_b$

$$S_a = a \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{f_1}{a} \right)^2 - \frac{2}{5} \left(\frac{f_1}{a} \right)^4 + \dots \right]$$

$$S_b = b \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{f_2}{b} \right)^2 - \frac{2}{5} \left(\frac{f_2}{b} \right)^4 + \dots \right]$$

$$a = \frac{L}{2} - \frac{Hh}{w_0 l}$$

$$h = f_2 - f_1$$

Sustitución:
 $h = 3.00 - 1.50$

Resultado
 $H = 1.50 \text{ m}$

Sustitución
 $a = \frac{8}{2} \cdot \frac{16+17(1.50)}{(4.50)(8)}$

Resultado
 $a = 3.31 \text{ m}$

Sustitución:
 $S_a = 3.31 \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{1.50}{3.31} \right)^2 - \frac{2}{5} \left(\frac{1.50}{3.31} \right)^4 + \dots \right]$

Resultado
 $S_a = 3.707 \text{ m}$

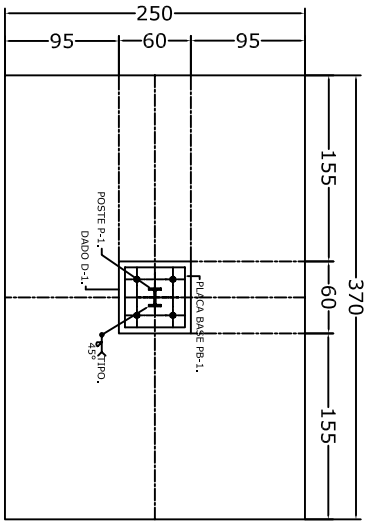
Sustitución
 $S_b = 4.69 \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{3}{4.69} \right)^2 - \frac{2}{5} \left(\frac{3}{4.69} \right)^4 + \dots \right]$

Resultado
 $S_b = 5.655 \text{ m}$

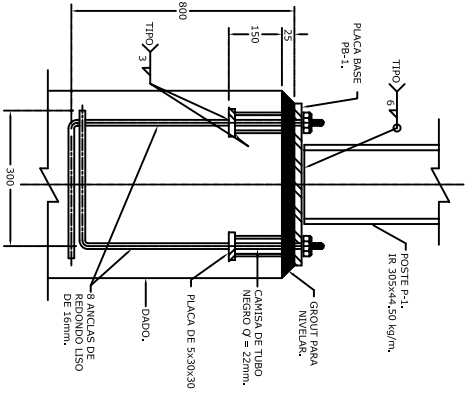
Finalmente:
 $S = S_a + S_b = 3.707 \text{ m} + 5.655 \text{ m}$

$S = 9.36 \text{ m}$

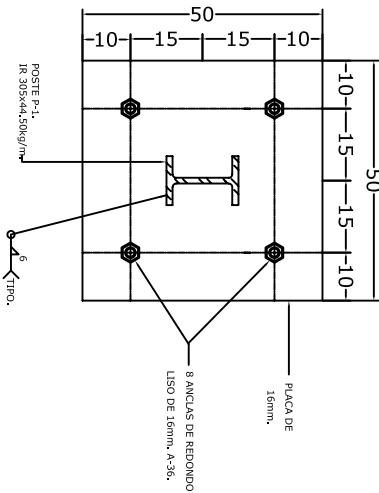
ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS ISOSTÁTICAS
TEÓDULO GRAVE PÁEZ



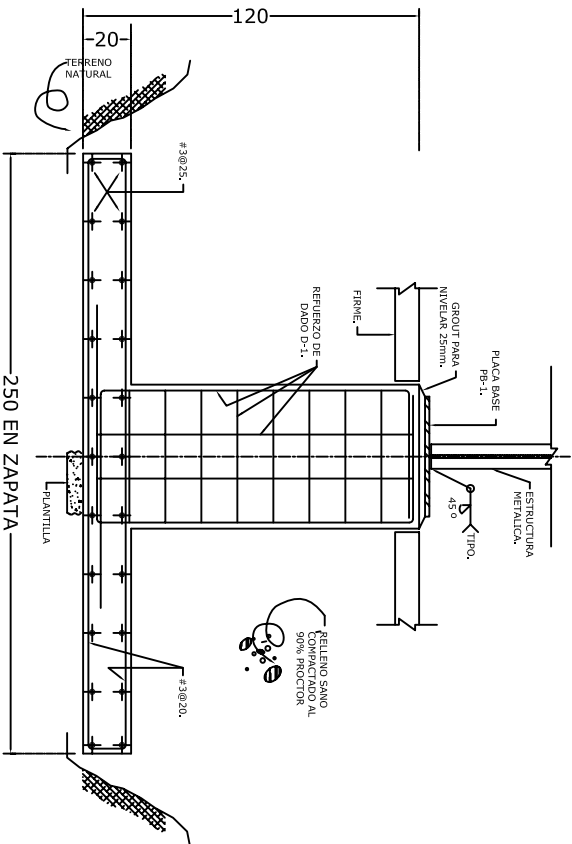
PLANTA DE ZAPATA.



