

# II. ANÁLISIS

## A. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Inicialmente se realiza una investigación visual en varios sitios de la ciudad de Guatemala para detectar el problema, usando la experiencia en el uso de las pasarelas utilizadas como vías de circulación peatonal.

Se pretende encontrar las ventajas y desventajas evidentes en los diferentes tipos de puentes existentes.

Se toman los contactos con el personal de la EMPRESA METROPOLITANA REGULADORA DE TRANSPORTE, en la municipalidad de Guatemala, que es la encargada de regir la construcción de pasarelas.

Seguidamente se hace un trabajo de investigación bibliográfica con respecto a los demás aspectos necesarios para desarrollar el tema.

Se revisan manuales arquitectónicos como el del A.I.A. (American Institute of Architects) y manuales estructurales como el A.I.S.C. (American Institute of Steel Construction) y el A.C.I. (American Concrete Institute)

Después se procede a aplicar los conceptos tanto gráfica como numéricamente, elaborando cálculos matemáticos y planos a manera de formar el proyecto propuesto.

Finalmente se procede a colocar, en medios electrónicos, toda la información para su presentación final.

## B. MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

- Las normas urbanísticas que rigen el diseño, ubicación y construcción de pasarelas, dentro de las vías de circulación peatonales consideradas como áreas de uso público.
- Las normas arquitectónicas en diseño, planificación y construcción de pasarelas en donde se refiera a ergonometría, antropometría, funcionalidad, seguridad y materiales. Así como estética, en donde se involucra volumetría, flujos interiores, texturas, color, orientaciones, ventilación, iluminación, etc.
- Las especificaciones y reglas para el diseño estructural en metal y concreto siguiendo la tendencia del diseño por resistencia última,
- Las consideraciones y especificaciones en la construcción de puentes peatonales utilizados en nuestro país y otros países.

# 1. GENERALIDADES DE LA PLANIFICACIÓN URBANA.

Se pasa revista aquí a los preceptos que se deben considerar al diseñar una ciudad para que se entienda mejor cómo es que debe encuadrarse una pasarela dentro de la urbe. Servirá esto también como apoyo a quienes leyendo esta tesis quieran interesarse en el mundo del diseño urbano.

Primero la pregunta ¿Que es urbanismo o a qué se refiere? Rem Colhas decía en alguna ocasión que «La esencia de la cultura metropolitana es el cambio, un estado de movimiento continuo» Para la arquitectura lo urbano es un asunto que le incumbe sobremanera, de hecho la arquitectura surgió con el nacimiento de las primeras ciudades incluso ambos términos -ciudad y arquitectura- son casi sinónimos. Las obras arquitectónicas adornan las calles y las plazas de las ciudades desde los tiempos antiguos, por lo que ambos conceptos surgieron unidos como un todo orgánico. Sin embargo, a lo largo de los siglos, arquitectos y clientes empezaron, frontón con columnata, arco con bóveda, a construir edificios para su mayor pompa y boato. Al hacer esto, la naturaleza de la ciudad empezó a fragmentarse: ya no podía ser un todo orgánico si algunos edificios concretos expresaban la ambición personal de sus poderosos clientes.

Incluso así, el empleo de una estética común y de materiales locales, junto con el hecho de que, en las ciudades antiguas, todos se conocían, significó que hasta bastante tarde, hasta mediados del siglo XVIII concretamente, con la expansión de la Revolución Industrial desde Gran Bretaña, las ciudades de todo el mundo no eran, por lo general, muy diferentes a lo que habían sido cientos o miles de años antes, con la posible excepción de Roma y Estambul.

La llegada de la Revolución Industrial supuso la verdadera transformación de las ciudades, que en ocasiones cambiaron de una manera brutal se construyeron anchas carreteras y líneas ferroviarias que no solo dividieron algunos barrios, sino que además permitieron el transporte fácil de materiales de construcción de una parte a otra de un país y, finalmente, a través de todo el mundo. Las ciudades dejaron de tener un aspecto homogéneo tanto por las clases de piedras con las que construían como por los tipos de construcción. Con la industrialización surgieron rápidamente nuevos tipos de los que hoy llamamos edificios globales: estaciones de ferrocarril, talleres, mercados, fábricas, almacenes, hospitales, asilos, bibliotecas, instituciones, bloques de oficinas, grandes almacenes y edificios.

Sin embargo, con las prisas por construir este nuevo mundo moderno y cambiante, las normas de la planificación urbanística, las costumbres y reglas que se habían desarrollado a partir de la construcción de Jericó (hacia 7,000 antes de Cristo) se abandonaron. En numerosas ocasiones, los nuevos edificios y los grandes centros industriales se edificaban allá donde había terreno libre.

A partir de la insensible arquitectura moderna, las vías rápidas urbanas, muchas de ellas elevadas sobre pilotes de hormigón, la necesidad de construir suburbios y el subsiguiente declive de la vida cotidiana en los centros urbanos hizo que las ciudades ya no fuesen lugares para vivir y disfrutar. La ciudad empezaba a resquebrajarse. La ventaja es que actualmente la tendencia cierra la elíptica y parece que volvemos al plan original pues las nuevas generaciones están buscando hacer las ciudades para vivir y vivir bien más que solo para dormir en ellas. Esperemos que esto lleve a un cambio verdadero.

**a. LAS ÁREAS PÚBLICAS.** Las ciudades se dividen en espacios individuales o privados, semipúblicos y públicos. Pasando directamente al tema que interesa, los espacios públicos son zonas del entorno humano en las que el encuentro entre los miembros de una comunidad se da en forma indiscriminada pero bajo controles de orden general como es el caso de las plazas, mercados, parques, centros comerciales etc. La suma de espacios vitales constituye el espacio vital comunitario que engloba las actividades de una sociedad humana. El concepto de una estructura urbana surge como la necesidad de simplificar las múltiples partes y

complejas relaciones que componen la ciudad para la más fácil comprensión de la misma. Las actividades de la población que es la gran síntesis de todas las diversas acciones que los habitantes de una ciudad pueden realizar, tales como trabajar, recrearse, trasladarse, comerciar o hacer uso de servicios.

Dividiendo en cinco dichas actividades se tendrá: redes, comunicación, accesibilidad, actividades de la población y los espacios adaptados. De estos interesan los espacios adaptados que son todos los que dejan realizar las actividades de la población. Son abiertos, por lo tanto las calles, parques, plazas etc. No se puede obviar en ninguna planificación que las cinco divisiones mencionadas antes se interrelacionan de manera aleatoria por lo que su accesibilidad es muy importante y esta se lleva a cabo a través de los espacios adaptados para sus diferentes actividades.

Si se toma en cuenta que la población y las mercancías se mueven conectándose a través de las diferentes vías de transporte, tanto en vehículo como a pie, por lo que la accesibilidad se genera a partir de la posición de estos elementos dentro de la ciudad, generando dificultades o facilidades para que se interrelacionen.

Por lo ya mencionado de que las cinco subestructuras de la ciudad se relacionan aleatoriamente entre sí, obvio es que si se afecta a una de ellas se afecta directa e inmediatamente a las demás. Por eso es remarcable el hecho de que es muy importante que cualquier plan u obra que se realice en la ciudad tenga presente todos los elementos de la estructura urbana. Los problemas de una ciudad se deben resolver de forma integral, es decir, considerando todas las posibles repercusiones dentro de la estructura urbana.

También debe considerarse que la calle, la plaza, el parque, al ser espacios abiertos urbanos, espacios públicos y lugares de convivencia llegan a ser parte importante del paisaje y forma urbana, además de ser equipamientos muy utilitarios. Por ello, todo lo que se realice sobre los mismos afectará directamente a la ciudad. En palabras más sencillas: si se construye una pasarela arbitrariamente, sin formar parte de un plan de crecimiento urbano, se afecta a toda la ciudad entera, no solamente a los usuarios que día a día la frecuenten.

Véase un poco cómo considera un arquitecto la calle: No solamente como un elemento utilitario, sino es el espacio donde se trasladan personas para realizar sus diferentes actividades. Muchas de ellas pasan más tiempo en la calle que en sus propias residencias, por lo que considérese que la calle debe ser igual de cómoda y segura que las mismas viviendas. Dada la estrechez de la calle, crea por sí sola un ambiente de tránsito y rapidez. La calle es un lugar público y por lo tanto tiene relación directa a la vida ciudadana. Tiene una serie de funciones muy importantes aparte de la circulación, estas funciones variarán dependiendo del tipo de calle que se trate.

Si la calle es una zona habitada por seres humanos que deberán sentirse tan cómodos como en su casa, deben tomarse muy en cuenta muchos aspectos de comodidad. Por lo que no se recomiendan acciones que vayan en detrimento de la circulación tanto peatonal como vehicular, sobre todo en avenidas con mucho tránsito o de alta velocidad. Siempre deberá protegerse al más débil, o sea que tendrá más prioridades un peatón con discapacidad que una persona sana, una bicicleta de una motocicleta, un carro familiar de un camión, etc.

Las calles deberían de tener un buen ambiente para el peatón, arborizarse, colorearse, volverse parte de un paisaje claro.

Las banquetas deberían ser al menos de 2.50 metros de ancho para poder arborizarlas y de esta manera crear una separación fuerte entre la circulación vehicular y la peatonal, incluso deben existir ciclo-vías separadas de las mencionadas.

**b. LAS VÍAS DE RECORRIDO.** La vialidad peatonal debe ser efecto de estudio muy detallado y no tomarse a la ligera. En Guatemala en muchas zonas llamadas “residenciales” los anchos permitidos de aceras son escandalosamente de 60 centímetros, sin mencionar que los constructores ni siquiera cumplen con la norma. No hay que ser un genio para darse cuenta que en este ancho permitido para la acera, con la simple colocación de un poste de alumbrado público ya se eliminó el paso del peatón que deberá bajarse a la calle. Existen también otros tipos de obstáculos como las ventas callejeras que regularmente se instalan ocupando la acera completamente, principalmente en aceras grandes.

Como se dijo anteriormente los estándares urbanos internacionales dictan que las aceras deberían de ser, como mínimo, de 2.50 metros para poder sembrarles árboles. Si estas están a la par de vías de bicicletas deberán tener una separación clara y fuerte, preferiblemente de arbustos y en todo caso dejar un paso expedito de 70 centímetros para el peatón. Si son de alta circulación peatonal este ancho debe ser como mínimo de 1.80 metros y previendo la circulación de minusválidos el ancho mínimo deberá ser de 1.40 metros.

Si ya ahora se nota que caminar y andar en bicicleta son modos de transportes esenciales para los viajes dentro del vecindario, o sea cortos, y para la circulación de las áreas de alta densidad como los distritos centrales de negocios y los campos universitarios, etc. no se puede dejar de lado su perfecta planificación. Las bicicletas deberían usarse en forma masiva como transporte público, a sabiendas claras de sus ventajas contra el transporte motorizado. Las vías peatonales suelen consistir en banquetas, paseos, puentes y pasos a desnivel. Las veredas para bicicletas deben trazarse como caminos separados, por medio de marcas en las calles existentes o como sendas completamente separadas. En zonas de poco tránsito, las banquetas pueden utilizarse también para bicicletas y peatones si las aceras tienen rampas. Las instalaciones adecuadas para el estacionamiento de bicicletas son de gran importancia al terminar los viajes en los puntos de trasbordo. Deben diseñarse vías para peatones y bicicletas como una red integrada con otros medios de transporte y proyectar dichas redes con el fin de evitar conflictos entre los modos de transporte.

Aquí es donde el autor quiere remarcar que la parte más importante del diseño de las vías de circulación, luego de hablar de separar claramente los diferentes modos, es la interrelación entre ellas, la unión tan necesaria que debe darse. Y es muy importante pues de darse inadecuadamente será foco de accidentes. El traslape entre ellas se da en muchos países al mismo nivel del terreno. Pero esto es viable en lugares en donde la conciencia colectiva se sobreponga a la conciencia individual de lo contrario unir al peatón con el vehículo motorizado al mismo nivel es extremadamente peligroso. Ese es el caso de Guatemala en donde existe una idolatría al ser que conduce un vehículo y un desprecio irreverente al peatón, por lo que una pasarela seguirá siendo recomendable hasta que nuestra conciencia colectiva cambie.

Revísese ahora qué se está haciendo en otros países latinoamericanos con respecto a la legislación en el tema que incumbe. Se revisaron aquí reglamentos de Chile, Colombia y España entre otros:

Se deberán eliminar todos los elementos y estructuras que obstaculicen la continuidad del espacio peatonal salvo aquellos muebles urbanos.

Los espacios peatonales no se podrán cerrar ni controlar con ningún tipo de elemento que impida el libre tránsito peatonal.

Para la red de aceras. Los aceras deberán ser diseñados y construidos dando cumplimiento a la continuidad y tratamiento. Todas las aceras deberán ser continuas y a nivel, sin generar obstáculos con los predios colindantes y deben ser tratadas con materiales duros y antideslizantes. Su diseño y ejecución deberá ajustarse a las disposiciones que garanticen el desplazamiento de personas con alguna limitación. Los accesos a los predios deberán respetar la continuidad de las aceras. Las aceras que hacen frente a las estaciones de servicio, centros

comerciales y construcciones que por sus características permiten el acceso de vehículos al interior del predio, deberán cumplir con esta norma.

**Red peatonal:** En los sectores en que se desarrollen planes parciales de expansión se definirá una red de espacios verdes públicos dentro de las manzanas para garantizar la continuidad del espacio público, la estructuración de los equipamientos de vecindario y la conexión con los parques vecinales y plazuelas y otros espacios de interés para la comunidad.

**Estacionamientos:** No se permite el estacionamiento de vehículos sobre las aceras.

**Normas para alamedas.** Las alamedas son franjas de circulación peatonal arborizadas y dotadas del respectivo mobiliario urbano. Dentro de su sección podrán contener ciclo-vías. Se regulan por las siguientes disposiciones: Continuidad. Las alamedas deberán ser continuas en su perfil y nivel, con una longitud superior a 500 metros y un ancho mínimo de 8 metros. Cruces. Los cruces entre alamedas y vías locales deberán privilegiar la circulación peatonal, para lo cual la alameda se mantendrá continua y a nivel. En los cruces con vías deberán fijarse las medidas de tráfico correspondientes, como semaforización y disminución de velocidad.

**Vías peatonales:** Las vías peatonales se diseñarán de acuerdo a los parámetros establecidos por las municipalidades.

**Puentes y enlaces peatonales:** Los puentes y enlaces peatonales hacen parte del espacio público y para su desarrollo se podrá utilizar el espacio aéreo o el subsuelo. Los enlaces pueden ser de los siguientes tipos: entre inmuebles privados. Entre inmuebles privados y elementos del espacio público. Entre bienes de uso público. Los tipos de enlaces serán autorizados por el departamento de planeación de la municipalidad correspondiente previo análisis de factibilidad técnica, impacto urbano y viabilidad del proyecto presentado por la entidad peticionaria.

**Parámetros para el diseño para las zonas bajas y aledañas a los puentes peatonales y vehiculares.** Las zonas bajas y aledañas de los puentes peatonales y vehiculares hacen parte del espacio público y su diseño y construcción se sujetará a los siguientes parámetros: garantizar su funcionalidad, la continuidad del espacio público, la movilidad urbana, y la accesibilidad peatonal. Formar parte de proyectos integrales de recuperación, generación o consolidación del espacio público a lo largo de ejes viales o como proyectos puntuales de espacio público.

## **2. DISEÑO Y ESTÉTICA URBANOS.**

Planeamientos físicos como plástica y comodidad urbanas, como técnica de reforma social, como proceso, el modelo culturalista, la ciudad jardín de Howard, el modelo anti-urbano, el modelo progresista burgués, la ciudad industrial, la ciudad radiante de Le Corbusier o más recientemente el utopismo liberado, la ciudad cósmica, el helicoidal Sakycraper, las Marina City, los asentamientos tridimensionales, la ciudad "enchufable", etc. Muchas son las teorías que pregonan el diseño para la mejor ciudad y la más estética.

Pero muchos de los enfoques en la concepción del planteamiento físico en una ciudad surgen como consecuencia de distintas orientaciones de pensamiento y de acción en torno a la percepción de lo real. Muchos conciben a la ciudad como un artefacto que se construye o modifica a voluntad, agregando o cambiando partes como piezas de un mecanismo. Esto es la falta de un concepto claro y profundo de la esencia cívica de la cuestión urbana. Este precepto no entiende la íntima relación entre forma y ser urbano.

Se puede reconocer que se deben a esta corriente los conjuntos de obras urbanas que dieron su fisonomía actual y aún hoy promueven la admiración de los visitantes a las grandes capitales europeas. Quizá ningún rasgo caracterice mejor al planeamiento como estética y comodidad urbanas que su empirismo y su intención de embellecer y hacer cómoda la ciudad. Y

de aquí nacen las reglamentaciones municipales que deben especificar la altura de los inmuebles, fachadas etc. para configurar una apariencia uniforme y preconcebida.

Pero, ¿qué es estética urbana? o ¿Cómo la conseguimos al diseñar una ciudad o dentro de ella? ¿Cómo lograr una integración en un ente llamado ciudad que es eterno y que cambia con la evolución humana y trae una nueva cara con cada generación? Creo que para lograr diseñar esa estética urbana sólo se consigue con dos ideas fijas en la mente: SOMOS LA CIUDAD Y DEBE SER EL REFLEJO DE NOSOTROS MISMOS y BUSCAR SIEMPRE CONSTRUIR UNA CIUDAD QUE NOS DE CALIDAD DE VIDA, o sea crear una ciudad para vivir.

En las dos últimas décadas del siglo XX, arquitectos, urbanistas, políticos, críticos y ciudadanos se comprometieron apasionadamente a intentar solucionar el problema de la degradación urbana, proyecto para el cual se realizaron increíbles esfuerzos. Los grupos conservacionistas especialmente en Europa y Estados Unidos, empezaron a salvar y a restaurar las viviendas de los centros históricos y a buscar propietarios que las cuidasen. Por otra parte, para las nuevas construcciones cada vez se exigen más requisitos que tuviesen en cuenta el vecindario y el entorno. Aunque al principio esto supuso la realización de un gran número de diseños pastiche, a principios del siglo XXI muchos arquitectos han aprendido a construir edificios en estilos innovadores que mejoran y no hacen desmerecer el lugar donde se construyen.

Con frecuencia sorprendente, se han celebrado conferencias en las que arquitectos, sus críticos y sus admiradores han debatido la cuestión de cómo crear ciudades “verdes”, ecológicamente correctas y en las que resulte agradable trabajar y vivir. Esto se ha convertido en una causa de preocupación porque, a pesar de que los arquitectos han encontrado esta nueva voz en muchas partes del mundo, en otras la rápida industrialización o la brutal deforestación de las selvas han hecho que el crecimiento irregular de las ciudades se extienda como el fuego. Cada vez más, los habitantes de las zonas rurales de China, África, o Asia emigran a las ciudades de forma incontrolada, no porque hayan elegido vivir en ellas o porque deseen mejorar su cultura, sino porque necesitan ganarse un trozo de pan o un cuenco de arroz y poder enviar el poco dinero ganado en la ciudad a la familia que han dejado en las remotas zonas rurales. Alrededor de las grandes ciudades de los países en vías de desarrollo, como es nuestro caso, las barriadas pobres han crecido de forma virulenta. Se han hecho grandes esfuerzos para restaurar la vida de las ciudades antiguas: transportes públicos eficaces, restricción de la circulación de automóviles, viviendas a precios razonables, nuevos centros culturales, limpieza de los barrios viejos, nuevos parques urbanos, jardines con plantas autóctonas, plantación de miles de árboles y la demanda de una arquitectura en consonancia con todo ello.

Todas estas mejoras, impulsadas por la voluntad política, han transformado en los últimos veinte años ciudades como Barcelona, Amberes, Lyon, Berlín y al menos parte de Nueva York y Londres. Lo cierto es que, a lo largo de la historia, al margen de lo glorioso de su imagen, las mejores ciudades han sido las más vitales. Se requiere un equilibrio entre el orden y el caos, entre lo sensual y lo racional, entre el drama de la vida humana y el orden implícito de una planificación urbana digna. A principios del siglo XXI, quedan muchas cosas por hacer, pero, como dice el refrán “Roma no se hizo en un día.”

Por otro lado, aunque el crecimiento industrial supuso la segregación de diferentes partes de la ciudad para distintos propósitos, en los últimos tiempos arquitectos y urbanistas han reconocido los beneficios de un enfoque más integrador. Algunas de las propuestas en este sentido son la planificación del centro de Armiers, de Rob Krier, en Francia, donde los edificios antiguos se han conservado incluso imitado para crear un entorno que pueda ofrecer diversos usos; o las obras de restauración de Luigi Cervelatti en Bolonia. En Berlín la Internacional Building Exhibition (IBA) ha animado a un grupo de jóvenes arquitectos a construir dentro de los límites de las estructuras existentes, pero utilizando estilos arquitectónicos más modernos.

Por ejemplo, durante los últimos diez años, la forma en que se iluminan las ciudades ha ganado importancia. A medida que los centros de las ciudades han perdido su papel tradicional dentro de la industria artesanal y se han convertido en zonas de recreo, de vida nocturna.

De los centros urbanos ha provenido esto y ha creado la necesidad de mayor seguridad, algo en lo que la iluminación desempeña un papel importante. La iluminación no sólo realza los tesoros arquitectónicos existentes, sino que crea nuevos paisajes urbanos: se diseña una arquitectura de la ciudad creada no con ladrillos y piedras, sino con luces y sombras.

“LA CIUDAD SE CONSTRUYE PARA LA MÚSICA, POR LO QUE NUNCA SE CONSTRUYE Y POR LO QUE SIEMPRE SE CONSTRUYE” Alfred Lord Tenyson.

### **a. LA INTEGRACIÓN AL ENTORNO.**

El High-Tech es un estilo arquitectónico en el que los arquitectos trabajan conjuntamente con los ingenieros para crear obras basadas en el desarrollo de la ingeniería y la habilidad de los ingenieros. En manos menos expertas que las de un buen arquitecto resulta remilgado y excesivo, un estilo en el que las estructuras de los edificios pueden ser muy elaborados para satisfacer un capricho del arquitecto. Que es lo llamativo de esta combinación, que hemos logrado diseñar la urbe y darle estética de últimos tiempos.

Durante el siglo XX, muchos arquitectos estuvieron muy cerca de diseñar estructuras que eran casi puras obras de ingeniería inmensas y bien planificadas estructuras como la de la planta de montaje de Chrysler Half-Ton Truck Assembly Plan Detroit, (1,937-1,938) que cubre una superficie de 4,6 hectáreas, como mínimo. De la misma forma, ha habido ingenieros e inventores que han diseñado impresionantes estructuras como el Freight Wagon Repair Shop, en Baton Rouge, Luisiana (1,958), cuya resistencia y aspecto dependen totalmente de la suma de componentes mecánicos, y no poseen ningún tipo de pretensión arquitectónica. Las paredes y la cubierta son una sola cosa.

En algún punto intermedio entre estos dos extremos surgió una arquitectura que debía su lógica y su estética a la ingeniería, pero no de la forma estilística e idealizada. La sensación de que se trata de una estructura de ingeniería pura, pero a medida que se acerca el reino de la aeronáutica y se aleja del de la arquitectura, pierde volumen. Los edificios son un ejemplo del papel cada vez más importante que desempeña la ingeniería estructural en el proceso arquitectónico, y ambos tienen algo de templo antiguo y de monolito: como las pirámides de Tikal y de Egipto que contemplan su entorno como si les fuese indiferente.

Pero que quede claro que no es un estilo basado en la ingeniería más cercana que a una estructura de ingeniería modificada de forma artística.

Los avances tecnológicos han permitido a arquitectos e ingenieros construir edificios inteligentes, es decir, crear estructuras que puedan responder a los cambios de las condiciones externas y, por lo tanto, adaptarse a las necesidades humanas.

Pero hablar del High-Tech es tal vez muy avanzado, sin embargo nos ha servido para delimitar esta tesis, en un campo común del arquitecto-ingeniero.

La integración al entorno es conocer el medio natural en que se encuentra determinado proyecto, una ciudad, identificando los diferentes elementos que lo componen como el medio natural. La metodología para adecuación al medio ambiente natural y estructura urbana son de gran importancia en este punto. Porque no se puede recomendar construir una zona residencial en un potencial bosque manejado o un bosque natural o una zona de pradera con vocación agrícola o forestal, solo por mencionar algunos ejemplos.