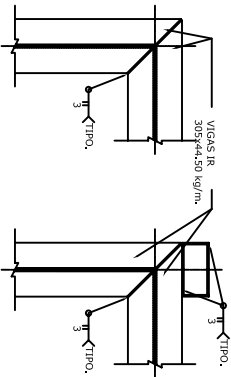
DETALLE ANCLAJE DE POSTE P-1 - TIPO-



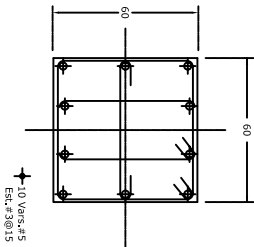
PLACA BASE PB-1.



SECCION DE ZAPATA.



DETALLES UNION DE MARCO.



DADO D-1.



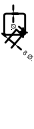
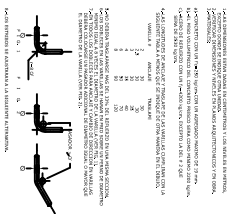
INTERCONEXIÓN DE ESTRUCTURAS
SOLUCIONES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

AV. COSTA MÉRIDA 1000
CALLE 15 N. 1515
SAN JOSÉ, COSTA RICA

Temática
"Guía para el diseño de puentes peatonales colgantes amarrados con cables en sección de empujamiento."

Notas Generales

PARA OTRAS OBRAS:



Especificaciones

1.- El puente debe ser diseñado para un periodo de vida útil de 100 años.

2.- El diseño debe considerar las acciones de viento, sismo y temperatura.

3.- El diseño debe considerar las acciones de viento, sismo y temperatura.

4.- El diseño debe considerar las acciones de viento, sismo y temperatura.

5.- El diseño debe considerar las acciones de viento, sismo y temperatura.

6.- El diseño debe considerar las acciones de viento, sismo y temperatura.

7.- El diseño debe considerar las acciones de viento, sismo y temperatura.

8.- El diseño debe considerar las acciones de viento, sismo y temperatura.

9.- El diseño debe considerar las acciones de viento, sismo y temperatura.

10.- El diseño debe considerar las acciones de viento, sismo y temperatura.

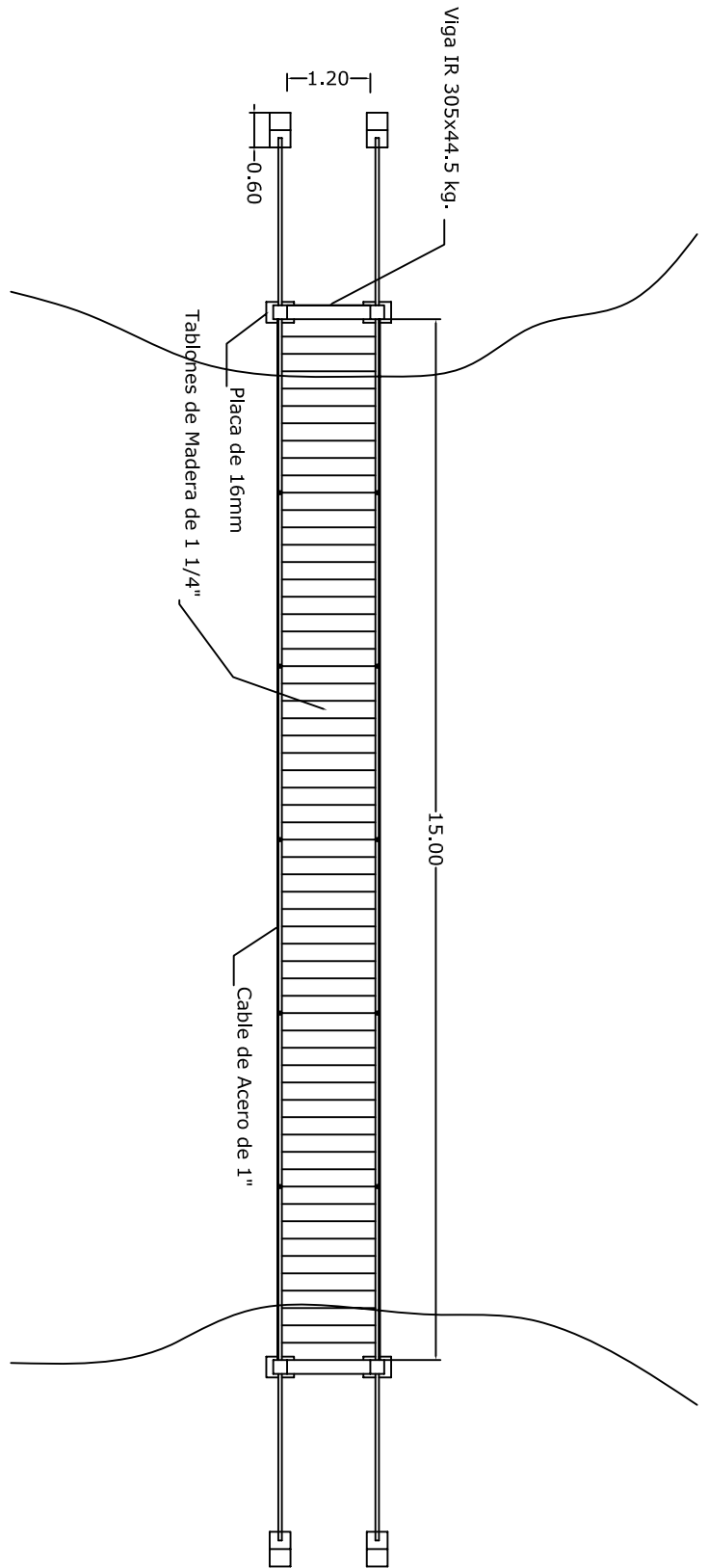
Sinómbolo

Puentes de diseño de un puente peatonal colgante
Puente Peatonal Colgante con un claro de 15 mts.
Estructural



TÍTULO:
 "Cálculo para el diseño de puentes
 peatonales colgantes amarrados
 por cables de acero" sección en casos de
 emergencia."

Notas Generales



VISTA SUPERIOR

Especificaciones
 EL NÚMERO DE CABLES SE
 DETERMINARÁ DE LA SIGUIENTE
 MANERA:
 NÚMERO DE CABLES= L/2.0+1

DISTANCIA ENTRE CABLES= L /#CABLES
 Los bastones serán tomados por un
 espacero de 4" y un ángulo por la cual pase
 el cable. Los bastones deberán tener un
 diámetro de 1/2" y un espesor de 1/4".
 Los bastones pueden cambiar de dimensión
 dependiendo el calibre del cable para
 sistema del puente.

Simbología

Pisos de diseño de un puente peatonal
 colgante
 Puente Pateonal Colgante
 con un claro de 15 mts.
Arquitectónico A1