Plantear la ubicación de una pasarela debe tener en cuenta la estructuración urbana de la ciudad, incluyendo todos sus elementos que la conformen. Se pueden identificar cuatro áreas importantes a revisar: sistema vial, o sea la forma de organización de la estructura a partir de las calles, avenidas, aceras, ciclo-vías, etc. Otros serán los patrones de desarrollo que toman en cuenta las diferentes maneras de estructurar la ciudad a partir de la forma en que se alojan las actividades de la población. Luego, los espacios abiertos pues serán básicamente los receptores de la misma pasarela. Y, finalmente, la organización focal, o sea localizar lugares focales y funcionales que son puntos de referencia para la población; no podemos ubicar una pasarela en donde nadie la utilizará jamás.

### **3. LA VIALIDAD Y LA PLANIFICACIÓN PEATONAL.**

Partiendo de que la sociedad, en general, y los poderes públicos, en particular, tienen el deber de facilitar la accesibilidad al medio de todos los ciudadanos; deber que se extiende, por tanto, de la misma forma, a aquellos ciudadanos con o sin minusvalías que se encuentren en situación de limitación en relación con el medio poniéndose especial énfasis respecto de aquellos cuya dificultad de movilidad y comunicación sea más grave. Sobre este colectivo ha recaído, de forma genérica, la atención del Estado que debería reflejarlo en la Constitución y posteriormente, mediante la Ley.

Pero, ¿qué debe contemplar una ley de tipo técnico? Primero debería favorecer la integración de todas las personas a través de mecanismos legislativos. Regularmente se pretende cambiar la realidad social a la que se dirige a través de principios de actuación con parámetros técnicos básicos, sin perjuicio de la modificación reglamentaria de estos últimos cuando las circunstancias así lo aconsejen. Es, por todo ello, que se hace imprescindible la regulación de los accesos a estos lugares, mediante promoción de la accesibilidad y supresión de barreras. Dicho en otras palabras, es garantizar la accesibilidad y el uso de los bienes y servicios a todas aquellas personas que, por una u otra razón, de forma permanente o transitoria, se encuentren en una situación de limitación o movilidad reducida, así como promover la existencia y utilización de ayudas de carácter técnico adecuadas para mejorar la calidad de vida de dichas personas. Para todo ello deben establecerse las normas y criterios básicos para la supresión de barreras y obstáculos, evitando la aparición de nuevas barreras, así como eliminando las existentes conforme a la planificación, el diseño y ejecución de las vías y espacios libres públicos y del mobiliario urbano, en la construcción o reestructuración de edificios y en los medios de transporte y de la comunicación sensorial, tanto de propiedad privada como pública.

En todas aquellas actuaciones referentes a planeamiento, gestión o ejecución en materia de urbanismo, edificación, transporte y comunicación sensorial tanto de nueva construcción como de rehabilitación o reforma, que se realicen por entidades públicas o privadas, así como por personas individuales.

Entiéndase por accesibilidad a aquella característica del urbanismo, de las edificaciones, del transporte y de los sistemas y medios de comunicación sensorial, que permite su uso a cualquier persona con independencia de su condición física, psíquica o sensorial. Entiéndase ahora por barrera cualquier impedimento, traba u obstáculo que limite o impida el acceso, la libertad de movimiento, la estancia y la circulación con seguridad de las personas. A estos efectos se clasifican las barreras en:

- Barreras urbanísticas, que son las existentes en las vías públicas así como en los espacios libres de uso público.
- Barreras en la edificación, que son las existentes en el interior de los edificios, tanto públicos como privados.
- Barreras en los transportes, que son las existentes en los medios de transportes.

- Barreras en las comunicaciones, sensoriales todo aquel impedimento que imposibilite o dificulte la expresión o recepción de mensajes a través de los medios o sistemas de comunicación sean o no de masas.

Se considera a las personas en situación de limitación cuando temporal o permanentemente tienen limitada su capacidad de relacionarse con el medio o de utilizarlo. Las limitaciones más frecuentes son las provenientes de:

- Dificultades de maniobra: aquéllas que limitan la capacidad de acceder a los espacios y de moverse en ellos.
- Dificultades para salvar desniveles: las que se presentan cuando se ha de cambiar de nivel o superar un obstáculo aislado dentro de un itinerario.
- Dificultades de alcance: aquéllas derivadas de una limitación de llegar a los objetos.
- Dificultades de control: son las que se presentan como consecuencia de la pérdida de capacidad para realizar movimientos precisos con los miembros afectados por deficiencias.
- Dificultades de percepción: son las que se presentan como consecuencia de deficiencias visuales y auditivas.
- Se entiende por personas con movilidad reducida aquellas que, temporal o permanentemente, tienen limitada su capacidad de desplazarse.
- Se entiende por ayuda técnica cualquier elemento que, actuando como intermediario entre la persona en situación de limitación o con movilidad reducida y el entorno, facilite la autonomía personal o haga posible el acceso y uso del mismo.

**a. ACERAS Y DETALLES.** Las aceras o banquetas deberán ser replanificadas de tal forma que sean vías públicas accesibles para todas las personas y, especialmente, para las que estén en situación de limitación o con movilidad reducida. El mobiliario urbano y todas las instalaciones sobre ellas serán adaptados gradualmente, de acuerdo con un orden de prioridades que tendrá en cuenta la mayor eficacia y concurrencia. Las municipalidades son las encargadas de elaborar planes especiales de actuación, para adaptar las vías públicas, los parques y los demás espacios de uso público a las normas de accesibilidad.

No se debe permitir que los elementos de la urbanización y el mobiliario urbano se vuelvan obstáculos para la libre locomoción sobre aceras o banquetas.

Para identificar qué son elementos de urbanización se debe tener en cuenta que es cualquier componente de las obras de urbanización, entendiéndose por tales obras las referentes a pavimentación, saneamiento, alcantarillado, distribución de energía eléctrica, alumbrado público, abastecimiento y distribución de agua, jardinería y todas aquellas otras que materializan las indicaciones del planeamiento urbanístico.

Se entiende por mobiliario urbano el conjunto de objetos existentes en las vías y espacios públicos, superpuestos o adosados a los elementos de la urbanización o de la edificación, de forma que su modificación o traslado no genere alteraciones sustanciales de aquéllas, tales como semáforos, postes de señalización y similares, cabinas telefónicas, fuentes públicas, papeleras, veladores, toldos, marquesinas, kioscos y cualesquiera otros de naturaleza análoga.

Debe ponerse especial atención a las áreas destinadas al tráfico de peatones o al tráfico mixto de peatones y vehículos, se realizará de forma que resulten accesibles a cualquier persona, debiendo tenerse en cuenta, para ello, entre otros parámetros, la anchura mínima de paso libre de cualquier obstáculo, los grados de inclinación de los desniveles y las características de los bordillos. Como especificaciones técnicas concretas del diseño y trazado se pueden tomar las siguientes recomendaciones

- El ancho libre mínimo será de 1,20 metros considerando el paso en silla de ruedas.
- La altura máxima de los bordillos será de 14 centímetros, debiendo rebajarse a nivel del pavimento en los pasos de peatones y esquinas de cruce de calles o vías de circulación.
- Los desniveles constituidos por un único peldaño deberán ser sustituidos por una rampa
- El pavimento de las vías peatonales será antideslizante y sin resaltes distintos a los propios del grabado de las piezas, variando la textura y color del mismo en las esquinas, vados, paradas de autobús y otros lugares de interés u obstáculos que se encuentren en su recorrido.
- Las rejas y registros situados en aceras estarán enrasados con el pavimento circundante. Las rejas tendrán una abertura máxima de malla y una disposición del enrejado que impida el tropiezo de las personas que utilicen bastones o sillas de ruedas.
- Los árboles que se sitúen en las aceras tendrán cubiertos los hoyos del piso con rejas u otros elementos enredados en el pavimento, o bordillos que eviten caer dentro de los mismos.
- El diseño y trazado de los desniveles para entrada de vehículos u otros, tendrá en cuenta la inclinación de las pendientes, el enlace de las mismas, la anchura y el pavimento empleado, de que las aceras que atraviesen no queden afectados por pendientes longitudinales superiores al 12% o transversales superiores al 2%. Se diseñarán de forma que los dos niveles a comunicar se enlacen por un plano inclinado cuyas pendientes longitudinal y transversal sean como máximo del 8 por 100 y 2% respectivamente. Su anchura será como mínimo de 1,80 metros y el pavimento cumplirá las especificaciones reseñadas respecto al mismo.

**CRUCES PEATONALES:** En los pasos de peatones se tendrán en cuenta, entre otros, los parámetros que se refieren al desnivel, longitud del recorrido, isletas y tipo de paso de que se trate. Las especificaciones técnicas concretas de diseño y trazado serán: se salvará el desnivel entre la acera y la calzada con un vado de las características indicadas para los ingresos vehiculares. Si en el recorrido del paso de peatones es preciso atravesar una isleta intermedia a las calles, ésta se recortará, rebajándola al mismo nivel de las calzadas en un ancho igual al del paso de peatones. Si el paso, por su longitud, se realiza en dos tiempos con parada intermedia, la isleta tendrá una longitud mínima de 1,20 metros en todo su ancho. Los pasos de peatones elevados y subterráneos se construirán complementándose obligatoriamente las escaleras con rampas, ascensores o tapices rodantes.

**b. PUENTES PEATONALES.** Los pasos sobre nivel de las vías transitadas por vehículos motorizados, destinados al uso exclusivo de peatones y personas en vehículos no motorizados se les conoce comúnmente como Pasarelas y técnicamente como Puentes Peatonales.

Para la ciudad de Guatemala, la rectora en la ubicación y construcción de pasarelas es la municipalidad, pero debido a que no cuenta con fondos para la construcción de las mismas, facilita la edificación eliminando el requisito de licencia de construcción. Tampoco cuenta con un

plan general de vialidad peatonal, y, por lo tanto, de ubicación de pasarelas, por lo cual la manera de construir una pasarela es: primero debe existir un donante, que puede ser una institución estatal superior o una entidad privada. El donante informa de la intención de construir la pasarela en un lugar específico, luego una comisión de la Empresa Reguladora del Transporte EMETRA visita el área y estudia los planos de la pasarela para identificar posibles problemas al momento de encontrarse edificada. Debo decir que estas medidas serán muy recientes pues en la realidad nos encontramos con casos muy graves de ubicación de pasarelas y luego de deterioro de las mismas que las vuelva inútiles.

La normativa en que se basa EMETRA para autorizar o no la construcción de una pasarela es la siguiente:

#### CONSTRUCCIÓN DE PSARELAS COMO DONACIÓN

##### REQUISITOS:

1. Seguro a favor de terceros (vigente todo el plazo del contrato)
2. Seguro contra daños materiales (vigente todo el plazo del contrato)
3. Pago del Arbitrio municipal (Control de la Construcción Urbana)
4. Cumplir con las características del esquema de instalación de publicidad establecidas por EMETRA
5. Rótulo con altura de 1.20 m. Según especificaciones del esquema
6. La valla publicitaria deberá ocupar el 60% del ancho de la pista más el camellón central de la calle (reglamento de Rótulos)
7. Iluminación al rótulo y hacia áreas peatonales del puente o pasarela y su mantenimiento
8. Logotipos de la municipalidad de Guatemala en los extremos de cada valla por vía.

##### ESPECIFICACIONES GENERALES:

En el caso de fabricación con metal, deberá garantizarse la protección anticorrosiva y la pintura de acabado final; todos los puentes peatonales construidos en metal deberán ser pintados en color verde ecológico que EMETRA defina. Otros materiales: Concreto clase 3,000 psi Acero estructural grado 40 (60) Tipo de Acero ASTM A-36 Torres: columnas sección I Alma llena tipo armadura. Barandal o pasamanos gradas: Tubos de 1 1/2" mínimo con electromalla de N.2ª 0.20 Losa de puente y gradas: T = 0.08 mínimo a electromalla y bombeo 3.00%

##### REQUISITOS SUBYACENTES

Cubrir con los costos de mantenimiento de la pasarela de forma anual a lo largo del plazo del contrato. Plazo y limpieza total. Plazo máximo por 10 años. Fianza de cumplimiento de contrato. (15% del valor total y vigente todo el plazo del contrato) Fianza de conservación de obra (15% del valor total y vigente 18 meses luego de concluirse el contrato.)

##### PROCEDIMIENTOS:

1. Presentar solicitud por escrito a Junta Directiva de EMETRA, indicando el punto de interés para la construcción de pasarela y estar de acuerdo con los requisitos establecidos por Junta Directiva de EMETRA.
2. Aprobación de la ubicación de la pasarela ofrecida.
3. Aprobación del diseño de la pasarela por Junta Directiva (plazo máximo 6 meses)
4. Se informa al interesado la resolución, en caso sea aprobada se notificará al interesado solicitando se envíe la papelería legal para la realización del contrato
5. Aprobación del Consejo Municipal
6. Pago simbólico mensual de Q.10.00 como remuneración a cambio del uso durante el plazo del contrato
7. Construcción (Plazo máximo 6 meses luego de la firma del contrato).

##### ESPECIFICACIONES GENERALES:

Altura libre (Galibo) 5.40 mínimo sobre el nivel de la rasante.

Altura de la baranda mínimo 1.20 m.  
Ancho del paso peatonal mínimo 2.00 m.  
El ancho debe ser constante.  
Ancho del puente Mínimo 2.00 m.  
Gradas Huella 0.30 m. / Contrahuella 0.17 m.  
Bordillo en calle (guarda llanta) 0.30 m altura x 0.15 m. ancho.

De estas especificaciones podemos ver cómo la parte arquitectónica está totalmente eliminada. Estas especificaciones no permiten creatividad ni estética. Deben ser reformadas para dar paso a una nueva generación.



**Fotografías cinco, seis, siete**

Muestra de cómo pueden hacerse pasarelas estéticas y funcionales, con los materiales que se usan regularmente en Guatemala.

En estas normas también se han obviado detalles como los referentes a las escaleras, tan importantes y que tanto problema están dando actualmente. Por ejemplo no se ha dicho que el diseño y trazado de las escaleras deberá tener en cuenta permitir su uso sin dificultades al mayor número posible de personas: directriz, recorrido, dimensiones de huella y anchura libre, descanso, pavimento y pasamanos. Cualquier tramo de escaleras deberá ser complementado con una rampa. Las especificaciones concretas de diseño y trazado dicen que las escaleras serán de directriz recta o ligeramente curvas; que tengan una dimensión de huella no inferior a 0.30 metros y de contrahuella no superior a 0.17 metros. No se deberían permitir las contrahuellas en ángulo o partidas y las de tipo escalón. En cuanto al ancho libre será como mínimo de 1.20 metros. Los descansos no dicen que deben tener un ancho mínimo de 1.20 metros. Se dotarán de doble pasamanos a ambos lados, en alturas de 0.70 y 0.90 metros, cuidando que el grosor y la distancia a la pared de adosamiento, en caso de que exista, permitan un fácil y seguro asimiento también a las personas con dificultades de manipulación. La huella se construirá en materia antideslizante, sin resaltes sobre la contrahuella. Las escaleras de largo recorrido deberían de partirse, introduciendo descansos intermedios. Y finalmente debería sugerir que se señale con pavimento de textura y color diferentes el inicio y final de la escalera como ayuda a los discapacitados.

**c. RAMPAS.** Regularmente cuando se construye un puente peatonal en Guatemala, se construye con gradas, con algunas pocas excepciones. Esta es una práctica que debe desaparecer puesto que dificulta el acceso a minusválidos, ancianos, mujeres embarazadas, enfermos y niños pequeños. Con este porcentaje de la población que no puede acceder fácilmente a una gradería de más de 28 gradas, se justifica sobre manera el uso de las rampas en pasarelas.

Para Guatemala hay normas en las especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala donde se dice que la pendiente óptima para circulación de peatones es del 23%.

Las rampas de acceso a los sótanos de edificaciones públicas o privadas deberán iniciarse a partir de la línea de paramento de construcción. Aquí debería crearse una norma que diga que las personas que deterioren las aceras, deberán reconstruirlas integralmente,

El diseño y trazado de las rampas como elementos que dentro de una acera o caminamiento peatonal permiten salvar desniveles bruscos o pendientes superiores a las del propio itinerario, tendrán en cuenta la directriz, las pendientes longitudinal y transversal, la anchura libre mínima y el pavimento. Las especificaciones técnicas concretas del diseño y trazado dicen que las rampas serán de directriz recta o ligeramente curva. Su pendiente longitudinal máxima será del 12% en recorridos iguales o inferiores a 3 metros y del 8% en recorridos superiores hasta un límite de 10 metros. Si la longitud del tramo es superior se harán distintos tramos en zig zag hasta alcanzar la longitud total. La pendiente máxima transversal será del 2%. Por su mayor pendiente con respecto a los caminamientos peatonales deberán dotarse de pasamanos, barandillas y antepechos, además de contar con protecciones a ambos lados que sirvan de apoyo y eviten el deslizamiento lateral. Su anchura libre mínima será de 1.20 metros. El pavimento será antideslizante, debiendo señalarse con diferente textura y color el inicio y final de las mismas.

#### **4. GENERALIDADES DEL DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL.**

El modo en el que hoy día los diseñadores de puentes realizan sus proyectos y lo que resulta de su trabajo, está básicamente predeterminado. La reacción está guiada quizás de manera inconsciente, por una serie de conocimientos adquiridos. Se sabe qué aspecto deben tener los puentes y las fuerzas que deben sostener. Cuando cualquier estructura simple se compra con la serie de puentes que se haya visto anteriormente. Los ingenieros eligen una de las formas entre las diferentes que podría tener un puente.

El criterio que se usa para construir y concebir un puente, en contadas ocasiones se elige de manera consciente. Los criterios no son sistemáticos, como se hace evidente en las reacciones contradictorias que evocan las obras del diseñador de puentes español Santiago Calatrava, que inspiran la admiración entre los arquitectos y escepticismo entre los ingenieros. El concepto sobre puentes en cada época representa la manera de verlos, borrando otras interpretaciones. Las normas que aplicamos al analizar las diferentes estructuras, se adaptan a la variedad de las corrientes de diseño. Es demasiado simplista considerar que los cambios en el diseño de puentes se producen tan sólo por el continuo avance tecnológico o por los cambios en las tendencias estéticas. El desarrollo en el diseño de puentes se debe a una secuencia de eventos únicos, a través de la realización de proyectos individuales. El cambio ha ocurrido de manera amplia, de manera accidental o incidental, aunque muchos de los posibles avances, sería inútil mirar atrás y descubrir qué puntos de conocimiento surgieron y cuándo empezaron a aplicarse las concepciones actuales.

**a. RESEÑA HISTÓRICA DEL DISEÑO DE PUENTES.** De antiguas civilizaciones provienen diferentes tipos de estructuras de puentes, incluyendo los viejos puentes de madera con trozos de tronco invertidos, que todavía existen en los puentes "arco iris" de la dinastía china Han (206aC-220dC), provistos de arcos elaborados con troncos y que servían para cruzar pequeños canales; sólo quedan ilustraciones. Este tipo de puente recuerda a los de época romana, y prueba la existencia de comunicación, comercio y, probablemente, correspondencia entre ambas civilizaciones. De hecho, fueron los ingenieros del imperio Han los que inventaron los puentes colgantes tal y como se conocen hoy en día.

Tanto en Oriente como en Occidente, se pueden encontrar ejemplos de antiguos puentes de arcos de mampostería. Los primeros ejemplos reconocibles están fechados en el año 1,000 antes de Cristo y están construidos en Persia: se doblaban pequeños trozos de junco mezclados

con barro y se formaban pequeñas chozas abovedadas. El perfil, con los diferentes trozos atado en la parte superior se aproxima a la idea parabólica de los arcos independientes, cosa que los convierte en un ejemplo de adaptación previa, una avance tecnológico desarrollado a partir de una forma con origen. Este tipo de arco se expandió hasta Oriente Próximo como se puede observar en los puentes turcos.

Aproximadamente 500 años más tarde, los romanos empezaron a utilizar los arcos semicirculares porque son más fáciles de adaptar y de prefabricar. Aunque estos arcos son menos eficaces que los antiguos construidos en China los arcos semicirculares podían ser más grandes, gracias a los diferentes avances romanos. Los grandes acueductos de la época de Augusto (27aC–14aC) propagaron la permanencia y el poder del Pax Romanum y lanzaban el mensaje de que el mundo imperial sería eterno. El transporte y otros proyectos de infraestructura se convirtieron en símbolos del nuevo orden basado en el comercio, pero la ingeniería romana continuaba en la encrucijada de la contradicción entre el deseo expansivo imperial y la necesidad de una consolidación continúa. Las estrategias en las fortificaciones y los cercos eran muy importantes para el éxito del ejército romano. El único ejemplo de este tipo que ha sobrevivido de la antigüedad son los puentes desmontables de madera descritos en el tratado de arquitectura dedicado a Augusto que escribió el arquitecto y teórico romano Vitruvius. Hasta que el astrónomo y filósofo natural italiano, Galileo Galilei (1,564-1,642) estableció una base algebraica para los proyectos de ingeniería, la construcción de los puentes medievales y antiguos en Europa se inspiró en la geometría usada por los carpinteros y mamposteros romanos.

Una fuerte predisposición a utilizar instrumentos geométricos para describir y medir los elementos estructurales, era ya una tradición que se explicaba como se debían tratar los materiales. Se puede aprender a aplicar nuevos sistemas, si las proporciones se pudieran extrapolar a través de secuencias de estructuras parecidas. Los métodos de cálculo y construcción con las premisas del matemático griego Euclides, estaban distorsionadas por ideas arcaicas y esotéricas. Es muy difícil determinar hasta qué punto se utilizaban las reglas de las pulgadas para construir puentes, ya que no existe documentación escrita, y los arqueólogos modernos están examinando las piedras para descubrir ejemplos representativos de ingeniería y aportar así análisis estadísticos.

Concebir la ingeniería estructural y, por lo tanto, la construcción de puentes como una ciencia determinada, se debe a un solo hombre: Galileo Galilei. Aunque, evidentemente, algunas de sus ideas estaban influenciadas por sus precursores, sus investigaciones supusieron el paso decisivo para el desarrollo de las teorías actuales. Mucho antes de constituirse algún organismo de ingeniería, ya existían muchos ingenieros creando sus propias teorías y aplicándolas en sus trabajos. Uno de ellos fue el holandés Simon Stevin (1,548-1,620) famoso por haber inundado los pólders en la Revuelta Holandesa (1,565-81) para confundir a los españoles, y por muy pragmático y calculador. A finales del siglo XVII y del siglo XVIII la construcción continuaba empleando métodos artesanales, mientras se iban acumulando instrumentos más sofisticados. El matemático inglés Robert Hooke (1,605-1,703), estudió el comportamiento de los materiales reales para abstraerlos matemáticamente y estableció que la elasticidad es el parámetro más evidente de cara a su deformación. Otro matemático inglés, Isaac Newton (1,642-1,727) y el filósofo holandés Gottfried Leibniz (1,646-1,716) complementaron el descubrimiento, o quizá la construcción del cálculo como la técnica matemática mástil para describir los continuos cambios de la naturaleza.

La aceptación de las matemáticas como instrumento esencial del diseño técnico y su desarrollo, fueron las bases de la ingeniería usada por los franceses en la época de Napoleón Bonaparte y las revoluciones. Las contribuciones de Claude-Marie Navier (1,785-1,836) resumen este sistema, cuyo desarrollo detiene el proteccionismo profesional de la ingeniería. Nacido en Dijon, hijo de un prestigioso abogado, se convirtió en un buen matemático. Cuando murió su padre, él tenía 14 años y se fue a vivir con su tío, el conocido ingeniero de la vieja escuela Emiland Gauthey (1,732-1,807). El viejo ingeniero hizo mucho para moderar la inclinación teórica de su sobrino, gracias a experiencias prácticas. Navier editó y publicó nuevamente los manuales

sobre puentes y canales después de su muerte, y los complementó con notas de la teoría de los cuerpos elásticos y la inclinación de las barras prismáticas. De todos modos, sus digresiones matemáticas resultaron ser poco útiles de manera inmediata, y algunas soluciones estaban hechas con valores incorrectos. Por lo que parece, Navier no conocía las obras de Charles Coulomb (1,736-1,806) un francés que publicó conclusiones correctas aplicadas a problemas similares. Coulomb pasó mucho tiempo exiliado en la isla colonial de Martinica, trabajando como ingeniero, lo que determinó que, entre instalaciones prácticas, dispusiera de suficiente tiempo para desarrollar sus teorías pragmáticas. Sus memorias de 1,773 no fueron reconocidas hasta cuarenta años después, pero desde entonces, se han convertido en el modelo aceptado por la actual metodología en ingeniería. Además incluye tratados de geometría desarrollados con el instrumento matemático favorito de los franceses, el cálculo. El libro de Navier empieza con la historia de los puentes, representada como un proceso de desarrollo racional. Para establecer las bases de este libro, el gobierno francés le envió a Inglaterra para observar las prácticas inglesas. Durante dos visitas en 1,821 y en 1,823 Navier encontró la antítesis de su propio enfoque teórico sobre la construcción de puentes, el pragmático Thomas Telford (1,757-1,834), un ingeniero autodidacta escocés, que en aquella época estaba construyendo el puente colgante en el estrecho de Menai de Gales entre 1,820 y 1,826. Más tarde, Navier fue nombrado profesor de cálculo de la Ecole Polytechnique de París y publicó otro manual sobre resistencia de los materiales. Este manual contenía la primera evolución verdadera del método general para analizar las estructuras intermedias. A partir de esas teorías, el diseño de grandes puentes cambió drásticamente. La indeterminación es la propiedad de una organización que tiene la carga repartida. Las fuerzas bajan por las estructuras desde el centro de gravedad a los soportes. Si la carga total se reparte entre dos o más rutas, se tiene que idear una distribución que sólo se puede llevar a cabo mediante el examen de la rigidez de cada fragmento. Los elementos más rígidos soportan fuerzas mayores con menor deflexión, y por eso atraen el peso hacia ellas. Hasta que no se desarrollaron los métodos apropiados para trabajar con este grado de complejidad, para los ingenieros era mucho más fácil hacer estructuras determinadas: una estructura suficientemente simple o con detalles estratégicos, que sólo tuviera una vía de peso y en la que las fuerzas fueran obviamente reconocibles; este hecho limitaba la forma del puente.