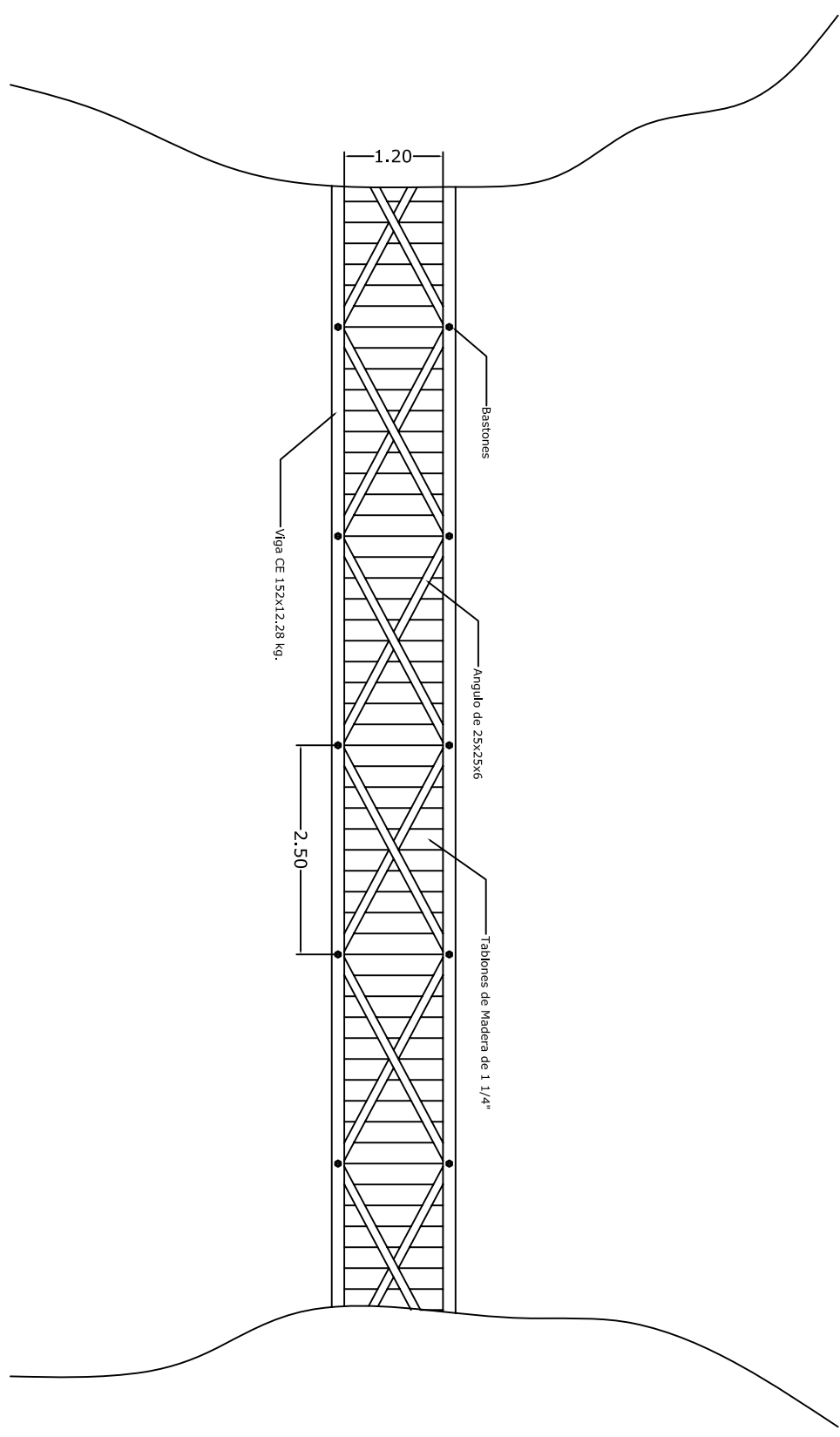
TÍTULO:
 "Cálculo para el diseño de puentes
 peatonales colgantes amarrados
 por cables en sección en caso de
 emergencia."

Notas Generales

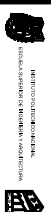
Especificaciones
 EL NÚMERO DE CABLES SE
 DETERMINARÁ DE LA SIGUIENTE
 MANERA:
 NÚMERO DE CABLES= L/2.0+1
DISTANCIA ENTRE CABLES= L/ #CABLES
 Los bastiones serán tomados por un
 espaciamiento de 4" y un ángulo por la cual pase
 los cables será de 45°. Los cables serán
 bastiones cuando cambie de dimensión
 dependiendo el calibre del de cable para
 sistema del puente.

Simbología

Puntos de diseño de un puente peatonal
 colgante
 Puente Peonatal Colgante
 con un claro de 15 mts.
Arquitectónico A2



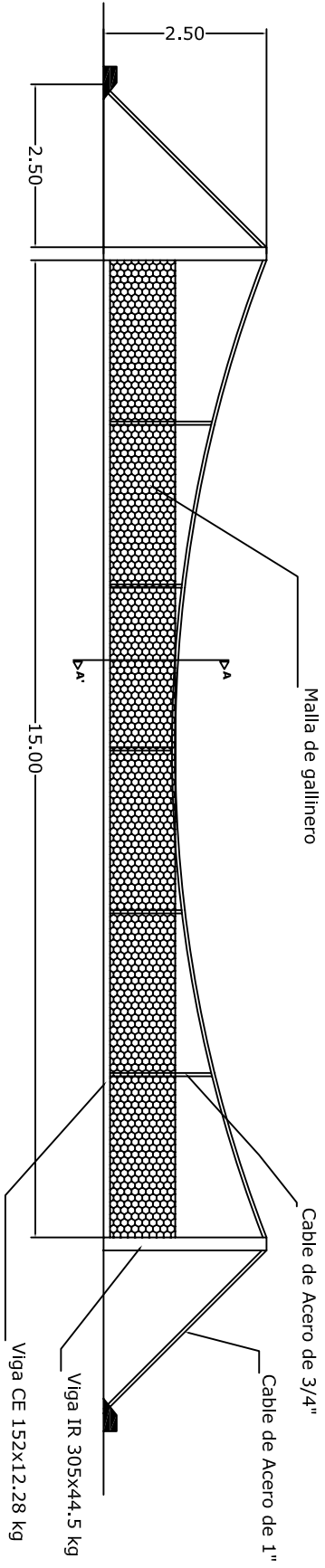
VISTA INFERIOR



INGENIERIA CONSULTORA
 SOLUCIONES EN INGENIERIA Y CONSTRUCCION
 S. DE RL DE CV
 C. DE LOS RIOS, 1000
 C. DE LOS RIOS, 1000