En la Francia decimonónica se desarrollaron la mayoría de instrumentos teóricos que luego adoptaron todos los ingenieros, pero los métodos básicos de visualización y educación utilizados por los ingenieros de puentes de hoy en día fueron creados por un hombre: Gaspard Monge (1,746-1,818). Monge fue un buen matemático y dibujante.

La construcción, entre la segunda mitad del siglo XIX y principios del siglo XX, ha estado caracterizada, no sólo por la introducción del acero y la industrialización de los edificios, sino también por un idealismo universal en la tecnología complementada por el poder económico. Una característica de esa época era la revolución de los materiales y la introducción de ideas nuevas para la construcción de puentes.

Las diferencias culturales en la práctica de la ingeniería en América del Norte, resultaron palpables a partir de la segunda mitad del siglo XIX y hasta ahora no se comienzan a superar, gracias a la revolución en las comunicaciones. El final de la guerra civil, en 1,865, dejó a una generación sin ingenieros de transportes y puentes, ya que más del 60% de mano de obra de ambos bandos se había movilizó en el conflicto. Coincidiendo con la aparición de estos expertos prácticos en ingeniería, se inició la expansión de la red de ferrocarriles y de carreteras, a causa de la unión del país. Los sistemas de puentes se convirtieron en una corriente de reconstrucción y expansión, ya que los primeros puentes del país eran de piedra o de madera. Estas construcciones consistían básicamente en extrapolaciones de tejados realizadas por carpinteros, según modelos ya existentes en libros romanos. Hacia 1,830 se empezaron a reforzar estas estructuras con piezas de hierro. Estas piezas metálicas empezaron a aparecer después de la guerra civil con una gran variedad de formas diferentes, incitadas por la ley de patentes norteamericana. Inicialmente éstas eran variaciones de las anteriores piezas de madera pero lo suficientemente grandes como para adaptarse a la nueva generación de puentes. El simple montaje de las varillas tenía la ventaja de poder ser prefabricadas, empaquetadas y

enviadas. En este tipo de estructuras las fuerzas discurren de forma directa, a través de cada barra de forma axial y pueden ser representadas en diagramas simples haciendo el análisis más fácil. Estas representaciones geométricas de fuerzas eran sólo útiles si se ejecutaban de forma correcta, pero se adoptaron de forma muy amplia. De todos modos, estos encajes eran muy vulnerables, colocar mal una de estas piezas podía llevar a una catástrofe.

El ingeniero de puentes más famoso que sobrevivió a la guerra civil estadounidense fue John Roebling (1,806-69) que trabajó con su hijo Washington definiendo el puente de suspensión moderno. Sus innovaciones parecen vinculadas al contacto próximo con los problemas de construcción. Roebling combinó sus conocimientos teóricos de la Bauakademie de Berlín con la experiencia que adquirió en el suelo de cuerdas en las minas de Freiberg, Sajonia. En el Ejército Unionista, Roebling también aprendió el enfoque práctico sin teoría, de la construcción de los puentes colgantes de James Finley. Su primer proyecto de puente fue el acueducto (1,845) de suspensión de madera que cruzaba el río Allegheny en Pittsburg. En lugar de utilizar las conocidas cadenas. Roebling optó por los cables de suspensión de latón, una idea cara y prematura que sufrió los problemas de corrosión que todavía existen hoy en los puentes colgantes. Pero su avance más importante fue el reconocimiento de la importancia del hecho de controlar la relativa rigidez del sistema de cables sostenibles y el tablero. En un acueducto, el canal de agua tiene una rigidez intrínseca infinita ya no hay ningún peso en movimiento que distribuir. Por otro lado, en un puente de ferrocarril, el tren actúa como una gran carga puntual que impulsa el peso al cable desplazándolo fuera de su estructura. En el siguiente proyecto, un puente de ferrocarril por encima de las cataratas del Niágara, Roebling introdujo el profundo pilar rígido, que se convirtió en una solución durante las décadas siguientes. Los cables principales también estaban tensados con cables secundarios para formar un sistema de suspensión híbrido.

Los diseñadores que trabajaban de forma independiente, pero que estaban muy influidos por sus contratistas también parecían capaces de examinar las soluciones con poca interferencia de los sistemas del poder. A mediados del siglo XIX, el material más importante para la ingeniería, el acero, se estaba convirtiendo en un elemento muy abundante. Se empleó para la manufactura de los ferrocarriles, las armas, las calderas de alta presión para los barcos y locomotoras a vapor. Las demandas de la guerra de Crimen (1,853-56), motivaron al inglés Henry Bessemer a patentar su económico proceso de fabricación de acero en 1,856. El acero contiene hierro quebradizo adulterado con carbón, (para hacerlo más fuerte y elástico, aunque más bien pesado), y tiene un comportamiento de tensión lineal recta. Si soporta demasiado peso, el acero cede, pero continúa funcionando, al aguantar el peso con los otros componentes. Una propiedad muy interesante del acero estructural, (esta característica de elasticidad es fácil de ver matemáticamente, y por eso se adoptó como el modelo de comportamiento de todos los materiales estructurales).

Por otro lado, Eiffel fue capaz de construir una serie de puentes muy ligeros y elegantes apoyados en dos arcos. Estas parábolas, naturalmente proporcionadas. Son estáticamente indeterminadas: las tensiones internas no se pueden calibrar sólo mediante aritmética. Son suficientes en el uso de los materiales, pero las fuerzas secundarias, la tensión termal y los fundamentos se convierten también en puntos muy importantes. Las tecnologías se desarrollan y maduran en grados diferentes. Algunos sistemas son más tratables y estables que otros. El acero, por ejemplo, se desarrolló con mucha facilidad. Su calidad se puede controlar y su comportamiento es simple de analizar. El hormigón no es tan estable y a veces aparecen problemas de forma secuencial y que demuestran su complejidad. En la segunda mitad del siglo XIX, se realizaron experimentos con el hormigón, y se desarrollaron de muchos modelos intelectuales.

Acerca del comportamiento del material, el experimento de Francois Henebique (1,842-1,921) fue universalmente aceptado, para convertirse en el inicio del estudio del comportamiento del hormigón armado. Los puentes de Henebique estaban formados por arcos sencillos que comprimían los materiales o utilizaban vigas simples reforzadas. Fue a través de la manipulación de un puente de arcos de hormigón, que se consiguió el refinamiento en el uso del hormigón

armado. En 1,910, Freyssinet, un graduado de la École des Ponts et Chaussées, era un joven ingeniero que trabajaba en el departamento de autopistas, cerca de Moulins, en el centro de Francia. Tenían que reforzar con arcos de piedra tres puentes colgantes deteriorados, sobre el río Allier, pero el presupuesto inicial sólo alcanzaba para uno de los tres. Freyssinet propuso reconstruir los tres puentes de hormigón armado por menos dinero del presupuesto. Fue así como se le otorgó el proyecto de los puentes de Veudre. Sus arcos comprimidos, de inspiración muy antigua, eran bajos y esbeltos. El hormigón se aguanta en el barro y gradualmente se asienta y se endurece hasta la inmovilidad. Este efecto se tiene que tratar para conseguir estos arcos bajos, de lo contrario las juntas se habrían aflojado. Freyssinet resolvió el problema de una forma brillante. Tenía ya cincuenta años cuando terminó la construcción de los puentes y fue entonces cuando se dio cuenta que tensar el hormigón antes de aguantar el peso, se podía aplicar en otros muchos casos. Rápidamente desarrolló un sistema por el cual los cables se enlazaban a través del canal y se tensaban, o unían las barras y creaban piezas monolíticas, que no se rompían se estaban cubiertas de hormigón. El precio del material, su duración en los climas cálidos y el requerimiento de un trabajo de experto, juntando las barras y mezclando el material; hizo que el hormigón armado se extendiera de una forma muy rápida en México, España e Italia. El hormigón se tiene que mezclar y por eso tiene la ventaja de que se puede moldear como el plástico. El moderno tratamiento de los puentes como objetos de diseño con gran capacidad expresiva, a través de efectos esculturales y de plástico, y la exteriorización de los mecanismos internos forman parte del desarrollo de las estructuras de hormigón armado en los países latinos, aunque Suiza también se convirtió en otro epicentro de esta fase de desarrollo.

A finales del siglo XX: nuevos instrumentos y nuevas visiones. La preocupación actual por la estética empezó después de la Segunda Guerra Mundial. Este conflicto y la consiguiente reconstrucción inspiró nuevas maneras de construir puentes en las décadas siguientes; y los avances que definen la época actual pueden ser considerados como producto de la Guerra Fría y de la carrera armamentística. Ocurrían grandes cambios a nivel económico y técnico que afectaban el diseño de puentes. Al final de la Segunda Guerra Mundial implicó la caída de muchos puentes, sobre todo los que cruzaban los grandes ríos al norte de Alemania. Mientras en Norteamérica se continuaba construyendo grandes puentes gracias a la expansión económica de Estados Unidos después de la victoria. Había dos ritmos de desarrollo diferentes a cada lado del Atlántico. En Europa, el plan Marshall (programa europeo de reconstrucción) requería la reconstrucción rápida de los puentes. Se tenían que abrir nuevas vías de Italia hacia el Adriático como camino hacia el este. Las estructuras más usadas fueron los puentes de tablero medio y los viaductos altos, ya que eran los más simples y más económicos de construir. Durante la guerra, los métodos de producción de acero a gran escala se transformaron y se utilizaron inmediatamente para la construcción. La tecnología de fabricación del acero ya se había transferido prácticamente a la construcción de puentes. El Cologne-Deutz, de 1,946 con un tablero de 136.00 m. a través del Rin, está formado por secciones soldadas colocadas justo encima de las viejas pilas del puente colgante destruido en un bombardeo. Tan sólo una década después, se construyó en Belgrado el puente de la carretera de Sava, con el mismo sistema y con un tablero de 261.00 m. Más al norte, siguiendo los ríos alemanes, el espacio a salvar era de mayor longitud. Una estructura muy antigua, suspendida por cables, fue revisada y actualizada, inicialmente por el alemán Franz Dischinger (1,887-1,953) Río abajo desde Colonia a Dusseldorf durante la década de los cincuenta. Fritz Leonhardt adoptó la forma para la construcción de tres puentes, cada uno en un tablero de más 280.00 m. El método para conseguir tableros tan largos es bastante simple. La efectividad del hormigón o de las pilas de acero soldado, se puede ampliar añadiendo una superestructura de tableros y sosteniendo la superficie, con una serie de cables unidos a una o más torres. Este sistema supone una solución intermedia satisfactoria entre un puente elevado por pilas y un puente colgante. El número de elementos en un puente de armaduras es bajo, comparado con otros; eso supone un coste bajo, ya que los detalles son los que encarecen el precio. El método de construcción es relativamente simple, porque los dos lados se construyen uno enfrente del otro de forma secuencial. El aspecto del puente depende de las armaduras. Por ejemplo, las juntas de arpa y abanico han demostrado una eficacia parecida. Los primeros ejemplos construidos en Alemania, en la parte bajo del Rin, tienen pocos elementos para conseguir la elegancia característica de la "Wirtschaftswunder" (maravilla

económica), la exitosa reconstrucción de la posguerra. Los ejemplos más recientes son, cada vez de mayores dimensiones, y tienen un mayor número de armaduras reducidas a una serie de alambres unidos a monumentales torres.

De todos modos la experiencia norteamericana ha sido bastante diferente. Antes de la Segunda Guerra Mundial había dos influencias muy diferenciadas. En primer lugar, el diseño industrial se estaba convirtiendo en una disciplina reconocida y la construcción de puentes formaba parte de esta disciplina. Alrededor de 1,930, el antiguo pragmatismo inocente de los ingenieros fue sustituido por una voluntad de refinamiento incorporando componentes del funcionalismo y, al mismo tiempo, un nuevo interés por la aerodinámica, la imposición de formas suaves, en objetos, a veces falsas. En segundo lugar, la economía afectaba la creatividad en general. El efecto inmediato del "Crack" de Wall Street de 1,929, se puede observar en el puente colgante de George Washington, por encima del río Hudson. Con el tablero principal de 1,067.00 metros, tiene casi el doble de largo que cualquiera de sus predecesores. Su diseñador, Tomar Ammann (1,879-1,965) un inmigrante suizo, usó una sofisticada "teoría de la deflexión" en sus cálculos para demostrar que, una pila con una superficie relativamente fina, sería más adecuada que una serie de juntas tensadas como se hace en las estructuras de los puentes colgantes. Por su poca ligereza y gracia, las primeras estructuras colgantes fueron recubiertas originalmente, el diseño tenía que incluir unas monumentales pilas de mampostería formadas por ladrillos de piedra encima de una reja. Pero el entusiasmo popular por la estructura original coincidió con el recorte de presupuesto por la depresión, la estructura de acero se convirtió así en el nuevo canon de belleza. El siguiente puente más grande en América es el puente Golden Gate en San Francisco (1,933-37). Construido por Joseph Strauss, considerado como la estructura que da comienzo a la fase actual en la construcción de puentes. El proyecto es un icónico; su situación entre dos colinas, las condiciones climáticas la persistente niebla, y su orientación a través de la línea donde se pone el sol, todo eso junto con la altura inusual del puente (para permitir el paso de los barcos) y el oscuro ocre de la capa de pintura roja en toda la estructura metálica, queda plasmado en las fotografías que se han hecho de esta estructura, el primer ejemplo contemporáneo de la ingeniería de puentes. El Golden Gate fue la respuesta a la necesidad de abrir el Marin County (condado marino) a la ciudad. Este puente es técnicamente extremo, tanto por su superestructura como por sus fundamentos. La torre este está anclada en la tierra inestable del fondo del río con una fuerte corriente y durante toda la construcción se dudó que se pudieran aguantar los cimientos. El diseñador desplegó la voluntad típica de los ingenieros de puentes. Tuvieron que pasar 15 años antes de empezar el proyecto y que los primeros diseños se mejoraran durante la larga espera, estuvieron influidos por sus conocimientos como diseñador de puentes basculares. El arquitecto del proyecto Irving Foster Morrow (nacido en 1884) trabajó duro para conseguir simplificar el esquema, y sus esfuerzos culminaron en la claridad del diseño construido. Los restantes adornos de la torre son fácilmente reconocidos.

Los paradigmas de los tipos de puentes modernos comienzan a establecerse considerando la cuestión estética, como uno de los deberes del ingeniero. Junto con estas nuevas concepciones, en los últimos años también han tenido lugar avances materiales e innovaciones técnicas, otro componente básico de la práctica actual. Los nuevos instrumentos de diseño como lo son los programas de computación que realizan cálculos larguísimo en segundos, han hecho posible el ser capaces de analizar y describir cualquier forma de determinar el comportamiento de los materiales bajo cualquier condición y a largo plazo, por eso ahora se puede probar todos los aspectos inimaginables antes de construir.

En la actualidad el diseño de puentes se amplía en tres direcciones. Hay ahora mayores travesías que realizar para aumentar el crecimiento económico uniendo incluso grandes metrópolis. De todos modos, el tamaño de los puentes tiene un límite teórico. La fuerza aumenta la sección del elemento de soporte al cuadrado de su dimensión, mientras que el propio peso aumenta hasta el cubo de la dimensión de su volumen. A medida que las estructuras se van haciendo más grandes, llega un punto en el que se hunden por su propio peso. En el caso del acero, el límite del tablero es de 18.00 Km. mientras que en el caso de otros materiales más resistentes a las cargas, pueden soportar tableros más largos.

Todavía queda mucho para llegar a estos límites, pero siguen apareciendo nuevos materiales que se empiezan a usar dependiendo de su longevidad. Las cuerdas de parafina, increíblemente resistentes, pero también muy caras y de dudosa longevidad, han demostrado ser útiles para el anclaje en las profundidades del mar. Otros plásticos, con propiedades estructurales de “diseño” inventadas para cada aplicación, se están examinando para utilizarlos en las vigas y en los soportes, ya que resultan muy económicos. Nos encontramos en el período inicial de prueba a la que se someten los nuevos materiales, y para dentro de poco tiempo se espera la aparición de formas completamente nuevas. Inspiradas en un profundo análisis de las posibilidades de los materiales.

A parte de los avances en la ciencia de los materiales, se está produciendo una transformación: una revolución en el modo de tratar los entornos de la carga. Esto siempre ha sido una cuestión muy importante en la consideración del riesgo. Todos los tipos de carga, no sólo el viento, se consideran ahora dentro de un esquema de probabilidades para determinarlos estadísticamente. Si estos cálculos reales se combinan con modelos de capacidades estructurales, entonces se puede establecer una escala de seguridad general, que se podrá calcular económicamente. Las estructuras llegarán a un nivel de eficacia nunca visto. Finalmente, la creciente concienciación de los propios diseñadores de puentes se ha convertido en una gran variedad de enfoques en el diseño. Todavía no se ha logrado un consenso sobre lo que significa un buen puente, pero se está trabajando en ello. La arquitectura se basa en la modernización que implica la tecnología y su aflicción ha sido un pequeño paso para considerar la ingeniería como una parte esencial de la arquitectura, para considerar los artefactos de la arquitectura como productos arquitectónicos en potencia. Probablemente, ingenieros y arquitectos todavía no estén completamente de acuerdo en qué es admisible para la construcción de un puente, pero allí está el material para desarrollar una superestructura. Eso se puede utilizar como un instrumento para entender y evaluar los diferentes enfoques de los grandes diseñadores actuales.

**b. PUENTES SOSTENIDOS POR CABLES.** Pocas estructuras son tan universalmente llamativas como los puentes soportados por cables. El origen del concepto de salvar grandes luces con cables, utilizando su resistencia a la tensión, se pierde en la antigüedad y, sin duda, se extiende hacia atrás en el tiempo hasta antes de los registros históricos. Tal vez seres humanos primitivos, en la necesidad de cruzar obstáculos naturales como cañadas profundas y grandes corrientes, observaron una araña tejiendo su red o monos desplazándose a lo largo de bejucos colgantes.

Los antiguos puentes sostenidos por cables eran precisamente peatonales y consistían en cables formados por bejucos o tiras de cuero retorcidos, fuertemente tensionados para reducir la flecha. Los extremos del cable eran amarrados a árboles u otros objetos permanentes localizados en las orillas de los ríos o en los bordes de la cañadas o de otras obstrucciones naturales al tráfico. El tablero, probablemente de tablas labradas de manera burda, era colocado en forma directa sobre el cable. Este tipo de construcción fue usado en edades remotas en la China, el Japón, la India, y el Tibet. Fue usado también por los aztecas en México, los incas en el Perú y por nativos de otras partes de Suramérica. Todavía pueden encontrarse en áreas remotas del Guatemala, ya que, aunque no se sabe con certeza, los Mayas probablemente los usaron.

**1) BREVE INTRODUCCIÓN.** Desde el siglo XVI hasta el XIX los ingenieros militares hicieron uso efectivo de puentes sostenidos por cuerdas. En 1,734, el ejército de Sajonia construyó un puente de cadenas de hierro sobre el río Oder en Glorywitz, registrado como el primer uso en Europa de un puente con un sistema metálico de suspensión. Sin embargo, las cadenas de hierro, fueron usadas desde mucho antes en la China. El primer puente metálico colgante en Norteamérica fue el Jacob's Creek en Pennsylvania, diseñado y montado por James Finley en 1,801. Soportado por dos cadenas

suspendidas de eslabones de hierro forjado, su luz de 70 pies estaba rigidizada por fuertes barandas en armadura y por planchas de madera.

Las cadenas y las barras aplanadas de hierro forjado dominaron la construcción de puentes colgantes por algún tiempo después de eso. Este tipo de construcción fue usado por Thomas Telford en 1,826 para el notable puente de los estrechos de Menai con una luz principal de 580 pies. Pero 10 años antes, en 1,816, se construyeron los primeros puentes colgantes de cables de alambre, uno en Galashields, Escocia y el segundo sobre el río Schuykill en Filadelfia.

Un importante hito en el progreso con cables de alambre ocurrió con el montaje del puente colgante de 1,010 pies de luz sobre el río Ohio en Wheeling, por Charles Ellet, Jr. En 1849. Un segundo hito importante fue la apertura en 1,883 de la luz soportada por cables de alambre de 1,595.50 pies del puente de Brooklyn, construido por los Roeblings.

En 1607 un ingeniero veneciano llamado Faustus Veranius publicó una descripción de un puente suspendido, soportado de manera parcial por varias tirantes de cadenas diagonales. Las tirantes en ese caso eran usadas en combinación con un cable principal de soporte (catenaria). El primer uso de un puente puramente atirantado se acredita a Löscher quien construyó un puente atirantado de madera en 1,784 con una luz de 105.00 pies. El concepto de puentes puramente atirantados parece que no fue usado de nuevo hasta 1,817 cuando dos ingenieros británicos Redpath y Brown, construyeron el puente peatonal de King's Meadow con una luz de 110 pies. En esta estructura se utilizaban tensores de cable de alambre inclinados, conectados a torres de hierro fundido. En 1,821, el arquitecto francés Poyet sugirió un puente puramente atirantado con cables usando como tirantes barra suspendidas de altas torres.

Esta clase de puente pudo haber llegado a ser una forma convencional de construcción de puentes a no ser por una serie de circunstancias infortunadas. En 1,818, un puente peatonal combinado atirantado y colgante que cruzaba el río Tweed, cerca de la abadía de Dryburg, en Inglaterra, colapso como resultado de la acción del viento. En 1,824 un puente atirantado que cruzaba el río Saale, cerca de Nienburg, en Alemania se desplomó probablemente por sobrecarga. El famoso ingeniero francés Navier publicó en 1,823 un prestigioso trabajo en donde sus comentarios adversos sobre las tejidas de varios puentes atirantados condenó prácticamente el uso de tirantes de cables a la oscuridad.

A pesar de las críticas adversas de Navier sobre los puentes atirantados, varios más fueron construidos poco después de los fatales colapsos de los puentes en Inglaterra y Alemania, por ejemplo, el puente de cables de Gischalard-Arnodin con múltiples cables inclinados colgantes de dos torres de mampostería. En 1,840, Hatley, un inglés, usó tirantes de cadenas en una configuración paralela parecida a las cuerdas de un arpa. Él mantuvo el espaciado paralelo de las tirantes principales usando un subsistema espaciado estrechamente anclado al tablero y perpendicular a los cables portantes principales.

Los ingenieros no descartaron por completo el principio de usar tirantes para soportar una superestructura de puentes. John Roebling incorporó el concepto en sus puentes colgantes, como en su puente de las cataratas de Niágara, el puente Old SST. Clair en Pittsburgh, el de Cincinnati sobre el río Ohio y el de Brooklyn en Nueva York. Además de las tirantes se utilizaron las péndolas verticales para soportar la superestructura del puente. Observaciones del comportamiento indicaron que las tirantes y las péndolas no se acoplaban de modo eficiente. En consecuencia, aunque las tirantes eran convenientes medidas de seguridad en los primeros puentes, en el desarrollo posterior de los puentes colgantes de catenaria convencional se omitieron las tirantes. El puente colgante convencional dominó hasta la segunda mitad del siglo XX.

La virtual eliminación de los puentes atirantados durante el siglo XIX, y los comienzos del XX puede atribuirse a la falta de análisis teóricos confiables para la determinación de las fuerzas internas del sistema total.

La falla en entender el comportamiento de los puentes atirantados y la carencia de métodos para controlar el equilibrio y la compatibilidad de los diversos componentes estructurales altamente indeterminados, parecen haber sido el mayor obstáculo para la continuación del desarrollo del concepto. Además, los materiales en ese periodo no eran los apropiados para los puentes atirantados.