TÍTULO:
"Cálculo para el diseño de puentes peatonales colgantes en acero con un vano de 15 mts."
 "Cálculo para el diseño de puentes peatonales colgantes en acero con un vano de 15 mts." "Sección en caso de emergencia."

Notas Generales



VISTA LONGITUDINAL

Especificaciones
 EL NÚMERO DE CABLES SE DETERMINARÁ DE LA SIGUIENTE MANERA:
 NÚMERO DE CABLES= L/2.0+1

DISTANCIA ENTRE CABLES= L /#CABLES

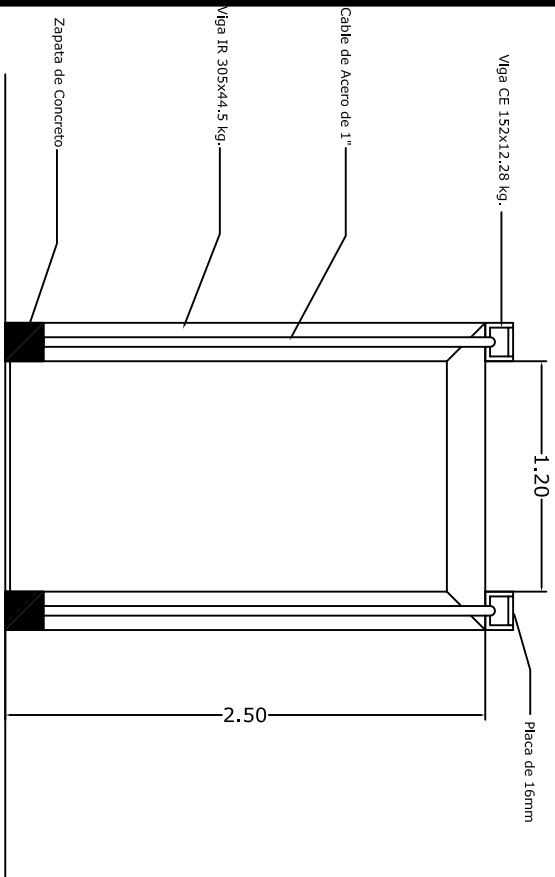
Los bastones serán tomados por un espacigado de 4" y un ángulo por la cual pase los cables. Los cables serán de 3/4" de diámetro. Los bastones tendrán un espacigado de 12.28 kg dependiendo el calibre del cable para sistema del puente.

Simbología

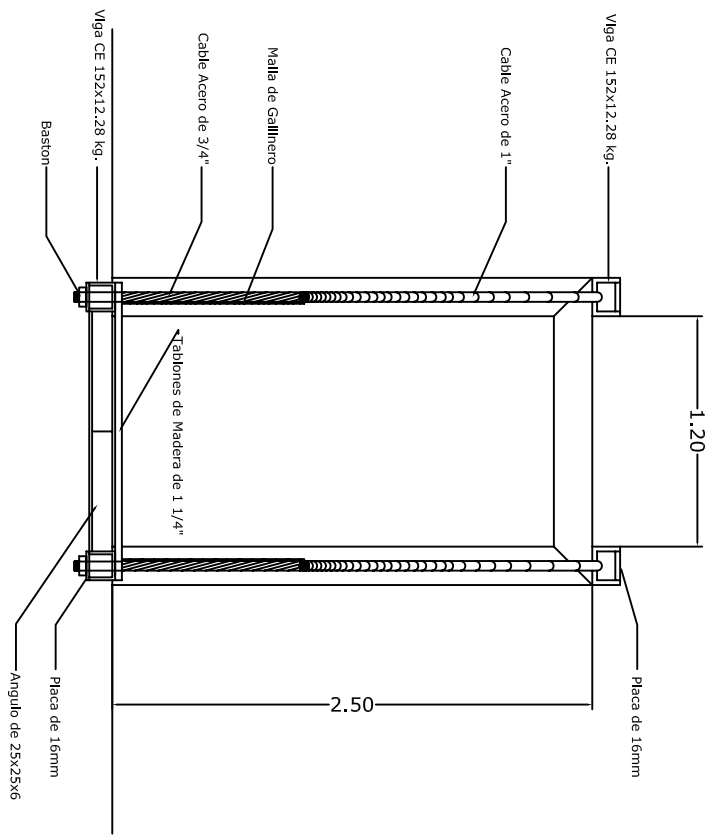
Plano de diseño de un puente peatonal colgante
 Puente Peatonal Colgante con un vano de 15 mts.
Arquitectónico A3