El renacimiento de los puentes atirantados parece haber empezado en 1938 con el trabajo del ingeniero alemán Franz Dischinger. Al diseñar un puente colgante para cruzar el río Elba cerca de Hamburgo, Dischinger determinó que la deflexión vertical del puente bajo cargas de ferrocarril podía reducirse de manera considerable al incorporar tirantes de cables al sistema de suspensión. A partir de esos estudios y de su posterior diseño del puente de Stömsund en Suecia 1955, evolucionaron los puentes atirantados modernos. Sin embargo, el mayor ímpetu para los puentes atirantados vino en Alemania después de la Segunda Guerra Mundial con el diseño y construcción de puentes para reemplazar los que habían sido destruidos en el conflicto.

**a) CLASIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS.** Los puentes sostenidos por cables que dependen de cables de acero de muy alta resistencia como elementos estructurales principales, pueden clasificarse como puentes colgantes y puentes atirantados. La diferencia fundamental entre estas dos clases es la manera como el tablero del puente es soportado por los cables. En los puentes colgantes, el tablero es soportado a intervalos relativamente cortos por péndolas verticales, las cuales a su turno son soportadas por los cables principales. Los cables principales son un poco flexibles y, por lo tanto toman un perfil cuya forma es una función de la magnitud y posición de la carga. Los cables inclinados del puente atirantado soportan el tablero del puente en forma directa con cables más o menos tensos que, comparados con el clásico puente colgante, suministran apoyos relativamente inflexibles en varios puntos a lo largo de la luz. La geometría casi lineal de los puentes atirantados produce uno con mayor rigidez que el correspondiente puente colgante. Los puentes sostenidos por cables se caracterizan en general por su economía, ligereza y claridad de la acción estructural. Estos tipos de estructura ilustran el concepto de la forma consecuente con la función y presentan apariencias elegantes y estéticamente agradables. Cada uno de estos tipos de puentes sostenidos por cables es subclasificados aún más según sus elementos estructurales.

Muchos de los primeros puentes sostenidos por cables eran una combinación de sistemas colgantes y sistemas atirantados. Tales combinaciones pueden ofrecer aún mayor resistencia a cargas dinámicas y pueden ser más eficientes para luces muy largas que cualquiera de los dos tipos solos. El único puente contemporáneo de este tipo es el diseño de Steiman del puente Salazar sobre el río Tajo, en Portugal. La estructura actual es de un puente colgante convencional pero en el futuro, van a instalarse tirantes de cable para atender tráfico ferroviario.

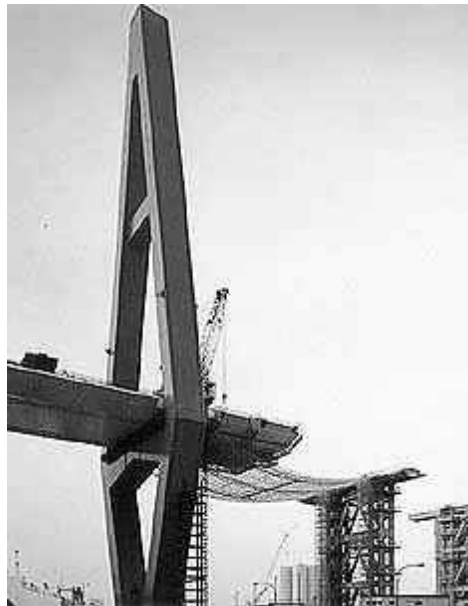
Los puentes colgantes con cables hechos de alambres de acero galvanizado de alta resistencia son apropiados para las luces largas. Por lo general, tales puentes llegan a ser económicos para luces de 1,000.00 pies, dependiendo de las restricciones específicas del sitio. Sin embargo, muchos puentes colgantes con luces tan cortas como 300.00 ó 400.00 pies, se han construido para aprovechar sus propiedades estéticas.

La característica económica básica de los puentes colgantes, resultante del uso de materiales de alta resistencia a tensión, es la ligereza, debida a la carga muerta relativamente baja. Pero esto, en su momento, conlleva la desventaja estructural de la flexibilidad, que puede conducir a grandes deflexiones bajo carga viva y sensibilidad a vibraciones. Como resultado, los puentes colgantes son más apropiados para puentes de carretera que para los más pesadamente cargados puentes de ferrocarril. No obstante, tanto para puentes de carretera como para puentes férreos, debe tenerse cuidado en el diseño para proporcionar resistencia a las oscilaciones producidas por el viento o sismo, como las que causaron el colapso del puente de Tacoma Narrow en 1,940.

**2) PUENTES ATIRANTADOS.** Los elementos fundamentales de la estructura resistente del puente atirantado son los tirantes, que son cables rectos que atirantan el tablero, proporcionándoles una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos. Pero no sólo ellos forman la estructura resistente básica del puente atirantado; son necesarias las torres para elevar el anclaje fijo de los tirantes, de forma que introduzcan fuerzas verticales en el tablero para crear los pseudo-apoyos; también el tablero interviene en el esquema resistente, porque las tirantes, al ser inclinados, introducen fuerzas horizontales que se deben equilibrar a través de él. Por todo ello, los tres elementos, tirantes, tablero y torres, constituyen la estructura resistente básica del puente atirantado.

La historia de los puentes atirantados es muy singular y diferente de la de los demás tipos; todos ellos se iniciaron como puentes modernos en el siglo XIX, pero en cambio los atirantados se iniciaron en la segunda mitad del siglo XX, concretamente en los años 50 de este siglo. Este retraso en su origen se está recuperando a pasos agigantados, porque su evolución ha sido extraordinariamente rápida; el primer puente atirantado moderno es el de Strömsund en Suecia, construido en 1,955, con un vano principal de 183.00 m de luz, el de Normandía en Francia de 856.00 m, ya terminado, y el de Tatara en Japón de 890.00 m, actualmente en construcción; en menos de 40 años su luz máxima se va a multiplicar casi por cinco. Este carácter singular de los puentes atirantados les confiere un valor de novedad que los han convertido en el puente privilegiado del momento actual.

El puente atirantado admite variaciones significativas, tanto en su estructura como en su forma; no hay más que pasar revista a una serie de puentes atirantados para ver las diferencias que hay entre ellos:



**Fotografía ocho:** Construcción de un puente atirantado.

- Longitudinalmente pueden tener dos torres y ser simétricos, o una sola torre desde donde se atiranta todo el vano principal.
- Pueden tener dos planos de atirantamiento situados en los bordes del tablero, o un solo plano situado en su eje.
- Pueden tener muchos tirantes muy próximos, o pocas tirantes muy separados.

- Pueden tener tirantes paralelas, radiales, o divergentes.
- Las torres se pueden iniciar en los cimientos, o se pueden iniciar a partir del tablero, de forma que el conjunto tablero-torres-tirantes se apoya sobre pilas convencionales.
- Las torres pueden tener diversas formas; pueden estar formadas por dos pilas, por una sola, pueden tener forma de A, forma de A prolongada verticalmente, etc.

Los tirantes se pueden organizar de diversas formas dentro de cada uno de los haces, porque caben diferentes posibilidades. En primer lugar, es necesario definir el número de tirantes de cada haz, o lo que es lo mismo, la distancia entre los puntos de anclaje de los tirantes en el tablero. El número de tirantes es una de las cuestiones que más ha evolucionado en los puentes atirantados. Los primeros tenían pocas tirantes, con separación entre anclajes que llegó a pasar de los 50 m; se trataba de crear una serie de apoyos intermedios para convertir un puente de luces grandes en uno de luces medias. En los puentes atirantados actuales el número de tirantes es mucho mayor que en los iniciales; se utilizan distancias entre anclajes que varían entre cinco y veinte metros, de forma que la flexión que podemos llamar local, la debida a la distancia entre los apoyos generados por los tirantes, es insignificante respecto a la flexión que se produce por la deformación general de la estructura. Si en un principio la finalidad de las tirantes era crear una serie de apoyos adicionales al tablero, para transformar un puente de luces grandes en uno de luces medias, este planteamiento ha evolucionado hasta considerar a las tirantes como un medio de apoyo casi continuo y elástico del tablero. La distancia entre anclajes es lógicamente menor en los puentes de tablero de hormigón que en los de tablero metálico, y ello se debe en gran medida al problema del proceso de construcción por voladizos sucesivos.

Existen cuatro configuraciones básicas de los tirantes en alzada: radiales, en arpa, en abanico y en estrella. En el sistema radial, todas los tirantes convergen en la parte superior de la torre. En el sistema en arpa, las tirantes son paralelas entre sí y van distribuidas a lo alto de la torre. La configuración en abanico es un híbrido de las configuraciones radiales y en arpa. El sistema en estrella fue utilizado para el puente Norderelbe en Alemania, principalmente por su apariencia estética. La variedad de configuraciones en alzada conduce a una amplia variación de los arreglos geométricos.



Fotografía nueve: Puente Norderelbe



**Fotografía diez:** Construcción de puentes por voladizos sucesivos.

El número de tirantes usados para el soporte del tablero varía desde una sola a cada lado de la torre hasta un arreglo de múltiples tirantes. El uso de unos pocos tirantes lleva a un gran espaciamiento entre los puntos de conexión a lo largo de la viga principal. Esto requiere una viga atirantada relativamente alta y grandes concentraciones de fuerza de los tirantes aplicadas a la viga atirantada con los consiguientes detalles complicados de conexión. Un gran número de tirantes tiene la ventaja de reducir la altura de la viga principal, tirantes de menor diámetro, detalles más simples de conexión y relativa facilidad de montaje por el método de voladizos. Sin embargo, el número de terminales de anclaje de los tirantes aumenta y hay más tirantes sin instalar.

Definido el número de tirantes, es necesario definir la geometría de cada uno de los haces, es decir, del conjunto que desde una torre atiranta un semi-vano, un vano principal, o un vano de compensación. A los tirantes paralelos se les ha llamado disposición en arpa y a las tirantes radiales, en abanico. Los tirantes radiales o divergentes funcionan mejor que los paralelos, porque el atirantamiento es más eficaz y las flexiones en la torre menores. Los paralelos se han utilizado con frecuencia cuando la compensación del tablero se divide en vanos pequeños, de forma que los tirantes del haz de compensación se anclan directamente sobre pilas o muy cerca de ellas. De esta forma el atirantamiento es más rígido y las flexiones en la torre y en el vano principal disminuyen.

Las torres, en los grandes puentes atirantados con planos de atirantamiento en ambos bordes del tablero, pueden ser análogas a las de los puentes colgantes: dos pilares verticales o ligeramente inclinados, unidos entre sí por vigas horizontales o cruces de San Andrés; se han construido muchos puentes atirantados con torres de este tipo. Con una riostra en cabeza son las del puente de Rande sobre la ría de Vigo de 401.00 m de luz o las del puente Luling sobre el río Mississippi de 372.00 m de luz; en el primero las torres son de hormigón y en el segundo metálicas. Las torres de los puentes de Zárate-Brazo Largo sobre los dos ramales del río Paraná, de 330.00 m de luz, son de hormigón con un arrostamiento metálico en cabeza en cruz de San Andrés aplastada.

Si los tirantes están contenidos en planos inclinados, la solución clásica es la torre en forma de A, que se ha utilizado con frecuencia, desde los primeros puentes atirantados hasta los actuales.

A partir de la torre en A caben muchas variantes, que se han utilizado en distintos puentes. La A prolongada, por ejemplo, superiormente con un pilar vertical, que es la torre en Y invertida; esta solución se ha utilizado en varios grandes puentes, entre ellos en el de Normandía, de 856.00 m de luz. La A cerrada bajo el tablero para reducir el ancho total de la base, forma que se ha llamado en diamante y que se puede combinar con la anterior, es decir, un diamante

prolongado por un pilar vertical; esta combinación se ha utilizado en el puente de Yangpu, China, de 602.00 m de luz. La A sin cerrar en la parte superior, rematada con una o varias riostras horizontales que unen los pilares inclinados que forman la A.



Fotografías once y doce: Dos aspectos del puente el Alamillo

En los puentes de luces no muy grandes se han utilizado con frecuencia, sobre todo en algunos de los primeros alemanes, la mínima expresión de las torres que es la formada por uno o dos pilares independientes sin ningún arrojamiento entre ellos. Si el puente tiene un solo plano de atirantamiento, la torre tendrá un solo pilar en el eje de la calzada, y si tiene doble plano tendrá dos pilares en los bordes. La inmensa mayoría de las torres de los puentes atirantados son verticales en el plano del alzado del puente, pero algunas veces se han inclinado dentro de ese plano por distintas razones.

El puente del Alamillo (1,987-1,992) en Sevilla, de Santiago Calatrava, tiene torre única y un vano único de 200 m de luz. En él la torre se ha inclinado hacia tierra y se han suprimido las tirantes de compensación; este sistema obliga a compensar las fuerzas en las tirantes con la excentricidad del peso propio de la torre respecto a su base, debida a su inclinación. Su peculiar estructura obligó a construir primero el tablero sobre cimbra, y después a hacer la torre, que se atirantaba a medida que iba subiendo. Se puede decir que el tablero atirantaba a la torre, y no a la inversa. El costo ha sido desmesurado. El tablero interviene en el esquema resistente básico de la estructura del puente atirantado porque debe resistir las componentes horizontales que le transmiten las tirantes. Estas componentes generalmente se equilibran en el propio tablero porque su resultante, igual que en la torre, debe ser nula.

La sección transversal del tablero depende en gran medida de la disposición de las tirantes. En los puentes atirantados en el eje, generalmente es un cajón cerrado con voladizos laterales, y en los puentes atirantados en los bordes, generalmente está formada por dos vigas longitudinales situadas en los bordes del tablero, enlazadas entre sí por vigas transversales; no obstante, tanto en uno como en otro sistema de atirantamiento caben diferentes variantes de la sección transversal; se puede llegar incluso a invertir las secciones, es decir, utilizar el cajón único cerrado en un puente con doble plano de atirantamiento, y por el contrario, el doble cajón, unido por vigas transversales con plano único de tirantes.

a). **CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES.** Los puentes atirantados han llegado a tener un uso muy amplio desde los años cincuenta para puentes de luces medianas y largas, debido a su economía, rigidez, cualidades estéticas y facilidad de montaje sin

andamiaje. En dichos puentes se utilizan cables tensos que conectan las torres a una luz para proporcionar apoyos intermedios para ella. Este principio ha sido entendido por ingenieros de puentes por lo menos desde hace dos siglos.

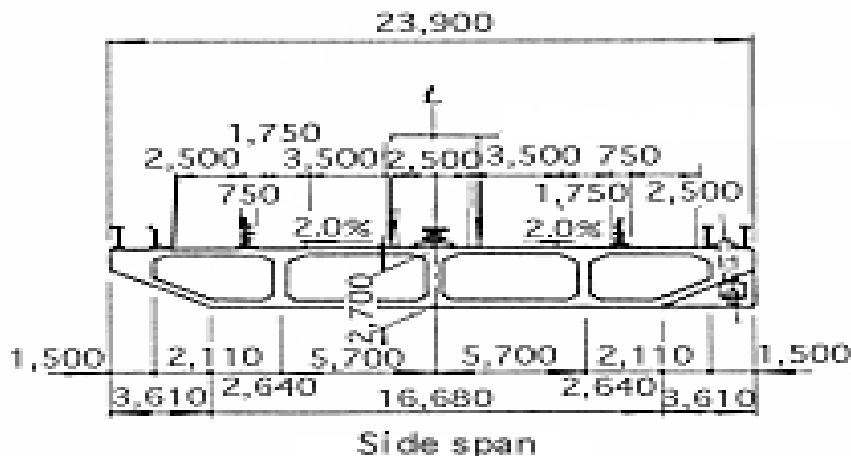
Los puentes atirantados con cables son económicos para puentes de luces intermedias, en el intervalo entre las apropiadas para vigas principales de tablero (por lo común hasta 600.00 u 800.00 pies pero que requieren alturas extremas, hasta de 33.00 pies) y las más largas de puentes colgantes (más de 1,000.00 pies) Entonces, los puentes atirantados encuentran por lo general su aplicación en el intervalo de luces de 600.00 a 1,600.00 pies, pero luces de longitudes hasta de 2,600.00 pies pueden ser económicamente posibles.

Un puente atirantado tiene, sobre un puente colgante, la ventaja de mayor rigidez, las vigas cajón de celda sencilla o de celdas múltiples, atirantadas, poseen gran rigidez torsional y lateral. Estos factores hacen la estructura estable contra el viento y sus efectos aerodinámicos.

La acción verdadera de un puente atirantado es diferente a la de un puente colgante. En contraste con los cables principales un poco flexibles de este último, los cables tensos, inclinados, de la estructura atirantada suministran puntos de apoyo un poco estables en la luz principal. De esta manera se reducen las deflexiones. La estructura en efecto, se convierte en una viga continua apoyada en las pilas, con apoyos adicionales elásticos intermedios (pero más o menos rígidos) en la luz. Como resultado de esto, la viga atirantada puede ser de baja altura. Las alturas varían entre  $\frac{1}{60}$  a  $\frac{1}{80}$  de la luz principal, y a veces son aun tan pequeñas como de  $\frac{1}{100}$  de la luz.

Por lo general, las fuerzas del cable están balanceadas entre la luz principal y las laterales, y la estructura está anclada internamente, es decir no requiere anclajes masivos de mampostería. Los efectos de segundo orden del tipo que requiere análisis por una teoría de la deflexión, son de relativa menor importancia para los puentes atirantados comunes de tipo auto-anclado caracterizados por compresión en las vigas principales del puente.

Los puentes atirantados pueden clasificarse según el material en que están contruidos, por el número de luces soportadas por tirantes, por el arreglo transversal de los planos de las tirantes de cables y por la geometría longitudinal de éstas.



Dibujo 3: Sección e una viga de cajón de un puente atirantado.

Un puente atirantado de hormigón tiene tanto la viga de la superestructura como las torres hechas de hormigón. Por lo general, las torres son vaciadas en el sitio, aunque, en algunos casos, las torres pueden ser de segmentos prefabricados de hormigón, por encima del nivel del tablero, para facilitar la secuencia del montaje. Las vigas principales pueden ser de segmentos de hormigón, prefabricado o vaciadas en el sitio. Como ejemplos se tienen el puente Talmadge en Georgia y el Sunshine Skyway en la Florida.

Los puentes atirantados totalmente de acero constan de torres de acero estructural y una o más vigas de cajón atirantadas de acero con un talero ortotrópico. Como ejemplos están el puente Luling en Louisiana y el puente Meridian en California (construido también como una luz basculante).



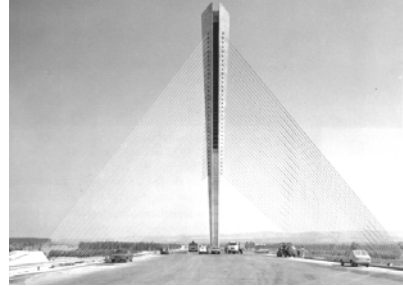
**Fotografías trece y catorce:** Puentes Talmadge y el Sunshine Skyway



**Fotografías quince y dieciséis:** Dos aspectos del puente Luling

Otros puentes llamados atirantados con cables de acero son, en realidad estructuras compuestas con torres de hormigón, vigas principales de borde, vigas de piso (y posiblemente largueros), de acero estructural, y una placa de tablero compuesta prefabricada o vaciada en el sitio. En general los arreglos de luces, son luces simples, dos luces, simétricas o asimétricas; tres luces o luces múltiples. Los puentes atirantados de una luz son una rareza, dictada usualmente por condiciones inusuales de sitio. Un ejemplo es el puente del río Ebro en Navarra, España. A menudo, las tirantes extremas se anclan a bloques de anclaje, análogas a los de un puente colgante de una luz.

En los puentes atirantados asimétricos de dos luces, la luz mayor está generalmente en el intervalo de 60 a 70% de la longitud total de las luces atirantadas. Como excepciones están los puentes Batman y el de Bratislava, en donde las luces mayores son 80% de la longitud total de las luces atirantadas. La razón para la mayor longitud de la luz principal es que estos puentes tienen una sola tirante extrema anclada al estribo en lugar de varios tirantes extremos distribuidas a lo largo de la luz lateral.



**Fotografías diecisiete, dieciocho y diecinueve:**

Puente Sancho El Grande, sobre el río Ebro, Castejón, Navarra, España. Puente atirantado, asimétrico, pilón inclinado con tirantes traseros de compensación. Puente de autopista. 1978. Luz principal 146 m. Altura de la viga del tablero 2.14 m. Anchura de la viga del tablero 28.90 m. Altura del puntal 59.80 m.

Los puentes atirantados de tres luces, por lo general tienen una luz central con una longitud del orden del 55% de la longitud total de las luces atirantadas. El resto casi siempre se divide entre las luces de anclaje.

Los puentes atirantados de luces múltiples generalmente tienen luces iguales con excepción de las dos luces extremas, las cuales se ajustan para conectarse con las luces de aproximación o con los estribos. El arreglo de los cables de atirantamiento es simétrico a cada lado de las torres. Por conveniencia de fabricación y montaje, las vigas principales tienen secciones con escalón en el centro de la luz entre los dos primeros tirantes. La relación de la longitud de la sección escalonada central a la longitud total entre los torres varía desde 20% cuando se tiene un solo tirante a cada lado de la torre, hasta 8% cuando salen varios tirantes a cada lado.

Transversalmente al eje longitudinal del puente, los tirantes pueden arreglarse en uno o dos planos con respecto a la línea central longitudinal del puente, y pueden estar en planos verticales o inclinados. Los sistemas de un solo plano, localizado a lo largo de la línea central longitudinal de la estructura requieren por lo general una viga cajón principal atirantada torsionalmente rígida para resistir las fuerzas de torsión desarrolladas por las cargas no

balanceadas. El sistema vertical desplazado de manera lateral se ha utilizado para un puente peatonal. El arreglo en V ha sido utilizado para puentes atirantados que soportan tuberías. Esta variedad de la geometría transversal de los tirantes lleva a numerosas alternativas de arreglos de las torres.

**b). ESPECIFICACIONES Y CARGAS.** Las “Standard Specifications for Highway Brides” de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), cubren los puentes de acero ordinarios, generalmente con luces menores de 500.00 pies.

Las especificaciones de la American Railway Engineering Association (AREA) para puentes ferroviarios de acero se aplican a luces que no excedan 400 pies. No existen especificaciones de la AASHTO y de AREA, apropiadas para el diseño de piso de un sistema de gran luz. Un conjunto básicamente nuevo de especificaciones debe escribirse para cada puente de luz larga para incorporar las características especiales debidas a las condiciones del sitio, grandes capacidades de tráfico, flexibilidad, condiciones aerodinámicas y sísmicas, entramados especiales y materiales y procesos de construcción sofisticados.

Por lo general, el análisis estructural se aplica a las siguientes condiciones de carga: carga muerta, carga viva, impacto, tracción y frenado, cambios de temperatura, desplazamiento de los apoyos (incluyendo asentamientos), viento (tanto los efectos estáticos como los dinámicos), efectos sísmicos y combinaciones de éstos. Guías para cargas en puentes de grandes luces se encuentran en PG Auckland “North American Society of Civil Engineers (ASCE). Recomendaciones para las tirantes de cables se encuentran en “Recommendations for Stay-Cable Design. Testing and Installation Committee on Cable-Stayed Bridges, Post Tensioning Institute. véase también la “Guide for the Design of Cable-Stayed Bridges, del ASCE Committee on Cable Stayed Bridges.

**c). CABLES, ANCLAJES Y CONEXIONES.** El concepto de salvar grandes luces con cables, miembros flexibles tensionados, antecede los registros históricos. Usos antiguos conocidos de cables metálicos incluyen los siguientes: un cable de cobre de corta longitud descubierto en las ruinas de Nínive, cerca de Babilonia, el cual se calcula que fue hecho aproximadamente en el año 685 antes de Cristo, en el reino de Asiria. Una pieza de cable de bronce fue descubierta en las ruinas de Pompeya, ciudad destruida por la erupción del volcán Vesubio en el año 79 antes de Cristo.

Los romanos hacían cables de alambres y cordeles; en el museo borbónico de Nápoles, Italia, se exhibe un ejemplar de 1 pulgada de diámetro y 15 pulgadas de largo de sus cordeles de bronce con trama tipo “lang”, en el cual la dirección de torcimiento de los alambres y torones es la misma. Estos primeros especímenes de cable eran de alambres hechos a mano.

En los siglos siguientes, la mano de obra progresó a tal estado que sólo una inspección muy detallada podía revelar que los alambres eran de hechura manual. La destreza de los vikingos producía alambres tan uniformes que algunas autoridades creen que fue utilizado trefilado mecánico.

Alambres trefilados a máquina aparecieron por primera vez en Europa durante el siglo XIV, pero existe una controversia sobre si el primer cable de alambre parecido al corriente producto uniforme y de alta calidad fue producido por un Alemán, A. Albert (1,834) o por un inglés llamado Wilson (1,832).

El primer cable de alambre hecho a máquina en los Estados Unidos fue dado al servicio en 1846. Desde entonces, con mejoras tecnológicas, como avances en procesos de manufactura y la introducción de aceros de alta resistencia, la calidad de torones y cables ha avanzado hasta los disponibles actualmente.

- **CABLE:** Cualquier miembro flexible a tensión que consiste en uno o más grupos de alambres, torones, cordeles o barras. En aplicaciones estructurales, la palabra cable por lo general se usa en sentido genérico para indicar un miembro flexible solicitado a tensión. Se encuentran disponibles varios tipos de cables para el uso en puentes soportados por ellos. La forma o configuración de un cable depende de su hechura; puede componerse de barras paralelas, alambres paralelos, cordeles o torones paralelos, o torones enrollados con trabas. Las barras paralelas no se usan en puentes colgantes por los requerimientos de curvatura de las silletas en las torres. Tampoco se usan en puentes atirantados cuando se emplean silletas en las torres, pero se han utilizado como tirantes cuando éstos terminan en las torres y están anclados a ellas.
- **ALAMBRE:** Una sola longitud continua de metal producida de una varilla mediante trefilado en frío.
- **ALAMBRE DE PRE-TENSADO:** Un tipo de alambre por lo general utilizado en aplicaciones de hormigón pos-tensado. El que se usa a menudo en tirantes de cable consiste en alambre de 0.25 pulgadas de diámetro, producido en los Estados Unidos de acuerdo con la norma ASTM A421 tipo BA.
- **TORÓN ESTRUCTURAL:** (Con excepción del torón de alambres paralelos) Alambres enrollados helicoidalmente alrededor de un alambre central para producir una sección simétrica producido en los Estados Unidos de acuerdo con la norma ASTM A586.
- **TRAMA:** Longitud del paso de una hélice de alambre.
- **TORONES DE ALAMBRES PARALELOS.** Alambres individuales configurados en un arreglo paralelo con torcimiento helicoidal.
- **TORONES ENROLLADOS CON TRABAS:** Un arreglo de alambres semejantes al torón estructural excepto que los alambres en algunas capas están configurados para que queden trabados cuando se colocan alrededor del núcleo.
- **CABLE ESTRUCTURAL:** Varios torones enrollados helicoidalmente alrededor de un núcleo formado por un torón u otro cable, producido en los E. U. de acuerdo con ASTM A603.
- **CABLES DE PRE-TENSADO:** Un torón de 0.6 pulg. De diámetro de siete cables de bajo relajamiento, usado generalmente para hormigón pretensado y producido en los Estados Unidos de acuerdo con la norma ASTM A416 (usados para tirantes de cables).
- **BARRA:** Una barra sólida, laminada en caliente, producida en los Estados Unidos de acuerdo con la norma ASTM A722 Tipo II (usada para tirantes de cable).

Si se hace una comparación entre el esfuerzo nominal último y el admisible, a tensión, para varios tipos de cables los resultados serían:

- El torón estructural tiene un mayor módulo de elasticidad, es menos flexible y es más fuerte que el cable estructural de igual tamaño.
- Los alambres de dicho torón son más largos que los del cable estructural del mismo diámetro nominal y, por tanto, tienen un recubrimiento de zinc de mayor espesor y una mejor resistencia a la corrosión.

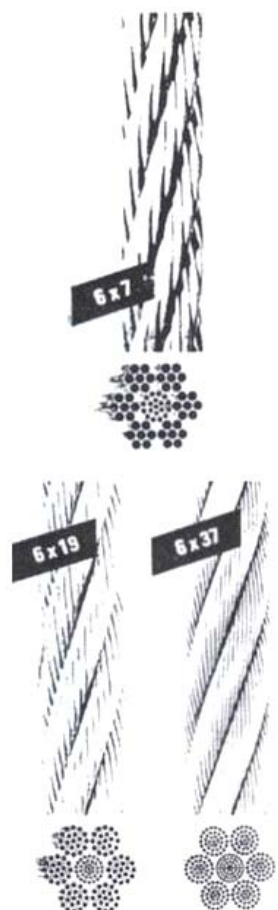
**Tabla 1:** Características del cable estructural Bethlehem Steel Corporation Dadas por el fabricante

<b>Bridge Rope</b>			
Diam. in.	Weight per ft approx lb	Metallic Area approx sq in	Breaking Strength tons
<b>6 x 7 (IWRC OR WSC)</b>			
3/8	0.24	0.065	6.5
1/2	.42	.119	11.5
5/8	.65	.182	18.0
3/4	.95	.268	26.0
7/8	1.28	.361	35.0
1	1.67	.471	45.7
1 1/8	2.11	.596	57.8
1 1/4	2.64	.745	72.2
1 5/8	3.21	.906	87.8
1 3/2	3.82	1.08	104
<b>6 x 19 CLASS (IWRC OR WSC)</b>			
1 1/8	4.51	1.27	123
1 3/4	5.24	1.47	143
1 7/8	6.03	1.69	164
2	6.85	1.92	186
2 1/8	7.73	2.17	210
2 1/4	8.66	2.42	235
2 3/8	9.61	2.69	261
2 1/2	10.6	2.97	288
2 5/8	11.6	3.27	317
2 3/4	12.7	3.58	347
<b>6 x 37 CLASS (IWRC OR WSC)</b>			
2 3/8	13.9	3.91	379
3	15.1	4.25	412
3 1/4	18	5.04	475
3 1/2	21	5.83	555
3 3/4	24	6.67	640
4	27	7.56	730

Minimum moduli of elasticity of the above rope, as manufactured and after prestretching, are as follows:			
<b>E</b>			
<b>Construction</b>	<b>As Manufactured</b>	<b>Prestretched</b>	
6 x 7 (IWRC or WSC)	18,000,000 psi	20,000,000 psi	
6 x 19 Class (IWRC or WSC)	16,000,000 psi	20,000,000 psi	
6 x 37 Class (IWRC or WSC)	14,000,000 psi	20,000,000 psi	

Intermediate diameters of bridge rope can be furnished. Breaking strengths vary closely with the square of the rope diameters, so that strength of ropes for diameters not listed can be approximated from the strengths of the nearest sizes given in the table. Moduli are based on Class "A" coating; for heavier coatings, reduce modulus approximately 1,000,000 psi.



La elongación total o estiramiento de un torón estructural es el resultado de varias deformaciones componentes. Una de éstas, llamada estiramiento de construcción, es causada por el alargamiento de la trama del torón debido al ajuste posterior de los alambres del torón en una sección transversal más densa, bajo carga. El alargamiento de construcción es permanente. Los torones y cables estructurales por lo general son preestirados por el fabricante para aproximar una condición de verdadera elasticidad. El prealargamiento remueve el alargamiento de construcción inherente al producto cuando sale de las máquinas de enrollado y cerramiento.

El preestiramiento también permite, bajo cargas prescritas, la medición precisa de longitudes y la marcación de puntos especiales en el torón o cable dentro de la tolerancias estrechas Asimismo se lleva a cabo por el fabricante al someter el torón a una carga predeterminada durante un intervalo de tiempo suficiente para permitir el ajuste de las partes componentes a esa carga. La carga de preestiramiento normalmente no excede 55% de la resistencia última nominal del torón.

En el diseño de puentes debe presentarse cuidadosa atención a la correcta determinación del módulo de elasticidad del cable, el cual varía según el tipo de manufactura. Dicho módulo se determina de una longitud de probeta de al menos 100.00 pulg. Y con el área metálica bruta del

torón o cable, incluyendo el recubrimiento de zinc, si es el caso. Las lecturas de la elongación usadas para el cálculo del módulo de elasticidad se toman cuando el torón o cable se estira a por lo menos el 10% del esfuerzo último establecido en la norma o más de 90% del esfuerzo de preestiramiento. Los valores en la tabla uno son para torones y cables estructurales normales, preestirados, de tipo helicoidal; para torones de alambres paralelos, el módulo de elasticidad está en el intervalo de 28,000 a 28,500 k/pulg.<sup>2</sup>

Para puentes atirantados es también necesario el uso de un módulo de elasticidad reducido equivalente  $E_{eq}$  para tener en cuenta la rigidez reducida de un cable largo tensionado, debido a la flecha bajo su propio peso, especialmente durante el montaje cuando hay menor tensión. La fórmula para esta reducción fue desarrollada por J. H. Ernest. El término cuadrado en el denominador vale uno cuando  $a=a$ , es decir cuando el esfuerzo es constante. La reducción en el módulo de elasticidad del cable debido a la flecha es un factor importante en la limitación de las luces máximas en puentes atirantados.

**Fórmula para el módulo de elasticidad reducido equivalente:**

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{E(y I)^2}{12 \zeta^3 (16\mu)^2}}$$

Donde

$E$  = módulo de elasticidad

$\zeta$  =  $(\zeta_u + \zeta_i)/2$  que es el esfuerzo promedio donde  $\zeta_u$  y  $\zeta_i$  son el esfuerzo superior e inferior.

$M$  =  $\zeta_u / \zeta_i$

$y$  = peso del cable por unidad de longitud por un área de la sección transversal.

$I$  = longitud horizontal proyectada del cable

Los efectos del flujo plástico de los cables en los puentes soportados por ellos deben tenerse en cuenta en el diseño. El flujo plástico es la elongación de los cables bajo esfuerzos constantes grandes, por ejemplo, los de cargas muertas, en un intervalo de tiempo. Los efectos pueden evaluarse modificando la ecuación del cable en la teoría de la deflexión. Colen Mulheim indicó que, en un periodo 100 años, los efectos del flujo plástico del cable serían equivalentes aproximadamente a un cuarto de la caída de temperatura para la cual fue diseñado el puente.

Hasta los años sesenta, los cables principales de alambres paralelos de los puentes colgantes se formaban con un torno de hilar que llevaba un alambre a la vez (y más recientemente dos o cuatro alambres), pasándolos sobre las torres, de anclaje a anclaje. No sólo eran los alambres hilados en el aire individualmente, sino que cada alambre tenía que ser removido del torno de hilar en los anclajes, para darle la vuelta sobre un zapato de cable circular o semicircular, y colocarlo de nuevo sobre dicho torno para el viaje de regreso. Además, los alambres tenían que ser ajustados de manera individual, luego reagrupados en torones y reajustados y por último, compactados en una sección transversal circular. En síntesis, este proceso es lento costoso y peligroso.

Los torones prefabricados de alambres paralelos son una alternativa económica. Grandes cables principales de un puente colgante pueden elaborarse de muchos de tales torones, colocados en forma paralela entre sí en un patrón geométrico seleccionado. En el patrón rectangular, puede haber 6 o más torones en cada fila horizontal y 6 o más columnas verticales, con espaciadores apropiados. Los torones pueden tener hasta 233 alambres, todos fabricados, encasquillados, probados y empacados en carretes, en la planta. Su uso puede representar un ahorro considerable en tiempo de montaje con respecto al viejo procedimiento de hilado aéreo de los cables en el sitio.

Para el puente de Newport, terminado en 1,969, los cables los forman torones de alambres paralelos, fabricados en planta. Cada cable está hecho de 4,636 alambres, cada uno con 0.202 pulgada de diámetro, fabricados en planta de 76 torones de 61 alambres paralelos cada uno. De esta manera, en lugar de los miles de viajes del torno de hilar que se necesitaban previamente, sólo se necesitaron 152 viajes de un cable de arrastre para formar los dos cables. Además, miles de ajustes de flecha de alambres individuales se eliminaron de la operación de campo.

Desde el punto de vista del diseño, los cables de alambres paralelos son superiores a los cables hechos de torones de alambres helicoidales. Los alambres rectos de entramado y paralelo suministran toda la resistencia y el módulo de elasticidad del acero, mientras que la resistencia y el módulo de elasticidad son reducidos (en aproximadamente un octavo) con el arreglo helicoidal. Por otra parte, desde el punto de vista del montaje del puente, los cables estándar del tipo de torones helicoidales son superiores a los del tipo de alambres paralelos ensamblados en el campo. Los torones son montados y ajustados fácilmente, con un mínimo de equipo y mano de obra. Por tanto, ellos se han usado en muchos puentes colgantes de tamaño desde pequeño hasta mediano. Sin embargo, los torones prefabricados de hilos paralelos combinan las ventajas de montaje de los cables de tipo torón con las características superiores en el sitio de los cables de alambres paralelos.

En los puentes más pequeños de cables, los cables con pocos torones pueden arreglarse en forma abierta con los torones separados. Pero en los puentes más largos, los torones se arreglan en una forma cerrada siguiendo un patrón hexagonal o de otra geometría. Estos pueden compactarse con máquinas y recubrirse para su protección.

Nótese que en un grupo de torones de tipo helicoidal no puede compactarse en una masa tan densa como un grupo de torones de alambres paralelos. En los primeros puentes atirantados se usaban torones estructurales tradicionales o torones enrollados con trabas para los tirantes. Ahora se usan generalmente tirantes compuestos de acero pretensado. Los tirantes de cable para puentes atirantados son semejantes a los cables de pos-tensado en cuanto ellos consisten de los siguientes elementos primarios: acero de pretensado (alambres paralelos, torones o barras), vainas (conductos), que encapsulan el acero de pretensado y pueden ser tubos de acero o tubos de polietileno de alta densidad (HDPE en inglés). Un material que llene el vacío entre el acero de pretensado y la vaina puede ser lechada cementante, grasa mineral u otro material apropiado.

Existen dos métodos básicos de manufactura e instalación de tirantes: ensamblaje en el sitio en la posición final e instalación prefabricadas. Ambos métodos se han utilizado exitosamente. Dadas las diversas restricciones para un proyecto o sitio específico, en la mayor parte de los casos la decisión sobre el método que va a usarse es cuestión de economía. La prefabricación puede llevarse a cabo ya sea en una planta alejada del sitio de la construcción, o si es posible, en el sitio del proyecto (probablemente en el tablero del puente). Por lo general, los tirantes prefabricadas en planta se transportan al sitio enrolladas en tambores, completas con el haz de alambres o torones, las vainas de HDPE y los anclajes (este método no puede utilizarse con barras de pre-tensionado o con vainas de tubería de acero). A menudo, uno o ambos anclajes se instalan en la tirante. En el sitio, las tirantes prefabricadas casi siempre se instalan en su posición final inclinada mediante grúas o mediante un sistema temporal de vientos colocados entre los puntos de anclaje y de los cuales se suspenden las tirantes, las cuales se llevan a su posición final por medio de un malacate u otro equipo hidráulico apropiado.

Cuando se usa el sistema de vientos, el montaje en el sitio de las tirantes en su posición final comienza con la instalación del sistema de vientos. Las vainas, de acero o HDPE, se colocan luego en su posición inclinada final. Después las tirantes de torones o haces de alambre se halan a través de las vainas con malacates. Cuando se usan torones puede emplearse el método de empuje. En ese caso, los torones individuales se empujan a través de las vainas

mediante equipos especiales. Las barras paralelas de pretensado son algo más difíciles de instalar debido a que se les deben colocar acoplamientos a intervalos a lo largo de las tirantes.

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

En los puentes atirantados, cuando las tirantes de cable convergen en la parte superior de la torre y son continuas sobre ella, se usan silletas masivas semejantes a las de los puentes colgantes. Para los tipos de configuraciones de puentes atirantados en donde las tirantes están distribuidas a lo alto de una torre de tipo celular, silletas similares (pero más pequeñas) pueden usarse en las torres. Si la torre es de hormigón macizo, las sillitas son generalmente tubos de acero, doblados al grado apropiado de curvatura y embebidos en el hormigón.

El puente Verrazano Narrows, es un arreglo típico. Se instala una silleta de donde divergen los torones para su conexión a las barras con ojales. Los alambres del torón dan la vuelta sobre un zapato de torón y se conectan a una barra con ojal. Un concepto ligeramente diferente fue utilizado para el puente de Newport, en este caso, los torones prefabricados del cable principal divergen y pasan a través de 78 tubos mantenidos en posición por un entramado de acero estructural y transfieren sus cargas al anclaje a través de un casquillo de anclaje de tipo aplastamiento. Con el tiempo, todo el entramado de soporte es embebido en hormigón. En este arreglo de bloque de anclaje, los casquillos de los torones se apoyan en la parte posterior del bloque de anclaje en lugar de estar conectados mediante eslabones a tensión en la parte anterior del bloque.

Los aditamento extremos o casquillos de los torones o cordeles estructurales están estandarizados por los fabricantes y pueden ser estampados o rellenos de zinc. Estos aditamentos incluyen casquillos abiertos o cerrados de acero fundido o forjado con troquel. Debe considerarse la fatiga al diseñar cables de puentes que dependen de casquillos rellenos de zinc, en particular si están sujetos a un amplio intervalo de esfuerzos.

Las conexiones de las péndolas a las vigas principales dependen del tipo de detalle de la viga. Generalmente, el aditamento extremo de una péndola es del tipo estampado o relleno de zinc. Cuando existen múltiples torones o cordeles en una péndola, el aditamento debe ser fabricado de manera especial.

Los primeros puentes atirantados tenían tirantes consistentes en torones estructurales paralelos o torones enrollados con trabas los cuales tenían casquillos convencionales rellenos de zinc. Debido a la inquietud referente a la baja resistencia a la fatiga de los torones estructurales con casquillos rellenos de zinc un nuevo tipo de casquillo, llamado casquillo *HiAm* (alta amplitud) fue desarrollado en 1968 por el profesor Fritz Leonhardt junto con Bureau BBR Ltd. De Zurich. Su propósito era utilizarlo con tirantes de alambres paralelos de pretensado de 1 1/2 pulg. de diámetro que terminan con cabezas de botón (ASTM A421 tipo *BA*) en una placa de anclaje en el casquillo. El casquillo de anclaje está lleno de esferas de acero y un aglutinante de polvo de zinc con resinas epóxicas. Este tipo de anclaje aumenta la resistencia a la fatiga aproximadamente al doble de la de casquillos con relleno de zinc. Los casquillos *HiAm* se usaron en los Estados Unidos en los puentes atirantados de Pasco-Kennewick, Luling y East Huntington. Después de que esos puentes se construyeron, vino el uso general de torones de pretensado de siete alambres, y se desarrollaron varios tipos de anclaje para acomodar torones paralelos de pretensado en las tirantes de cable.

En el pasado, el método para proteger los cables principales de los puentes colgantes contra la corrosión era el cubrimiento del acero con una pasta roja de plomo, entorchando a su

alrededor alambres galvanizados revenidos y aplicando una pintura roja de plomo. Este método ha tenido un variado grado de éxito, desde excelente en el puente de Brooklyn hasta pobre en el puente General U:S: Grant en Portsmouth, Ohio. Un defecto potencial en este sistema es que, a medida que el cable se estira y encoge bajo las cargas vivas y los cambios de temperatura, puede ocurrir alguna separación entre vueltas adyacentes del entorchado de alambre. Dependiendo del grado de separación, la pintura puede agrietarse y permitir la penetración de agua y contaminantes en el cable.

El puente Bdiwell Bar fue construido en 1,964, por el departamento de recursos acuáticos de California. La cobertura protectora de los cables ha estado operando de manera satisfactoria. A principios de los años setenta se descubrió alguna corrosión en las bandas de cables, probablemente como resultado de la retracción de la cobertura. Bethlehem Steel corrigió la situación re-envolviendo una corta porción de la bandas de cable y calafateando. Una inspección en 1,991 no indicó ninguna anomalía en la cobertura del cable. Un sistema aplicado al puente de Newport (instalado en 1,969) está aún operando satisfactoriamente. Una inspección en 1,980 indicó que había algún cuarteamiento en la superficie superior en algunas áreas, pero éste era superficial y no se extendía a través del espesor y, por supuesto, esas áreas fueron resanadas. Había también algunos signos de deterioro en las bandas de cable, en la ranura del calífero más elástico que acomoda mejor el movimiento térmico.

Un área en donde el cable principal es particularmente vulnerable se extiende desde la silleta achaflanada hasta las barras con ojales de los bloques de anclaje. La única protección contra la corrosión disponible es el recubrimiento con zinc de los alambres. Dependiendo de las condiciones ambientales en los bloques de anclaje, el galvanizado puede tener una esperanza de vida del orden de 20 años. Corrosión grave en esta área ocurrió en los puentes de Brooklyn, Williamsburg y Maniatan, lo cual requirió medidas correctivas. En la rehabilitación de un anclaje del puente de Maniatan, se incluyó un equipo de deshumidificación para controlar la humedad en el bloque de anclaje. Para protección contra corrosión, U:S: Steel desarrolló un procedimiento de extrusión de polietileno negro de gran densidad sobre los torones y cordeles. En muchas aplicaciones, esta envoltura también reduce la fatiga causada por las vibraciones. Con este fin, debe prestarse particular atención al sellamiento de los extremos y minimizar el doblado de los alambres en la nariz de los casquillos.

Los alambres pueden ser protegidos contra la corrosión mediante galvanización, un recubrimiento sacrificable de zinc que impide la corrosión del acero mientras no se rompa dicho recubrimiento. La protección contra la corrosión de los alambres individuales en un torón o cordel estructurales proporcionada por varios espesores de recubrimiento de zinc, dependiendo de la localización del alambre en el torón o cordel y del grado de corrosión esperado del ambiente. La efectividad del recubrimiento de zinc es proporcional a su espesor, medido en onzas por pie cuadrado del área superficial del alambre desnudo. El recubrimiento de zinc clase A de 0.40 a 1.00 Oz/pie<sup>2</sup> dependiendo del diámetro nominal del alambre recubierto. Un recubrimiento clase B o clase C es, respectivamente 2 ó 3 veces más pesado que el recubrimiento clase A.

Los recubrimientos más pesados de zinc desplazan una mayor área de acero. Esto requiere una reducción en la resistencia a la rotura especificada para el torón o cordel. Las normas ASTM A586 y A603 especifican resistencias mínimas a la rotura requeridas para los varios tamaños de torones o cordeles de acuerdo con las combinaciones de recubrimiento descritas. Para otras combinaciones de recubrimiento, el fabricante debe ser consultado en lo referente a la resistencia mínima a la rotura y el módulo de elasticidad.

La galvanización tiene algunas desventajas. Dependiendo de las condiciones ambientales, por ejemplo, el galvanizado puede esperarse que dure 20 años. También, causa inquietud la posibilidad de que el galvanizado por inmersión en caliente pueda causar fragilidad por hidrogenación, sin embargo hay alguna indicación que con la tecnología actual, el método de galvanizado por inmersión en caliente es probable que no produzca fragilidad por hidrogenación como ocurría antes. Asimismo, puede ser difícil cumplir las especificaciones para un

recubrimiento clase C con el método de inmersión en caliente. Igualmente, un alambre galvanizado por inmersión en caliente puede no tener la misma resistencia a la fatiga que tiene un alambre recubierto con galvanización electrolítica.

En los primeros puentes atirantados, las tirantes, que consistían en torones enrollados con trabas o estructurales, eran protegidos contra la corrosión mediante galvanizado y pintura. No obstante, ocurría corrosión. En contraste, las tirantes contemporáneas son semejantes a los cables externos usados por lo general con hormigón pre-tensado, los cuales consisten en acero de pre-tensado, entubamiento, materiales de protección anticorrosiva y anclajes. Coexiste evidencia de problemas de corrosión con tales tirantes.

El puente peatonal de Schillerstrasse en Stuttgart, Alemania, terminado en 1,961, fue el primer puente en que se empleó un sistema de tirantes con entubamiento e inyección de lechada de cemento. Las tirantes constan de un haz de alambres paralelos de pre-tensionado encapsulado en un tubo de polietileno e inyectados con lechada de cemento. El objetivo del entubamiento de PE es doble: proporcionar una formaleta para la lechada de cemento y servir como barrera anticorrosiva. Las tirantes se han inspeccionado en numerosas ocasiones y no han mostrado signos de corrosión. El primer uso de este sistema en los Estados Unidos fue en el puente Pasco-Kennewick terminado en 1,978. Las tirantes del puente fueron inspeccionadas en 1990 después de 12 años de servicio, el alambre expuesto estaba tan brillante y en buena condición como en el día de su instalación, indicando que, con el cuidado y los procedimientos de instalación apropiados, la lechada de cemento puede ser un inhibidor efectivo de la corrosión.

Una vaina hecha con tubo de polietileno de alta densidad es hermética. Un espesor de ¼ de pulgada suministra la misma barrera al vapor que un muro de hormigón de 35 pies de espesor. Sin embargo, la tubería de HDPE debe manejarse con cuidado, si se abusa, como en el caso del puente Luling (por presión excesiva al inyectar la lechada), el tubo puede con el tiempo desarrollar grietas longitudinales. Además, la columna de lechada de cemento puede desarrollar grietas transversales por los ciclos de tensión en las tirantes, entre otras razones. Por esto, es necesario impedir el acceso directo al acero desnudo de pretensado de los agentes corrosivos.