TÍTULO:
 "Guía para el diseño de puentes peatonales colgantes amarrados con cables en sección en caso de emergencia"

Notas Generales



VISTA TRANSVERSAL



CORTE A - A'

Especificaciones
 EL NÚMERO DE CABLES SE DETERMINARÁ DE LA SIGUIENTE MANERA:
 NÚMERO DE CABLES= L/2.0+1

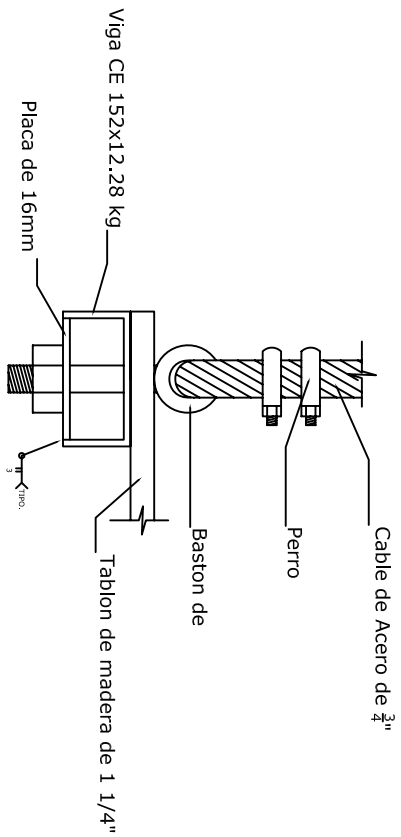
DISTANCIA ENTRE CABLES= L / #CABLES
 Los bastones serán tomados por un espacigador de 4" y un ángulo por la cual pase los cables. Los bastones tendrán un espacigador de 4" y un ángulo por la cual pase los cables. Dependiendo el calibre del cable para sistema del puente.

Simbología

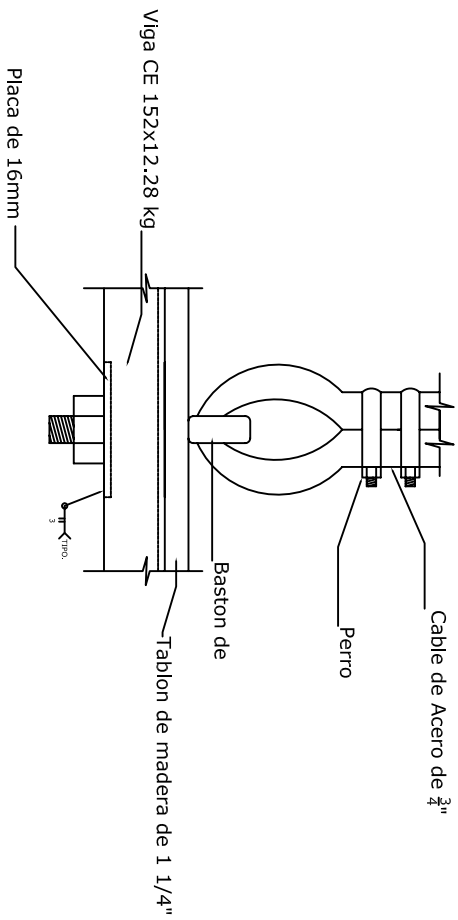
Puntos de diseño de un puente peatonal colgante
 Puente Peatonal Colgante con un vano de 15 mts.
Arquitectónico A4
 2023
 15 de mayo de 2023
 15 de mayo de 2023