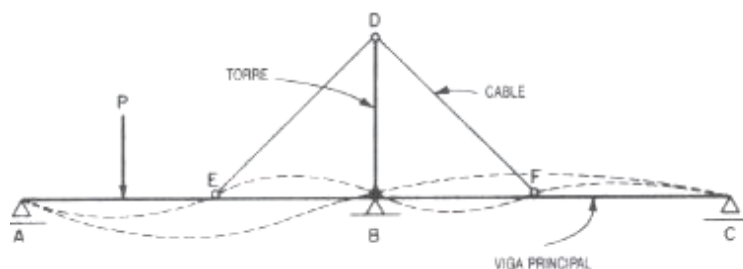
Por lo general, el método preferido es suministrar un sistema de barreras múltiples en el cual uno o más materiales se encargan de la función protectora de un material que ha fallado o se ha deteriorado. Actualmente en los Estados Unidos han sido favorecidos dos métodos para usarlos en conjunto con un entubamiento exterior con HDPE y lechada de cemento. Uno es el recubrimiento epóxico de los torones de pre-tensado individual de siete alambres del cable. El otro es el uso de torones individualmente engrasados y encapsulados, el llamado método del mono-torón, una adaptación de los cables de torón únicos usados en losas de piso post-tensadas y en garajes de aparcaderos. Posibilidades futuras incluyen un recubrimiento cerámico desarrollado para la protección anticorrosiva de los cables de los frenos en automóviles, el cual puede ser adaptado para la protección de las tirantes de cable.

**3) ANÁLISIS DE LOS PUENTES ATIRANTADOS.** El comportamiento estático de una viga atirantada con cables puede comprenderse bien en el ejemplo simple de dos luces. La viga está soportada por una tirante de cable en cada luz y la torre está fija a la viga en el apoyo central. El sistema estático tiene dos redundantes internas en los cables y una redundante externa de apoyo. Si los cables y la torre fueran infinitamente rígidos, la estructura se comportaría como una viga continua de cuatro luces con cinco apoyos rígidos. Sin embargo, los cables son elásticos y corresponden a resortes. La torre también es elástica, pero mucho más rígida debido a su gran sección transversal. Si la rigidez del cable se reduce a cero, la viga toma la forma de una viga deflectada de dos luces.

Los puentes atirantados con cables del siglo XIX diferían de los años sesenta en que sus tirantes constituían apoyos de resorte más o menos suaves. Las tirantes pesadas y largas, no podían ser altamente esforzadas. Por lo general los cables eran instalados flojos y con flechas significativas. En consecuencia, ocurrían grandes deflexiones bajo carga viva a medida que

disminuía la flecha. En contraste, los cables modernos están hechos con aceros de alta resistencia, son un poco cortos y templados, y tienen poco peso. Su acción elástica puede por consiguiente considerarse lineal y puede usarse un módulo de elasticidad equivalente. La acción de tales cables produce algo más cercano a una viga de cuatro luces para una estructura.

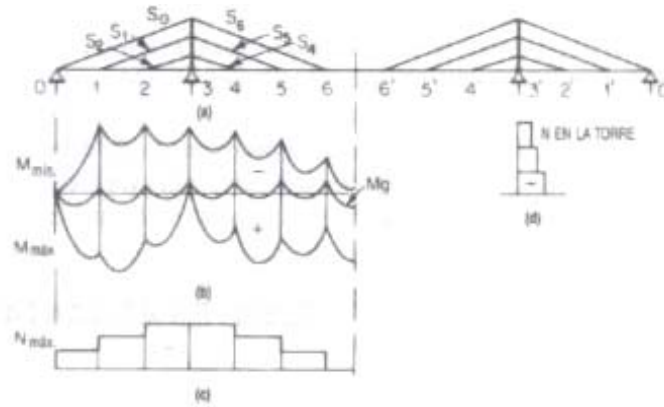
Si la torre estuviera articulada en su conexión de la base con una viga atirantada, en vez de fija, la columna actuaría como una columna de péndulo. Esto tendría un efecto importante en la rigidez del sistema, porque el apoyo de resorte sería más flexible. La deflexión resultante de la viga principal podría exceder la debida al alargamiento elástico de los cables. En contraste, el acortamiento elástico de la torre no tiene efecto apreciable. La rigidez relativa de la viga juega un papel dominante en la acción estructural. La viga atirantada tiende a aproximarse a una viga sobre apoyos rígidos a medida que la rigidez de la viga disminuye hacia cero. No obstante, con creciente rigidez de la viga el soporte de los cables disminuye, y el puente se acerca a una viga soportada en las pilas y estribos.



**Dibujo 4:** Modelo análogo de deflexión de una viga en un puente atirantado.

Por ejemplo, en un puente de tres luces, un cable de una luz lateral conectado a algún punto de la luz lateral, el soporte de una carga puntual en el medio de la luz de la viga mejoraría si la conexión de cable se hiciera en el estribo. Esto implica por qué los cables que van de lo alto de la torre al estribo son en su estructura más eficientes, aunque no tan agradables estéticamente como otros arreglos. La rigidez del sistema también depende de si los cables están fijos a las torres, o si pasan continuos sobre (o a través) de las torres. En algunos diseños iniciales con más de un cable hacia la torre desde la luz principal requerían que un cable estuviera fijo a la torre y los otros estuvieran sobre apoyos de silletas móviles. La mayor parte de los diseños contemporáneos fijan todos los cables a la torre.

Las curvas para los momentos máximos y mínimos en la viga principal para todas las variaciones de carga muestran por lo general un amplio intervalo de esfuerzos. Diseños para atender las correspondientes fuerzas normales en la viga pueden requerir grandes variaciones en la sección transversal. Pretensando los cables o subiendo o bajando los puntos de apoyo es posible obtener una capacidad de momento más uniforme y económica. La magnitud del preesfuerzo que debe usarse con este fin puede calcularse al aplicar sucesivamente una fuerza unitaria a cada uno de los cables y dibujando los respectivos diagramas de momento. Luego, mediante ensayos. Los multiplicadores apropiados para cada fuerza pueden determinarse de modo que, cuando sus momentos se superponen sobre los diagramas de momentos máximos y mínimos resulte un balance óptimo.



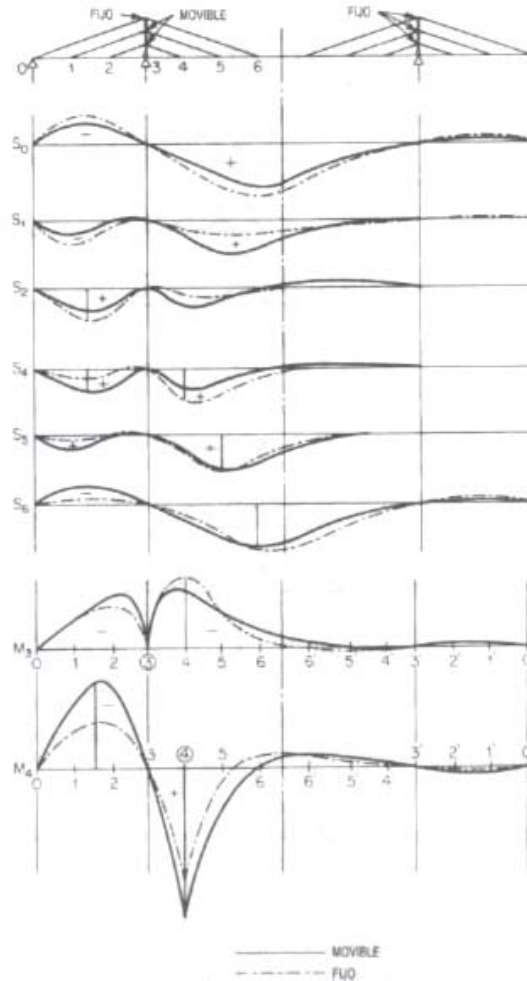
**Dibujo 5:** Las figuras muestran los diagramas típicos de momentos y fuerzas en los puentes atirantados don "a" muestra la viga continua sobre tres luces, "b" el diagrama de momentos flectores máximos y mínimos en la viga, "c" las fuerzas axiales de compresión en la viga y "d" las fuerzas axiales de compresión en las torres.

Los puentes atirantados con cables pueden analizarse por el método general del análisis indeterminado con las ecuaciones de trabajo virtual. El grado de redundancia interna del sistema depende del número de cables, tipos de conexiones (fijas o móviles) de los cables a las torres, y la naturaleza de la conexión de las torres en su base con la viga atirantada o la pila. Por lo general, la viga se hace continua sobre tres luces. Se puede ver el orden de redundancia de varios sistemas de cables en un solo plano. Si el puente tiene dos planos de cables dos vigas atirantadas y dobles torres, casi siempre también debe ser provisto con varios diafragmas transversales intermedios en el sistema de piso. Cada uno de los cuales debe ser capaz de transmitir momento y cortante. El puente puede también tener vigas transversales a través de las cúspides de las torres. Cada uno de estos miembros transversales añade dos redundantes, a las cuales deben sumarse dos veces las redundantes externas de la estructura en un solo plano, y cualquier reacción adicional en exceso de las requeridas para el equilibrio externo como una estructura espacial. La redundancia de la estructura espacial es muy alta, por lo general del orden de 40 a 60. Por tanto, los métodos de estática plana se usan normalmente, excepto para estructuras grandes. Para una estructura atirantada con cables, es conveniente seleccionar como redundantes los momentos flectores en la viga atirantada en los puntos en donde los cables y pilas soportan la viga. Cuando estas redundantes se hacen iguales a cero, se obtiene un sistema básico escogido, los esfuerzos en los cables no difieren de manera considerable de sus valores finales, de modo que los cables pueden dimensionarse de una manera preliminar. Otros procedimientos también son posibles. Uno es el uso de la viga continua en sí misma como un sistema básico estáticamente indeterminado, con las fuerzas de los cables actuando como redundantes. Pero por lo general los cálculos aumentan.

Un tercer método incluye la imposición de articulaciones en los extremos de la viga sobre los estribos, colocadas de modo que formen dos sistemas acoplados, cada uno estáticamente indeterminado de cuarto grado. Las líneas de influencia para cuatro fuerzas indeterminado de los cables de cada sistema básico parcial son al mismo tiempo también las líneas de influencia de las fuerzas de los cables del sistema real. Los dos momentos redundantes  $X$  y  $Y$  se tratan como si grupos de cargas simétricos y asimétricos  $Y = X+X$  y  $Z = X-X$  para calcular las líneas de influencia de la estructura con diez grados de indeterminación. Se dibujan los momentos en el núcleo para determinar los efectos máximos de la combinación de momentos y fuerzas axiales.

Un concepto similar que muestra la aplicación de relaciones independientes de grupos de esfuerzos simétricos y antisimétricos para simplificar los cálculos en un sistema indeterminado de grado 8. Así, el primer grupo redundante  $X$  es el autoesforzamiento de los cables inferiores en

tensión para producir  $M = +1$  en los apoyos. El procedimiento anterior también se aplica a las determinaciones de las líneas de influencia. Las líneas de influencia típicas para dos tipos de puentes las cuales demuestran que los cables fijos tienen un efecto favorable sobre las vigas pero inducen momentos flectores apreciables en las torres, lo mismo que fuerzas diferenciales en los apoyos de silletas. Nótese también que los sistemas radiales generalmente tienen momentos flectores más favorables para las luces largas que el sistema en arpa. Los esfuerzos en los cables también son algo más bajos para el sistema radial debido a que los cables más pendientes son más efectivos. Pero la concentración de fuerzas de los cables en la cúspide de la torre introduce dificultades de detalles y construcción. Cuando se mira desde un ángulo, el sistema radial presenta problemas estéticos, por los diferentes ángulos de intersección cuando los cables están en dos planos. Además, la fijación de los cables a las torres con el sistema radial, produce un intervalo más amplio de esfuerzos que un arreglo movable. Esto puede influir en forma adversa sobre el diseño por fatiga. El efecto secundario del flujo plástico de los cables puede incorporarse en el análisis. La analogía de una viga sobre apoyos elásticos se cambia entonces por la de una viga sobre apoyos visco-elásticos. Se ha encontrado una mejor rigidez contra flujo plástico en los puentes atirantados que en los puentes colgantes comparables



**Dibujo 6:** En la figura se muestran las líneas de influencia típicas para los puentes atirantados de tres luces igualmente los efectos de la fijación de los cables a las torres.

La distorsión de la geometría estructural de un puente atirantado bajo la acción de cargas es mucho menor que la de puentes colgantes comparables. La influencia sobre los esfuerzos de la distorsión de las vigas atirantadas es relativamente pequeña. En todo caso, el efecto de la distorsión es aumentar los esfuerzos, como en los arcos, más bien que lo contrario, como en los puentes colgantes. Este efecto es 6% para la viga atirantada y menos de 1% para los cables. De manera análoga, el aumento de esfuerzo debido a la distorsión es de 12% para las vigas. Por tanto, los cálculos más expeditos toman forma de una serie de correcciones sucesivas a los resultados de la teoría de primer orden. La magnitud de los desplazamientos vertical y horizontal de la viga y las torres pueden ser calculadas partiendo de los resultados de la teoría de primer orden. Si los esfuerzos en el cable se suponen constantes, las componentes vertical y horizontal del cable  $V$  y  $H$  cambian en magnitudes  $\Delta V$  y  $\Delta H$  en virtud de la nueva geometría deformada la primera corrección aproximada determina los efectos de estas fuerzas  $\Delta V$  y  $\Delta H$  sobre el sistema deformado, así como también los efectos de  $V$  y  $H$  debidos a la geometría cambiada. El proceso se repite hasta la convergencia, la cual es más bien rápida.

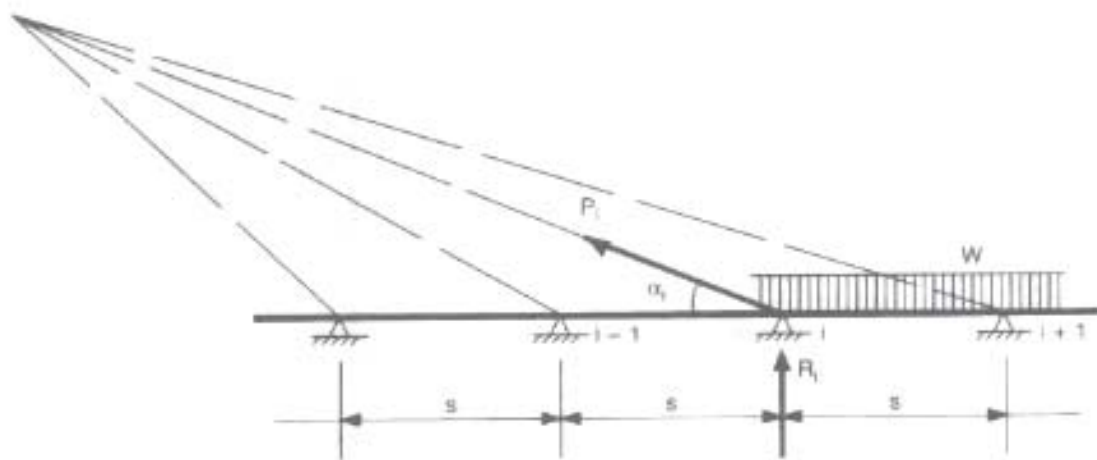
**a) DISEÑO PRELIMINAR DE LOS PUENTES ATIRANTADOS.** En general, la altura de la torre en un puente atirantado es aproximadamente de  $1/6$  a  $1/8$  de la luz principal. La altura de la viga atirantada varía en un intervalo de  $1/66$  a  $1/80$  de la luz principal y por lo general está entre 8.00 y 14.00 pies, con promedio de 11.00 pies. Las deflexiones por carga viva casi siempre varían entre  $1/400$  y  $1/500$  de la luz. Para conseguir simetría de los cables en las torres, la relación entre la luz lateral y la principal debe ser aproximadamente de 3:7 cuando se usan tres cables a cada lado de la torre, y aproximadamente 2:5 cuando se usan dos cables. Un balance apropiado entre la longitud de las luces laterales y la principal debe establecerse si se quiere evitar el levantamiento en los estribos, de lo contrario, deben suministrarse en los estribos tirantes de anclaje móviles (de tipo pendular). Se requieren vigas cajón anchas como vigas atirantadas en los sistemas de un solo plano, para resistir la torsión de las cargas excéntricas. Las vigas cajón, aún las angostas, son también aconsejables para sistemas de doble plano para permitir que las conexiones de los cables sean hechas sin excentricidad. Sin embargo, pueden usarse vigas de una sola alma si se arriostran en forma apropiada. Ya que los cálculos por la teoría elástica son relativamente simples de programas en un computador, puede hacerse un cálculo formal del diseño preliminar después de que la estructura general y sus componentes han sido dimensionadas. Un método manual de cálculo de valores razonables iniciales que pueden usarse como datos de entrada para el diseño de un puente atirantado por computador consiste en un procedimiento manual no muy preciso, pero da las áreas de las tirantes de cable para un primer ensayo. Con la analogía de una viga continua elásticamente apoyada, pueden determinarse con facilidad las líneas de influencia para las fuerzas en los tirantes y los momentos flectores en la viga atirantada. A partir de los resultados, pueden calcularse las variaciones de esfuerzos en las tirantes y en la viga, producidas por cargas concentradas.

Si las fuerzas en los cables producidas por la carga muerta reducen las deformaciones de la viga y la columna en los apoyos a cero, la viga actúa como una viga continua sobre apoyos rígidos y las reacciones pueden calcularse para la viga continua. En tanto que las reacciones en estos apoyos igualen las componentes verticales de las tirantes, las fuerzas por carga muerta en éstas se pueden calcular fácilmente. Si, en una primera aproximación de tanteo, se aplica carga viva al mismo sistema, las fuerzas en las tirantes bajo la carga total pueden calcularse con:

$P_i = R_i / \text{sen } \alpha_i$       Donde  $R_i$  es la suma de reacciones carga muerta y carga viva en  $i$  y  $\alpha$  es el ángulo entre la viga y el tirante  $i$ . Puesto que las tirantes de cable se diseñan por lo general para cargas de servicio, el área de la sección transversal de la tirante  $i$  puede determinarse de

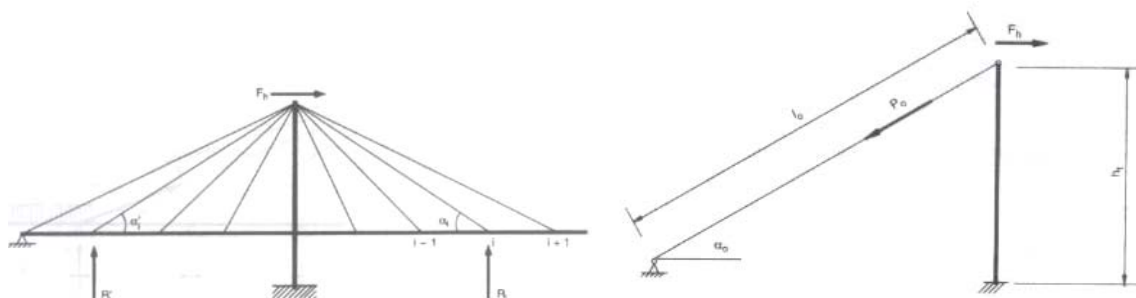
$A_i = R_i / \sigma \text{ sen } \alpha_i$       Donde  $\sigma$  es el esfuerzo unitario admisible para el acero del cable.

El esfuerzo unitario admisible para cargas de servicio es igual a  $0.45f_{pu}$  para  $f_{pu}$  igual a la resistencia a la tensión mínima especificada del acero, en  $\text{kip/pulg}^2$ . Para torones de pretensado de siete alambres, de 0.60 pulg de diámetro, ASTM A416, con  $f_{pu}$  igual a  $270.00 \text{ kip/pulg}^2$  y para alambre de  $\frac{1}{4}$  de pulgada de diámetro, ASTM A421 con  $f_{pu}$  igual a  $240.00 \text{ kip/pulg}^2$ . Por tanto el esfuerzo admisible es de  $121.50 \text{ kip-pulg}^2$  para el torón y  $108.00 \text{ kip-pulg}^2$  para el alambre.



**Dibujo 7:** Diagrama que analiza como la viga atirantada es soportada por la fuerza del cable  $P_i$  en el punto "i" de conexión.  $R_i$  es la componente vertical.

Las reacciones pueden tomarse como  $R=ws$  en donde  $w$  es la carga uniforme, en  $\text{kip-pie}$  y  $s$  la distancia entre tirantes. Sin embargo, en los extremos de la viga  $R$ , puede tener que ser determinada por otros medios.

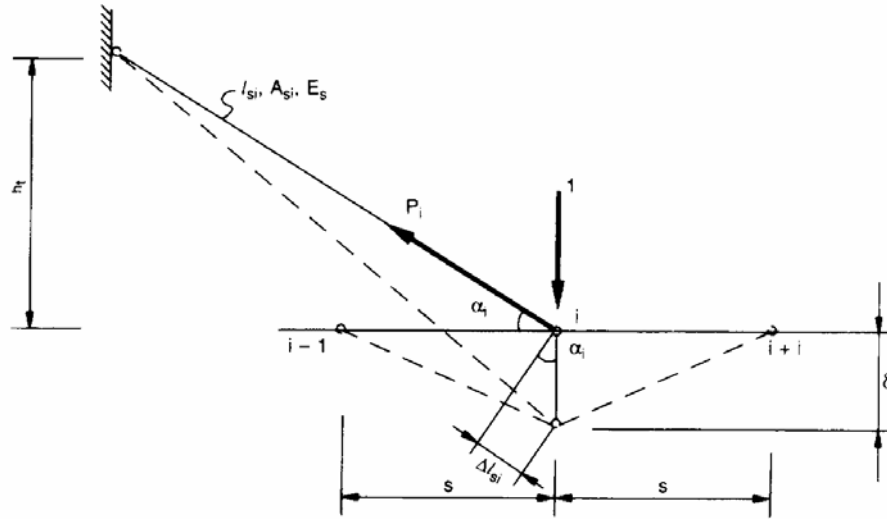


**Dibujo 8:** Véase como los cables inducen la fuerza  $F_h$  en la cúspide de una torre de atirantamiento. Y como la fuerza  $P_0$  en las tirantes extremas del anclaje y los esfuerzos de flexión de la torre resisten dicha fuerza.

La determinación de la fuerza  $P$  que actúa en el cable tirante extremo conectado al estribo requiere que la fuerza horizontal  $F$  en la cúspide de la torre se calcule primero. La máxima fuerza en ese cable ocurre con la carga muerta más la carga viva en la luz central y la carga muerta sola en la luz lateral. Si la cúspide de la torre se supone inmóvil,  $F$  puede determinarse de la suma de las fuerzas de todas las tirantes, menos la de la tirante extrema:

$$F = \sum R_i / \tan \alpha_i - \sum R'_i / \tan \alpha'_i$$

Donde  $R_i$  y  $R'_i$  son el componente vertical de la fuerza en el tirante  $i$  en la luz principal y en la lateral, respectivamente. Y  $\alpha_i$  y  $\alpha'_i$  son el ángulo entre la viga y el tirante  $i$  en la luz principal y en la lateral, respectivamente.



**Dibujo 9:** El diagrama muestra como se aplica una fuerza unitaria aplicada en el punto de conexión de la tirante del cable  $i$  a la viga, para la determinación de la rigidez de resorte.

**b). DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES ATIRANTADOS.** Para estructuras de luces cortas (por debajo de 500 pies) se supone comúnmente en el análisis sísmico que los mismos movimientos del suelo actúan de manera simultánea todo lo largo de la estructura. En otras palabras, las longitudes de onda de las ondas del suelo son grandes en comparación con la longitud de la estructura. Sin embargo, en estructuras de luz larga, como puentes colgantes o atirantados la estructura puede estar sujeta a diferentes movimientos en cada uno de sus cimientos. Por tanto, en la evaluación de la respuesta dinámica de estructuras largas, deben considerarse los efectos de ondas sísmicas viajeras. Las perturbaciones sísmicas de las pilas y los anclajes pueden ser diferentes en un extremo de un puente largo con respecto a las del otro. El carácter o calidad de dos o más contribuciones a la estructura total, sus similitudes, diferencias y fases, deben evaluarse en los estudios dinámicos de la respuesta de un puente.

Las vibraciones de los puentes atirantados, a diferencia de las de los puentes colgantes, son susceptibles a una única clase de problemas de vibración. Las vibraciones de un puente atirantado no pueden categorizarse como verticales (flexión), laterales (balanceo) y torsionales; casi cada modo de vibración es en lugar de eso un movimiento tridimensional. Las vibraciones verticales, por ejemplo, son introducidas tanto por sacudimiento longitudinales como laterales además de la excitación vertical. Asimismo, es necesario un entendimiento de la contribución multi-modal a la respuesta final de la estructura y a la provisión de valores representativos de los parámetros de respuesta. Al mismo tiempo, debido a las grandes luces de tales estructuras, es necesario formular un análisis de la respuesta dinámica que resulta de la excitación en múltiples apoyos. Es aconsejable un análisis tridimensional de la estructura total y de la subestructura para obtener las frecuencias naturales y la respuesta sísmica. Se debe consultar a un especialista calificado para evaluar la respuesta de la estructura a los terremotos.

Los ingenieros de puentes han sugerido varios criterios con fines prácticos de diseño. O. H. Ammann, por ejemplo, desarrolló dos índices empírico-analíticos que se aplicaron en el diseño del puente Verrazano Narrows, un índice de rigidez vertical y un índice de rigidez torsional. El de rigidez vertical  $S_v$  está basado en la magnitud de la deflexión vertical del sistema de suspensión bajo una carga estática hacia abajo que cubre la mitad de la luz central. Éste incluye una corrección para tener en cuenta el efecto de la amortiguación estructural de la estructura suspendida y para el efecto de las diferentes relaciones de la luz lateral a la luz central.



**Fotografías veinte y veintiuno:** Puente Verrazano-Narrows. Luz principal 4,260.00 pies. Luz total 13,700.00 pies. Construido entre 1959-1964.

El índice de rigidez torsional  $SST$  se define como la máxima intensidad de las cargas sinusoidales, de signo opuesto en planos opuestos de cables, sobre la luz central que producen deflexiones de un pie en los puntos cuartos de la luz principal. Ésta movimiento simula deformaciones similares a las del primer modo asimétrico de las oscilaciones torsionales.

Se han publicado otros índices y criterios por D.B. Steinman. En conexión con éstos, Steinman también propuso que, a menos que la estabilidad aerodinámica se asegure de otra manera, la altura, en pies, de las vigas de rigidez y de las armaduras de rigidez debe ser por lo menos  $L/120+(L/1,000)^2$  en donde  $L$  es la luz en pies. Además, el  $EI$  del sistema de rigidez debe ser al menos  $bL^4/120\sqrt{f}$  en donde  $b$  es el ancho en pies del puente y  $f$  la flecha del cable, en pies.

**c) DISEÑO PARA CARGAS DE VIENTO EN PUENTES ATIRANTADOS.** La carga producida por el viento sobre un puente, varía inevitablemente según el clima. Para una condición de la tormenta (grado 8 en la escala de Beaufort) implican una velocidad del viento de 80.00 Km./h (50.00 m/h). El viento presiona una superficie llana con una carga aproximada de 50.00 kg. por m. la mitad del peso que puede resistir el suelo de una casa. El entorno también afecta a las condiciones, y el viento en un lugar sin árboles y sin edificios tiene más fuerza. La energía del viento crea una serie de frecuencias a las que cada estructura responde de forma diferente, por lo tanto con cualquier viento, una estructura de piedra recibirá menos energía que una estructura metálica. Si un diseño asume una condición de presión estática, incluso un golpe contra el lado de un objeto más que una transferencia de energía, entonces los 60.00 kg/m<sup>2</sup> que propuso Smeaton para los laterales de sus estructuras de mampostería son correctos.

Los elementos estructurales cargados en compresión, accesorios y puntuales, tienen una capacidad de fuerza teórica por encima de la cual se doblan. Esta fuerza se reduce considerablemente si los elementos están ya ligeramente curvados o contienen placas que no son completamente lisas. El trabajo a altas temperaturas para realizar estructuras metálicas, como cortar, remachar o soldar, genera tensiones dentro de las estructuras. Si el diseño es desigual, se crea una tendencia a la distorsión. Las placas rectangulares suelen presentar este tipo de problema. Si la superficie sólida es demasiado poco profunda para su anchura y el tipo de secciones de cruce actúan como crudos, pero efectivos planos aerodinámicos, cuando sopla el viento a una velocidad específica, la superficie empieza a volar y entonces sube, pero la rigidez de la estructura resiste este movimiento y la pone de nuevo en su sitio. Esta secuencia implica una vibración que se convierte en una oscilación de arriba abajo, un movimiento que ya se había observado e otros puentes antes de la caída del puente Tacoma Narrows.

Si la estructura del puente permite la vibración natural de ambos modos vertical y horizontal a la misma frecuencia, entonces los movimientos descritos anteriormente se unen y la estructura comienza a moverse por el aire como un pez nadando contracorriente. En este caso, se produce muy poco movimiento y la estructura empieza a absorber energía en cada ciclo hasta que no puede absorber más y se produce la inestabilidad total.

Desde 1,940, luego de la caída del puente Tacoma Narrows, se le ha puesto más atención a las deformaciones y oscilaciones indeseables que puede provocar el viento en puentes sostenidos por cables. Por ello, antes de diseñar un puente deben investigarse las condiciones cónicas en el sitio de implantación. Deben investigarse las incidencias durante un período largo de años, teniendo cuidado de que los registros se extrapolen al punto exacto. Deben analizarse cuidadosamente la forma topográfica del terreno. Como mínimo debe conocerse la velocidad del viento, su dirección y frecuencia. Con lo cual se determinará la dirección esperada y la probabilidad de ocurrencia.

Las fuerzas aerodinámicas que aplica el viento a un puente dependen de la velocidad y dirección y del tamaño, forma y movimiento del puente. El que ocurra resonancia bajo las fuerzas del viento depende de los mismos factores. La amplitud de la oscilación que puede generarse depende de la fortaleza de las fuerzas del viento (Incluyendo su variación con la amplitud de la oscilación del puente), la capacidad de almacenamiento de energía de la estructura, el amortiguamiento estructural y la duración de un viento capaz de excitar el movimiento.

La velocidad y dirección del viento, incluyendo el ángulo vertical, pueden determinarse mediante observaciones extensas en el sitio, las cuales pueden aproximarse con un grado razonable de conservación, en base en pocas observaciones locales y un estudio extenso de datos más generales. La escogencia de las condiciones de viento para las cuales debe diseñarse un puente dado, siempre pueden ser primordialmente un asunto de criterio.

Al comienzo del análisis se conocen el tamaño y forma del puente. Su capacidad de almacenamiento de energía y su movimiento, que consiste esencialmente en los modos naturales de vibración, son determinados por completo por su masa, la distribución de ésta, y las propiedades elásticas y pueden calcularse por métodos confiables.

El único elemento desconocido es el factor que relaciona el viento con la sección del puente y su movimiento. Este factor no puede, hasta el presente, generalizarse, pero está sujeto a una determinación confiable en cada caso. Las propiedades del puente, incluyendo sus fuerzas elásticas y su masa y movimientos (determinando sus fuerzas inerciales), pueden calcularse y reducirse a un modelo a escala. Entonces, las condiciones del viento que abarcan todas las condiciones probables en el sitio se pueden imponer a un modelo de la sección. Los movimientos de tal modelo dinámico de la sección en el viento a escala apropiada deben duplicar de modo confiable los movimientos de una conveniente unidad de longitud del puente.

Las fuerzas de viento y la tasa a la cual éstas pueden acumular energía de oscilación responden a la amplitud cambiante del movimiento. La tasa de cambio de energía puede medirse y dibujarse contra la amplitud en un gráfico. Así, el ensayo con el modelo de la sección mide el único factor desconocido, que puede entonces aplicarse por cálculo a la amplitud variable del movimiento a lo largo del puente para predecir el comportamiento total de la estructura bajo las condiciones específicas de viento del ensayo. Estas predicciones no son precisas, pero son más o menos tan aproximadas como algunos otros parámetros del análisis estructural.

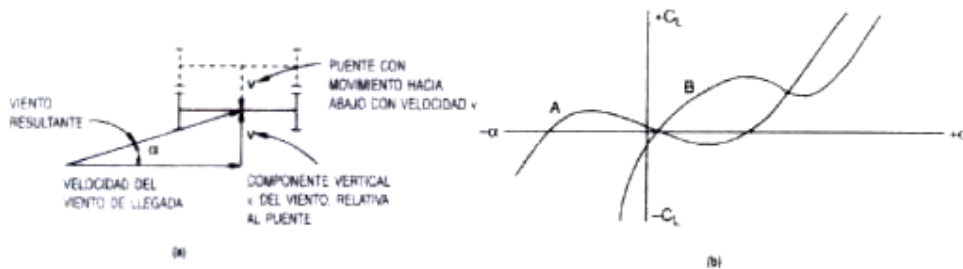
Debido a que el factor que relaciona el movimiento del puente con las condiciones del viento depende del sitio específico y de las condiciones del puente, no pueden escribirse criterios detallados para el diseño de secciones favorables de puente hasta que se haya acumulado una gran cantidad de datos aplicables a la estructura que va a diseñarse. Pero, en general, pueden aplicarse los siguientes criterios para puentes colgantes:

- Una sección con armadura de rigidización es más favorable que una sección con viga de rigidización. Hendiduras en el tablero y otros artefactos que tienden a romper la uniformidad de la acción del viento tienden a ser favorables.
- Es aconsejable el uso de dos planos de sistema lateral para formar una armadura de rigidez de cuatro lados porque puede favorecer el movimiento torsional. Tal diseño inhibe fuertemente el aleteo y también eleva la velocidad crítica de un movimiento puramente torsional.
- Para una sección dada de puente, una alta frecuencia natural de vibración por lo general es favorable, para luces cortas y moderadas, un incremento útil de frecuencia, si es necesario, puede conseguirse al aumentar la rigidez de la armadura (aunque no se ha definido con precisión, puede considerarse que las luces moderadas incluyen longitudes desde unos 1,000.00 pies hasta aproximadamente 1,800.00 pies). Para luces largas, no es económicamente posible obtener ningún aumento material de la frecuencia natural de los modos verticales por encima de los inherentes a la luz y a la flecha del cable. Debe considerarse la posibilidad de que para las luces largas en el futuro, con sus inevitables bajas frecuencias naturales, las oscilaciones debidas a características aerodinámicas desfavorables de la sección transversal, puedan ser más importantes que para los puentes de luz moderada.
- En la mayor parte de los sitios de puentes, el viento puede ser quebrado, esto es, puede ser no uniforme a través del sitio, inestable y turbulento. Así, una condición que pudiera causar serias oscilaciones no dura lo suficiente para llegar a generar una amplitud objetable. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que existen sin duda sitios en donde los vientos en ciertas direcciones son inusualmente estables y uniformes. Existen secciones de puentes sobre las cuales cualquier viento, sobre un amplio intervalo de velocidad, continuará hasta generar algún modo de oscilación.
- Un aumento en la rigidez producido por un aumento de peso aumenta la capacidad de la estructura para almacenar energía sin aumentar la tasa de la cual el viento puede contribuir con la energía. El efecto es un aumento en el tiempo requerido para generar una amplitud objetable. Esto puede tener un efecto benéfico mucho mayor que el sugerido por el aumento porcentual en el peso, debido a la rápida reducción de la probabilidad de que el viento continúe sin cambio por una mayor duración. El aumento de rigidez puede producir un aumento en el amortiguamiento estructural y otros resultados favorables.
- Aunque no pueden darse criterios más específicos que los anteriores, es posible diseñar un puente colgante con un alto grado de seguridad contra las fuerzas

aerodinámicas, esto involucra el cálculo de los modos naturales de movimiento de la estructura propuesta, la ejecución de ensayos de modelos dinámicos de la sección para determinar los factores que afectan el comportamiento y la aplicación de estos factores al prototipo mediante análisis apropiado.

- En la mayoría de los puentes de luces grandes construidos recientemente se han ido incorporando provisiones especiales para cada uno de ellos. Los diseñadores por lo general han favorecido las armaduras de rigidez sobre las vigas. Los puentes incorporan altas armaduras de rigidez con arrojamiento tanto superior como inferior, formando una armadura espacial para la torsión. También se les han agregado tableros con hendiduras, sin embargo, también se usan vigas de rigidez aerodinámicas en cajón cerrado y péndulas inclinadas. En algunos diseños se incorporan tirantes longitudinales de cable, tirantes de torre o incluso tirantes diagonales transversales. Algunos tienen tirantes extremos no cargados. Otros tratan de aumentar el amortiguamiento estructural mediante fricción o medios viscosos. Todos han incluido estudios dinámicos de modelos como parte del diseño.

Por otro lado se han avanzado algunas teorías como modelos de análisis matemático para desarrollar un entendimiento del proceso de excitación causado por el viento. Entre estas se tiene la TEORÍA DE LA PENDIENTE NEGATIVA. Esta dice que cuando un puente se está moviendo hacia abajo mientras está soplando un viento horizontal, el viento resultante tiene un ángulo hacia arriba llamado ángulo positivo de ataque, relativo al puente. Si el coeficiente de sustentación  $C_t$  medido en ensayos estáticos, muestra una variación con el ángulo del viento  $\alpha$  como en curva, entonces, para amplitudes moderadas, hay una fuerza de viento que actúa hacia abajo sobre el puente mientras que éste se mueve hacia abajo. Por tanto, el puente se moverá una mayor amplitud que la que tendría sin esta fuerza de viento. Aún así, el movimiento se detendrá e invertirá por la acción de las fuerzas elásticas. Entonces, la componente vertical del viento también se invertirá. El ángulo de ataque llega a ser negativo y la sustentación positiva, tendiendo a aumentar la amplitud del rebote. Con velocidad creciente la amplitud aumentaría indefinidamente o hasta que el puente sea destruido. Una situación similar, aunque más complicada, se aplicaría al movimiento torsional del puente.



Dibujo 10: Gráficas de la Teoría de la pendiente negativa.

Otra teoría conocida es la TEORÍA DEL VÓRTICE que atribuye la excitación aerodinámica a la acción de fuerzas periódicas que tienen un cierto grado de resonancia con un modo natural de vibración del puente. Los vórtices, que se forman alrededor del borde de salida de la superficie aerodinámica (tablero del puente), se desprenden en lados alternados, dando origen a fuerzas periódicas y a oscilaciones transversales al tablero.

La TEORÍA DEL ALETEO dice que el fenómeno del aleteo, como se desarrolla para las superficies aerodinámicas de los aviones y se aplica a los tableros de los puentes colgantes, se

relaciona con el hecho que la superficie aerodinámica es soportada de modo que puede moverse en forma elástica en una dirección vertical y en torsión, con respecto a un eje longitudinal. El viento causa una sustentación que actúa excéntricamente la cual causa un momento de torsión, que a su vez altera el ángulo de ataque  $t$  y aumenta la sustentación. La reacción en cadena llega a ser catastrófica si los movimientos verticales y torsionales pueden tener lugar en la misma frecuencia acoplada y en la relación apropiada de fase. F. Bleich presentó tablas para el cálculo de la velocidad de aleteo  $vF$  para un puente dado, basado en la teoría del aleteo de una superficie aerodinámica construida *pr* una placa plana. Estas tablas son aplicables principalmente a armaduras. Pero las tablas son difíciles de aplicar, y existe alguna incertidumbre en cuenta a su intervalo de validez. A. Selberg desarrollo una fórmula para la velocidad de aleteo. También ha publicado gráficas, basadas en ensayos, de las cuales es posible aproximar la velocidad crítica del viento para cualquier tipo de acción transversal en términos de la velocidad del aleteo.

Las dos últimas teorías mencionadas se aplican al comportamiento de puentes colgantes bajo la acción del viento. El aleteo aparece dominante para puentes con armaduras de rigidez, mientras que la acción de vórtice parece prevalecer para puentes con vigas de rigidez. Sin embargo, hay indicaciones crecientes que éstos son, en el mejor de los casos, estimativos del comportamiento aerodinámico. Se ha hecho mucho trabajo y se continúa haciendo, especialmente en el procedimiento espectral y en los efectos de vientos turbulentos, no uniformes.

Un factor de gran importancia para disminuir los efectos del viento lo constituye el amortiguamiento. Es responsable de la disipación de la energía impartida a una estructura que vibra por las fuerzas de excitación. Cuando ocurre amortiguamiento, una parte de la energía externa se transforma en energía molecular y otra parte se transmite a los objetos circundantes de la atmósfera. El amortiguamiento puede ser interno, debido a histéresis elástica del material o a la cedencia plástica y a la fricción de los nudos. O a la de Coulomb o será fricción seca, o atmosférica, debida a la resistencia del aire.

La acción aerodinámica de los puentes atirantados es menos severa que la de puentes colgantes, debido a la rigidez mayor producida por los cables tensados y el amplio uso de tableros con cajones de torsión.

Es muy importante anotar que la validación de la estabilidad de la estructura completa para las velocidades esperadas del viento en el sitio es obligatoria. Sin embargo, esto no implica necesariamente que las condiciones de estabilidad más críticas de la estructura ocurran cuando ésta está terminada. Puede ocurrir una condición más peligrosa durante el montaje, cuando los nudos no se han conectado por completo y, por tanto, no se ha realizado la rigidez completa de la estructura. En la etapa de montaje, las frecuencias son más bajas que en la condición final y la relación de la frecuencia torsional a la de flexión puede aproximarse a la unidad. Varias etapas de la estructura parcialmente montada pueden ser más críticas que la del puente terminado. El uso de componentes soldados en las torres ha contribuido a hacerlas susceptibles a las vibraciones durante el montaje.

Debido a que todavía no existen disponibles procedimientos analíticos exactos, debe hacerse ensayos en túneles de viento para evaluar las características aerodinámicas de la sección transversal de la viga de tablero, de las torres y del puente total propuesto. Más importante es que los ensayos en el túnel de viento deben usarse durante el proceso de diseño para evaluar el comportamiento de las diversas secciones transversales propuestas para un proyecto particular. De esta manera, las investigaciones del túnel de viento llegan a ser parte del proceso decisivo de diseño y no una acción correctiva después de la construcción. Si las evaluaciones con el túnel de viento se usan como una verificación a posteriori e indica una inestabilidad, existe el riesgo claro de que se requiera un rediseño para reacondicionar el puente, lo cual tendrá ramificaciones indeseables sobre la programación y la disponibilidad de fondos.

**d) MONTAJE DE UN PUENTE ATIRANTADO.** El orden usual de montaje de los puentes colgantes es, subestructura, torres y anclajes, pasarelas, cables, péndolas, armaduras de rigidez, sistema de piso, enrollamiento de los cables y pavimentación. La facilidad de montaje de los puentes colgantes es un importante factor para su uso en luces largas. Una vez que los cables principales están en posición, suministran una base de trabajo o plataforma estable desde la cual pueden elevarse el tablero y las secciones de la armadura de rigidez desde planchones flotantes u otro equipo colocado debajo, sin necesidad de andamiaje auxiliar. Hasta los años sesenta, el proceso de campo para instalar los cables principales había sido por hilado, (este término no es exactamente preciso, ya que los alambres no son retorcidos ni trenzados, sino que se colocan en forma paralela uno contra otro). El procedimiento comienza por colocar una pasarela en el sitio de cada cable para usarla en la construcción del puente. Se instala luego un teleférico encima de cada pasarela. Vueltas de alambre (dos o cuatro a la vez) se llevan sobre la luz en un conjunto de tornos de hilar acanalados los cuales se cuelgan de un cable sin fin de tracción del teleférico, hasta que llegan al anclaje del lado opuesto. Allí se desconectan manualmente las vueltas de alambre de los tornos de hilar y se pasan alrededor de un zapato semicircular de torones, el cual las conecta mediante una barra con ojal o un eslabón de pernos al anclaje. Los tornos se devuelven entonces al anclaje de origen. Al mismo tiempo, otro conjunto de tornos portadores de alambres sale de ese anclaje. Las vueltas de alambre del último conjunto de tornos se colocan también en forma manual alrededor de un zapato de torones en su anclaje de destino. El hilado continúa a medida que los tornos se mueven de un extremo al otro de la luz. Un sistema de contrapesos mantiene los alambres bajo tensión continua a medida que se van hilando. Los alambres que salen del fondo de los tornos (llamados alambres muertos) y que son retenidos en el anclaje de origen, se colocan sobre la pasarela en el proceso de hilado. Los alambres que pasan sobre los tornos desde los desenrolladores y que se mueven al doble de la velocidad de los tornos, se llaman alambres vivos.

A medida que los tornos pasan cada grupo de manejadores de alambre en pasarelas los alambres muertos se sujetan hacia abajo temporalmente. Los alambres vivos pasan a través de pequeñas poleas para mantenerlos en el orden correcto. Cada alambre se ajusta por nivel en las luces principal y lateral con malacates móviles, para asegurar que todos los alambres tengan la misma flecha. El cable está hecho de muchos torones, por lo general con cientos de alambres por torón. Todos los alambres de un torón están conectados al mismo zapato en cada anclaje. Así hay tantos zapatos de anclaje como torones. En las silletas y anclajes, los tornos mantienen su identidad, pero a través del resto de su longitud, los alambres son compactados juntos por máquinas especiales. El cable casi siempre es forzado en una sección transversal circular de alambres paralelos fuertemente apretados. Por lo común, los cables son recubiertos con un compuesto protector. A los cables principales se les envuelve con un enrollamiento de alambre con máquinas especiales. Las cuales aplican tensión, compactan las vueltas fuertemente una contra la otra, y al mismo tiempo avanzan a lo largo del cable. Se aplican luego varias capas de material protector, como pintura.

Las estructuras atirantadas son idealmente apropiadas para el montaje en voladizo sobre la luz principal desde las pilas. En teoría, el montaje puede simplificar si se tienen articulaciones temporales de montaje en los puntos de conexión del cable a la viga, haciendo el sistema estáticamente determinado, para luego darle continuidad a estas articulaciones después de aplicar la carga muerta. Sin embargo, la implementación práctica de este sistema es difícil debido a que las fuerzas axiales en la viga son grandes y tendrían que estar concentradas en las articulaciones. Por tanto, la construcción casi siempre sigue las tácticas convencionales de llevar la viga continuamente en voladizo y ajustar los cables a medida que sea necesario para cumplir los requisitos geométricos y las restricciones estáticas.

El montaje debe cumplir los requisitos de que, al complementarse, la viga debe seguir una pendiente prescrita, los cables y torres deben tener sus verdaderas longitudes, las torres deben ser verticales, y todos los apoyos móviles deben estar en una posición deformada igual a la que tendrían bajo las cargas muertas pero de dirección opuesta a ésta. A la viga debe dársele la contraflecha correspondiente, y alargarse también en la magnitud de su acortamiento bajo

carga muerta. Las torres y cables se tratan de una manera similar. Las operaciones de montaje se ayudan al levantar o bajar los apoyos o silletas, para introducir preesfuerzos a medida que se requieran. Todas las operaciones de montaje deben planificarse de tal manera que los esfuerzos durante las operaciones de montaje no excedan los de las cargas muerta y viva cuando la estructura este terminada, de otro modo resultarían pérdidas económicas.

**4) PUENTES ATIRANTADOS AUTOANCLADOS.** Los puentes autoanclados sólo difieren del tipo colgante o del atirantado en que se suprimen los anclajes externos. A diferencia del tipo anclaje de manera externa, los puentes colgantes autoanclados pueden analizarse en forma apropiada por la teoría elástica, ya que el efecto de las distorsiones de la geometría estructural bajo cargas vivas prácticamente se elimina. Tampoco la estructura es esforzada por cambios uniformes de temperatura en los cables y en las vigas de rigidez. El análisis es, por tanto, más simple. Pero se pierden las reducciones favorables de los momentos flectores que ocurren con los puentes colgantes anclados externamente. Además, debe considerarse el efecto de la fuerza axial en la viga de rigidez, lo mismo que el efecto de la contra-flecha de las vigas principales.

Para una estructura simétrica de tres luces con vigas de rigidez continua, un sistema plano (cable, péndolas y viga principal) tiene tres redundantes. C:H: Gronquist dedujo en forma simple las ecuaciones de la teoría elástica para determinar las redundantes en un sistema continuo de armadura de rigidez. Él tuvo en cuenta la contra-flecha y su acción en la reducción de los esfuerzos en el cable y en la armadura por la acción de arco. También demostró que las ecuaciones para la componente horizontal de la tensión del cable  $H$  bajo carga viva para el puente autoanclado, con la contra-flecha de la viga principal y el acortamiento eliminados, son iguales a las ecuaciones de la teoría elástica para un puente colgante anclado externamente.

**c. ANÁLISIS DINÁMICO EN PUENTES PEATONALES.** Los análisis dinámicos requieren el conocimiento de las frecuencias naturales de vibración libre, los modos de movimiento, las relaciones de almacenamiento de energía, la magnitud y los efectos del amortiguamiento y otros factores. Como mínimo deben considerarse dos puntos de vibración, la de flexión y la de torsión. La solución de estas ecuaciones para las frecuencias naturales y los modos de movimiento depende de las diversas formas estáticas posibles de los puentes colgantes. Se han publicado numerosas y largas tabulaciones de las soluciones.