CONEXION DE ELEMENTOS

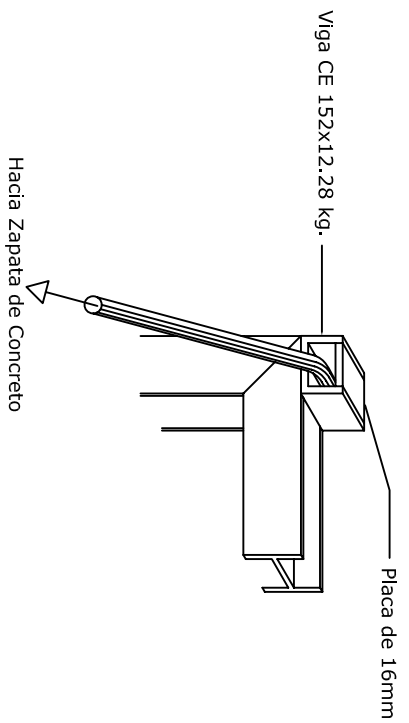
Vista Frontal



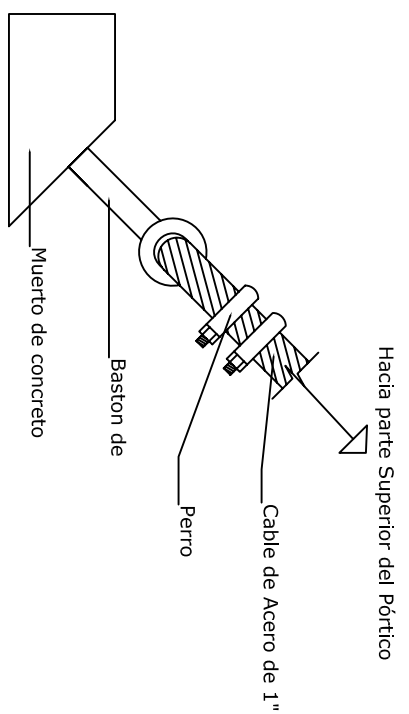
Vista Lateral



Detalle Parte Superior del Portico



Conexion de Cable a Zapata de Concreto



INSTITUCION EDUCACIONAL VILLA MARIA DEL ROSARIO S.A.
SODINSA S.A. INSTITUCION EDUCACIONAL VILLA MARIA DEL ROSARIO

Título: "Guía para el diseño de puentes peatonales colgantes amarrados por cables en sección en casos de emergencia"

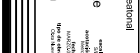
Notas Generales

Especificaciones
EL NÚMERO DE CABLES SE DETERMINARÁ DE LA SIGUIENTE MANERA:
NÚMERO DE CABLES= L/2.0+1

DISTANCIA ENTRE CABLES= L/CABLES
Los bastones serán tomados por un espaciamiento de 4" y un ángulo por el cual pase el cable de 15°. Los bastones cuando cambie de dimensión dependerán el calibre del cable para sistema del puente.

Simbología

Pisos de diseño de un puente peatonal colgante
Puente Peatonal Colgante con un claro de 15 mts.
Detalles de conexión



CONCLUSIONES

El motivo principal de la ingeniería es el proponer soluciones factibles de construir y que estén dentro de rangos económicos viables, que mejoren el nivel de vida de los ciudadanos de este país, creemos que hemos reunido lo esencial para transformar y dar un giro importante en lo que a puentes peatonales colgantes se refiere, considerando que en esta tesis hemos plasmado las bases necesarias para un análisis y diseño integro de este tipo de estructuras, de tal forma que su construcción sea económica, funcional y en el menor tiempo posible, lo cual servirá para llevar el apoyo oportuno a la gente que más lo necesite en tiempos de devastación, cuando los recursos son limitados y la ayuda es clave para la supervivencia de una sociedad que ha sido superada en sus estándares de seguridad por los embates de la naturaleza; o simplemente cuando se requiera un acceso que brinde un menor tiempo de traslado en las actividades cotidianas.

Proponemos además que en nuestro país se fomente una cultura de cuidado y mantenimiento de las estructuras civiles que nos permita conservarlas en buen estado por un mayor tiempo, así mismo difundir los programas de prevención y protección civil en cada comunidad, ya que el empleo de ambas medidas se vera reflejado en una mejor actuación de la sociedad.

Exhortamos a las autoridades competentes a invertir en investigación científica y tecnológica que permita desarrollar proyectos novedosos, como el que plasmamos en este documento, que contribuya a emplear técnicas constructivas propias del país, en las que se utilicen materiales fabricados en el mismo, sin tener que recurrir al uso de metodología extranjera que muchas veces no satisface nuestras necesidades y solo encarece la obra.

Durante el desarrollo de esta guía notamos la carencia de reglamentos, normas y manuales que establezcan los lineamientos en el análisis de puentes peatonales colgantes así como sus restricciones de diseño, es por ello que creemos como futuros profesionistas que se debe llevar a cabo una reforma en lo que a reglamentos nacionales compete, llevando con ello nuestra tecnología a otros países promoviendo la inversión para el desarrollo nacional.

En cuanto al empleo de programas computacionales de análisis y diseño, cabe destacar que éstos no desplazan el intelecto humano más bien sirven para ahorrar tiempo y poder obtener datos más precisos, ya que en esta guía pudimos observar que la propuesta de diseño por medios manuales se asemeja en mucho a los resultados obtenidos en el análisis por computadora, brindado dos formas distintas de análisis que no nos limiten en el uso de esta guía, de manera tal que queda al alcance de cualquier profesionista a fin a la carrera que cuente o no con los medios tecnológicos que existen en la actualidad, además el programa nos permite hacer interactuar a la estructura con una fuerza de viento pudiendo observar como se comporta el puente sin necesidad de realizar un modelo en un túnel de viento.

BIBLIOGRAFÍA

PUBLISHED BY THE AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS.
AUGUST 1997.

GUIDE SPECIFICATIONS FOR DESIGN OF PEDESTRIAN BRIDGES

ING. JOSÉ LUIS FLORES RUIZ
APUNTES DE ESTRUCTURAS VII
MÉXICO D.F.
ACADEMIA DE ESTRUCTURAS, E.S.I.A. ZACATENCO

PUGSLEY, ALFRED GRENVILLE.
THE THEORY OF SUSPENSION BRIDGES
PP.121-133

WALTER PODOLNY, JR. & JOHN B. SCALZY
AÑO 1976.
CONSTRUCTION AND DESIGN OF CABLE-STAYED BRIDGES
JOHN WILEY & SONS, A WILEY-INTERSCIENCE PUBLICATION
PP.166-187

HEATHROW, EDITED BY KEITH J. EATON
AÑO 1975.
PROCEEDINGS OF THE FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND EFFECTS ON BUILDINGS AND
STRUCTURES
CAMBRIDGE UNIVERSITY PRESS.
PP.259-269

DEMETRIOS E. TONIAS, P.E. PRESIDENT.
DESIGN, REHABILITATION AND MAINTENANCE OF MODERN HIGHWAY BRIDGES
HMC GROUP LTD. MC GRAW-HILL. INC.
PP. 97-111

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD.
AÑO 1993.
MANUAL DE DISEÑO POR VIENTO
MÉXICO D.F.

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD, INSTITUTO DE INVESTIGACIONES DE LA INDUSTRIA ELÉCTRICA.
AÑO 1970
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES.
MÉXICO
SECCIÓN B SOLICITACIONES.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
AÑO 1967.
BETON-CALENDER
BERLIN. MÜNCHEN.
PP.602-611

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS.
AÑO 1972.
WIND FORCES ON STRUCTURES
FINAL REPORT OF THE TASK COMMITTEE ON WIND FORCES OF THE COMMITTEE ON LOAD AND
STRESSES OF THE STRUCTURAL DIVISION.
NEW YORK.

PREM KRISHNA.
AÑO 1978.
CABLE-SUSPENDED ROOFS
MC GRAW-HILL BOOK COMPANY

R.C. HIBBELER.
INGENIERÍA MECÁNICA ESTÁTICA
PRENTICE HALL 7ª. EDICIÓN.
PP. 342-343

SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA
DIRECCIÓN GENERAL DE IRRIGACIÓN Y DRENAJE
DISEÑO DE PUENTES PARA VEHÍCULOS TOMO VI
MÉXICO
PP. 871-968

ING. JOSÉ LUIS FLORES RUIZ
APUNTES DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES
MÉXICO D.F.
ACADEMIA DE ESTRUCTURAS, E.S.I.A. ZACATENCO

SISTEMA NACIONAL DE PROTECCIÓN CIVIL, SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN Y CENAPRED.
AÑO 2000.
DIAGNÓSTICO DE PELIGROS E IDENTIFICACIÓN DE RIESGOS EN MÉXICO
MÉXICO D.F.

TEODULO GRAVE PÁEZ
ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS ISOSTÁTICAS
MÉXICO D.F.
ACADEMIA DE ESTRUCTURAS, E.S.I.A. ZACATENCO
PP. 54-70

BIBLIOGRAFÍA EN WEB

WWW.BRIDGEMEISTER.COM

WWW.CABLESDEACERO.COM.MX

WWW.CAMESA.COM.MX

WWW.BRANTACAN.CO.UK/OSCILLATION.HTM

WWW.TAMSA.COM.MX