Las ecuaciones diferenciales tratan el grado de cambio, el tiempo con relación al agua corriente, la atracción de un planeta hacia un satélite o las tensiones en un objeto sólido bajo cierto peso. Son los modelos matemáticos de situaciones físicas que, realizadas sobre papel, pueden ayudar a los ingenieros a saber cómo van a reaccionar sus sistemas.

Desgraciadamente no todas estas ecuaciones tienen solución, aunque algunas se puedan resolver fácilmente con un cálculo mental. Los ingenieros franceses del siglo XVII, más preocupados por las fórmulas matemáticas que por la configuración del suelo, hubieran diseñado sus estructuras coincidiendo con una larga serie de estas ecuaciones. El proceso de desarrollar un proyecto alrededor de los requisitos de un meta-sistema todavía prevalece en la ingeniería. La mayoría de formas de los puentes son reflejos de maneras de construir o intentos de poner los sistemas de fuerzas en parámetros comprensibles.

Actualmente existe la posibilidad de hacer análisis de comportamiento estructural a través de métodos como el del ELEMENTO FINITO que, como su nombre indica, implica imaginar una estructura continua como una serie de piezas finitas dividida por márgenes imaginarios. Usando este método, el matemático puede evitar la dificultad que rigen las ecuaciones diferenciales, definiendo los ejes algebraicamente, o sea, si se mantienen juntos o si mantienen cualquier otra relación. El resultado es una larga serie de ecuaciones simples que se pueden ir resolviendo

tranquilamente. De todos modos, hoy en día cualquier ecuación diferencial con solución, se puede realizar con una computadora.

Los matemáticos puros trajeron estos sistemas numéricos al siglo XX y los ingenieros empezaron a utilizarlos. Su primera aplicación de mayor importancia fue en el segundo dique Aswan, construido en 1,910. Muchos de los grandes proyectos de ingeniería civil podrían haber tolerado los niveles de personal requerido para un proceso que necesita de mucho tiempo, pero la próxima revolución tuvo que esperar aún otros dos componentes: medios para hacer frente al trabajo pesado de la aritmética y una industria con necesidad creciente de técnica y dinero para pagar su desarrollo.

El meteórico desarrollo de los ordenadores a partir de las máquinas descodificadoras de la Segunda Guerra Mundial está muy bien documentado. Los matemáticos establecieron el método de los elementos finitos.

El investigador americano Richard Courant (1,888-1,972) fue acreditado con una exposición permanente en 1,943, pero en 1,956, cuatro ingenieros de Boing- Turner, Clough, Martin y Topp-, publicaron el modo actual de organizar la visión de los temas. El desarrollo se realizó poco a poco, a medida que los problemas inmediatos requerían soluciones prácticas. Gradualmente se fue comprendiendo que el comportamiento no-lineal (cambios desiguales y repentinos), inestabilidades como los efectos de combinación o dinamismo, como la vibración, también eran aplicables a este método.

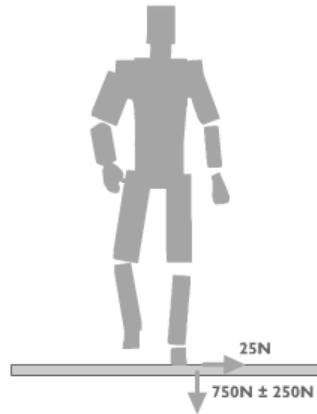
Las bases matemáticas sobre este tema se recopilaron en los años setenta, cuando se empezaron a regular las últimas técnicas de ingeniería. Por lo tanto, los libros de texto y los manuales ya estaban establecidos, y el método ya era conocido ampliamente cuando, en 1,972, apareció la clave definitiva.

El matemático checo Ivo Babuska (1,926) demostró que dicho método se podía aplicar de forma universal y entonces empezaron a aparecer programas de función general. Ahora un ordenador moderno puede determinar las condiciones de una estructura realizada con diferentes materiales, unidos de cualquier forma, puede calcular su comportamiento a lo largo del tiempo, incluyendo las inestabilidades y los efectos de fragmentación.

**Tabla 2:** Índices de rigidez y frecuencias naturales del primer modo asimétrico de puentes atirantados.

Puente	Parámetros estructurales										Movimientos verticales		Movimientos torsionales	
	$L_1$ , pies	$L_2$ , pies	$f$ , pies	$W$ , lb/pies	$I$ , pulg <sup>2</sup> pies <sup>2</sup>	$b$ , pies	$d$ , pies	$A$ , pies <sup>4</sup>	$B$ , pies <sup>4</sup>	Índice de rigidez	Frecuencia, ciclos/min.	Índice de rigidez	Frecuencia, ciclos/min.	
Puente Verrazano Narrows	4,260	1,215	390	36,650	180,000	101.25	24	130.8	144.5	702	6.2	448	11.9	
Puente George Washington tablero único completo, 8 carriles	3,500	650	319	28,570	168	106	...	...	...	654	6.7	221	8.2	
Puente George Washington tablero doble completo, 14 carriles	3,500	650	326	40,000	66,000	106	30	126.5	163.7	950	6.7	694	13.2	
Puente Golden Gate Solo con sistema lateral superior		4,200	1,125	475	21,300	88,000	90	...	...	...	342	5.6	111 7.0	
Puente Golden Gate 11.0 Con doble sistema lateral		4,200	1,125	475	22,800†	88,000	90	25	51.3	75.5	364	5.6	292	
Tacoma Narrows Original con tablero simple de dos carriles (características aerodinámicas muy desfavorables)	2,800	1,100	232	5,700	2,567	39	...	...	...	158	8.0	61	10.0	

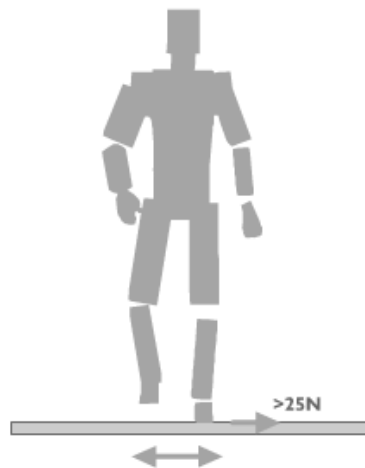
† De M. Brumer, H. Rothman, M. Fiegen y B. Forsyth. "Verrazano-Narrows Bridge: Design of Superstructures". *Journal of the Construction Division*, vol. 92, no. CO2, marzo 1966, American Society of Civil Engineers



**Dibujo 11:** Como afecta un peatón a la estructura de un puente.

Para el análisis dinámico de un puente peatonal, no puede olvidarse el efecto que producen las personas al caminar. Cuando una persona camina, sumado a su peso, se crea un patrón de repetición de pares de fuerzas debido a que la masa sube y baja. Esto crea una fluctuación vertical en la fuerza alrededor de 55 libras que se repite con cada paso. También existe una pequeña fuerza lateral provocada por el bamboleo de la masa de la persona debido a que las piernas están levemente separadas.

Esta fuerza, alrededor de las 5.5 libras, está dirigida hacia la izquierda cuando se da el paso con el pie izquierdo y viceversa. Esto se repite cada dos pasos.

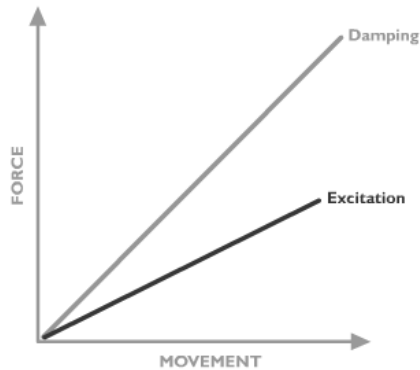


**Dibujo 12:** Efecto del bamboleo.

El balance de un individuo es afectado fuertemente con los movimientos verticales, pero el cuerpo es menos tolerante a los movimientos de balanceo. Si la superficie donde se camina es oscilante, los pies se colocan mas separados para estabilizar el movimiento de modo que el bamboleo incrementa la fuerza lateral. El individuo encuentra más confortable caminar al ritmo de la superficie que se mueve.

Esta tendencia hacia la sincronización tiene el efecto de que cada paso empieza a actuar como multiplicador del movimiento de la superficie. Como el movimiento aumenta, el individuo encuentra mas dificultad de moverse con la superficie. De la misma manera que tiende a anchar su postura más y más al mismo tiempo que incrementa las fuerzas laterales.

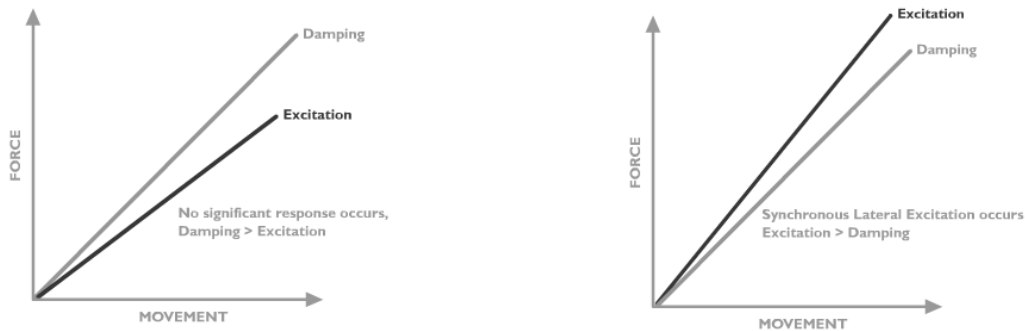
Cuando no es solamente el individuo el que se mueve por el puente sino es una multitud de personas, este efecto se multiplica por el número de personas en patrones individuales de respuesta variable. La muchedumbre interactúa con la superficie y con cada individuo a su alrededor desarrollando sincronización substancial de los movimientos laterales. Este fenómeno se conoce como SINCRONIZACIÓN DE LA EXCITACIÓN LATERAL (SEL).



Gráfica uno: Movimiento vrs. Fuerza.

Aunque las matemáticas usadas para describir el fenómeno son complejas, el efecto del mismo puede dibujarse en una grafica como la anterior. La línea oscura muestra la excitación de la fuerza lateral, la cual se incrementa con los movimientos de la superficie. A mayor movimiento, mayor será la fuerza ejercida por la muchedumbre al caminar. Todas las estructuras tienen una resistencia natural a la excitación, llamada amortiguamiento. La fuerza de amortiguamiento, que en la grafica esta en gris, también se incrementa con el movimiento.

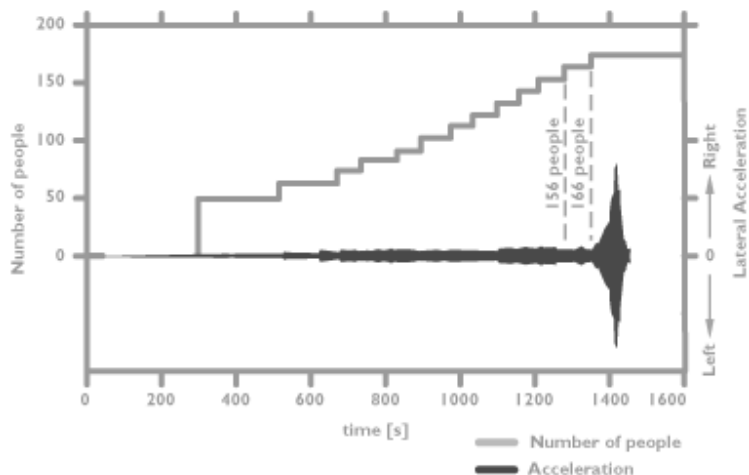
Como el número de personas sobre la estructura se aumenta, la fuerza de excitación que ellos crean aumenta también, pero el amortiguamiento de la estructura permanece sin cambio alguno. Proveer una fuerza de amortiguamiento mayor a la excitación del movimiento sería poco.



Gráficas dos y tres: Registro de la amplificación por sincronización.

Si el número de personas crece de manera que la fuerza de excitación es mayor al amortiguamiento de la estructura entonces el fenómeno de la sincronización de la excitación lateral SEL ocurre y los movimientos de bamboleo aumentan dramáticamente.

La fuerza lateral ejercida por los peatones sobre el puente se ha calculado usando los resultados de las pruebas sobre el Millennium Bridge en Londres, hechas en Julio del 2,000. Las pruebas muestran una relación clara entre el movimiento del Puente y la fuerza ejercida por la multitud, de acuerdo a la fórmula  $F = k \times V$  donde  $F$  es el promedio de la fuerza lateral que la gente ejerce sobre el puente cuando camina sobre la losa,  $k$  es una constante matemática y  $V$  es la velocidad lateral del puente. Usando esta fórmula, es posible calcular el tamaño de la multitud que podría causar el fenómeno en estudio: SEL. La gráfica siguiente indica los resultados de una prueba, hecha en el año 2,000, en diciembre, sobre el mismo puente.



**Gráfica cuatro:** Cálculo de la muchedumbre que produce el efecto SEL.

Se ha punteado el tiempo sobre el eje horizontal, habiendo comenzado en 300 segundos y terminando más o menos a los 1,400 segundos cuando ocurrieron movimientos excesivos. La prueba duró 20 minutos. Las dos líneas mostradas en el eje vertical son: primero la línea gradeada muestra el número de personas caminando sobre el puente, iniciando con 50 caminantes, luego aumentan en grupos de 10 personas. El tiempo entre cada grupo fue el necesario para que ocurrieran los movimientos esperados. La línea oscura muestra los movimientos del puente, medidos como aceleración lateral y no están a escala. Se puede ver que la losa es estable aún con 156 personas encima, pero con 10 más, el movimiento se aumenta repentinamente y la prueba es detenida. El fenómeno SEL ocurrió en la cantidad de personas encontrado con la fórmula mostrada anteriormente.

Como se puede ver, el efecto es repentino en lugar de gradual. No se ve ningún movimiento pequeño con pocas personas, gradualmente se construye mientras más gente es añadida, dicho de otra manera, se necesita un número crítico de personas sobre el puente para que lo hagan tambalearse. Al mismo tiempo que se permite el cálculo del número de personas requeridas para causar el fenómeno SEL, las investigaciones también han permitido calcular la cantidad de amortiguamiento necesario para prevenir que ocurra. En el futuro, los diseñadores

de puentes serán capaces de diseñar contra el fenómeno SEL haciendo referencia a las investigaciones en el Millennium Bridge.

Hay dos formas fundamentales más de limitar la excitación dinámica, que son, ya sea rigidizar la estructura, a manera de que la frecuencia del puente y la de los pasos no coincidan en un rango bastante amplio y/o agregar amortiguamiento de manera de absorber la energía.

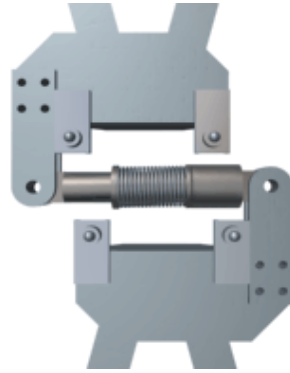
Se ha visto que rigidizar la estructura de los puentes peatonales no es muy factible, pues el puente podría necesitar al menos diez veces más rigidez que la original para soportar los movimientos laterales y mover su frecuencia fuera del rango de excitación. La superestructura que se necesitaría cambiaría dramáticamente la apariencia de los puentes. Debido a ello se sugiere adoptar el uso de amortiguadores ya sea activos o pasivos. Los activos utilizan accesorios de poder para aplicar fuerzas a la estructura que contraataquen las vibraciones. Los amortiguadores pasivos se repliegan suavizando los movimientos de la estructura de modo de absorber energía.

Los amortiguadores activos son comúnmente utilizados como accesorio de ingeniería en otros campos como la aeronáutica. Sin embargo, al igual que los amortiguadores activos se han usado en edificios y se han desarrollado lo suficiente para llegar a ser complejos sistemas multi-modales que se pueden usar en puentes. Los requisitos de mantenimiento deben ser muy tomados en cuenta. Por ello los amortiguadores activos resultan ser más complejos, son más caros y el tiempo de producción es muy largo.

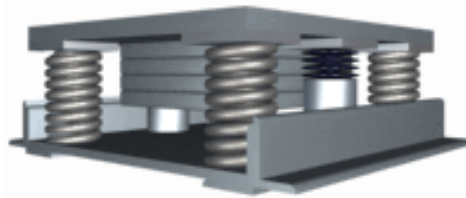
Por el otro lado, los pasivos utilizados en puentes tienen dos maneras de reducir los movimientos del Puente. Pueden ser viscosos o de "Masa afinada". Los viscosos se localizan debajo de las losas, alrededor de los muelles, cercanos al terreno, a modo de controlar los movimientos laterales. Ellos trabajan en una forma similar a los amortiguadores de carros que absorben impactos. Cada amortiguador disipa energía moviendo un pistón que entra y sale en un conducto lleno de fluido. Los afinadores de masa también se localizan debajo de la losa y reducen los movimientos verticales. Afinados a una frecuencia específica estos aparatos inerciales, que son básicamente apoyados sobre resortes, se adhieren en puntos seleccionados de la estructura. Aunque los movimientos verticales excesivos no son perceptibles en la estructura de un puente peatonal, se recomienda usar estos aparatos de manera de prevenir posibles cargas verticales peatonales descubiertas en recientes investigaciones. Este tipo de aparatos funcionaría perfectamente bien bajo la carga que provocaría un grupo de soldados marchando sobre el puente, aunque los peatones no caminen normalmente de esta manera, puede que su respuesta a una superficie en movimiento fuera similar.



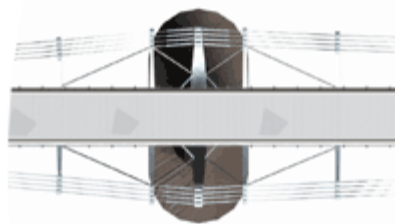
**Fotografía veintidós:** Ver como se apoyan los amortiguadores de "masa afinada" entre la losa y las vigas transversales de modo que transfieran los movimientos de ladeo.



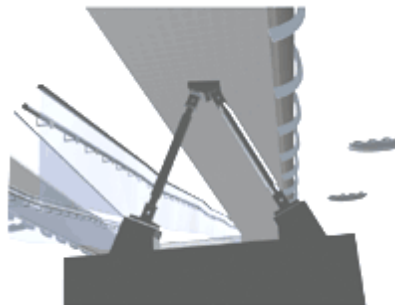
**Fotografía veintitrés:** Una vista de cerca de los amortiguadores viscosos que previenen el fenómeno SEL. Los que se muestran disipan la energía extendiéndose y contrayéndose.



**Fotografía veinticuatro:** Los amortiguadores llamados de “Masa Afinada” debido a estar apoyados sobre resortes afinados los cuales se mueven fuera de fase con el puente para amortiguar sus movimientos. Estos se pueden colocar igualmente en apoyos laterales para agregar más amortiguamiento que el que proveen los amortiguadores viscosos.



**Fotografía veinticinco:** Una muestra de cómo colocar los amortiguadores Viscosos para el muelle principal del puente. Estos deben conectar la losa al muelle del puente para agregar amortiguamiento contra movimientos verticales y laterales.



**Fotografía veintiséis:** Los amortiguadores también deben colocarse contra el piso, se sugieren los viscosos, entre el puente y el suelo de manera de sumar amortiguamiento a los movimientos laterales de las losas.

Es recomendable realizar programas de pruebas en todos los puentes diseñados a manera de encontrar nuevas fuerzas o esfuerzos que puedan provocar daños importantes a las estructuras y que aún no hayan sido investigados debido a que el diseño de puentes peatonales no se encuentra muy desarrollado actualmente. Se recomienda que en estas pruebas se incluyan al menos:

- Profundas pruebas modales sobre el puente que puedan mostrar claramente la validez de los preceptos del diseño utilizado.
- Siempre que sea posible incorporar expertos internacionales en el campo de los puentes conocedores de vibraciones en los mismos pues podrán aportar consejos adicionales.
- Realizar un compendio de información escrita y reportada en informes anteriores en estudios de otro tipo de fenómenos ocurridos en puentes. También de pruebas realizadas.
- Es muy recomendable realizar pruebas de laboratorio sobre mesa de vibración para determinar fuerzas que los peatones puedan ejercer y su influencia en los movimientos laterales del puente.

A pesar de todo lo anterior, la experiencia en otros puentes peatonales ha demostrado que cada Puente, principalmente los de diseño único, presenta su propio comportamiento, el cual solo puede ser estudiado cuando el Puente ha sido construido y se pone bajo un intenso programa de pruebas.

La prueba más importante siempre será la de una multitud caminando al mismo tiempo sobre el puente terminado con lo cual se puede modelar la carga dinámica que crean las personas al caminar y la forma en que el puente responde a ella, pues puede variar en fuerzas laterales o verticales. Para el efecto se deben utilizar instrumentos precisos de medición colocados en puntos estratégicos que se deseen estudiar.

Finalmente, una cosa muy importante para no olvidar es que, luego de hacer las pruebas sobre el puente construido, si éstas demuestran que se debe mejorar la estructura, deberán ser hechas nuevas pruebas para comprobar que las remodelaciones cumplen como se esperaba y determinar nuevas arreglos a la estructura inicial.

**d. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE AROS.** Un anillo o aro es una de las estructuras más redundantes y por lo tanto más resistentes. Transmite de una forma limpia las cargas de manera axial lo cual simplifica su análisis. Depende el punto en el cual se tenga su apoyo para que aparezca la diferencia entre tensión y compresión. Aun en el sentido perpendicular logra soportar mayores cargas de flexión al repartir gran parte de su esfuerzo hacia el extremo contrario por simetría. Su resistencia a la torsión es muy alta por su conformación, principalmente si está formado por un tubo pues entonces trabaja como miles de aros unidos infinitamente lo cual hace fácil definir el camino de la carga torsional.

**1) COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS AROS.** Se puede hablar de los anillos a compresión y las limitaciones en su tamaño. Como ya se dijo antes, el aro es una estructura que apoyada libremente funciona como dos arcos opuestos uno trabajando a tensión y otro a compresión por lo que se pueden analizar por separado desde el punto de apoyo. Se sugiere empotrar dicho apoyo para conseguir la resistencia a momento en ese punto y evitar el pandeo local. Bajo cargas balanceadas el aro resulta una estructura totalmente estable, pudiéndose evitar la junta articulada en la parte superior

de los arcos comunes. Las cargas de desbalance pueden soportarse fácilmente desarrollando una conexión rígida para la parte en compresión.

El mayor problema puede ser determinar cuál es el tamaño más razonable, tanto para el diámetro del aro como para el diámetro del tubo que lo forma, pero este problema se resuelve fácilmente cuando se diseña como dos aros por separado y cada uno articulado al centro alto de su desarrollo.

**2) ESFUERZOS EN AROS.** Ya se ha explicado arriba cómo se comportan los aros bajo fuerzas. El problema probablemente aparece cuando se trabaja en un sistema de aros y principalmente si los aros son bastante grandes, como lo usados para techos de doble altura o para cúpulas miradores.

No he encontrado aún un estudio que represente el comportamiento de un sistema de aros, principalmente bajo cargas inestables. Es muy probable que el sistema no funcione más bajo la consideración de articular el medio alto de todos los arcos pues sería una estructura totalmente no soportada.

El problema básico es resolver el sistema cuando la parte del aro en compresión se aísla pues bajo cargas de desbalance aparece un momento que es igual al cortante desbalanceado por el diámetro del aro.

Para estabilizar el sistema, el momento creado por el corte desbalanceado debe ser resistido por un momento igual y opuesto. Con un aro pequeño, la teoría del autor es que, como el anillo trata de rotar, incrementa el esfuerzo de compresión al final del arco supuesto. Al incrementarse el tamaño del anillo en compresión, el momento igualmente crece, dependiendo de la carga, por lo que al autor le parece que un límite para este anillo es el punto en el cual el esfuerzo de compresión adicional excede el esfuerzo de diseño permitido.

**e. ANÁLISIS DE TUBOS CIRCULARES DE METAL.** Los tubos estructurales de metal, o tuberías de alma vacía estructural, propuestos en la tesis como elementos para fabricar los arcos de soporte principal de el paso de peatones y para los aros y elipses que conforman elementos que transmiten la torsión y que soportan la superficie de paso respectivamente, no tienen consideración estrictamente especiales en el código de diseño de acero.

A pesar que la tubería estructural se está utilizando cada vez con mayor frecuencia en la construcción moderna., a menudo se prefiere su uso que el de otros miembros de acero cuando se requiere resistencia a la torsión y cuando se prefiere por razones estéticas una sección lisa y cerrada.

Con frecuencia la tubería estructural puede ser la opción económica para miembros a compresión sometidos a cargas que van de medianas a livianas.

La tubería cuadrangular y rectangular se fabrica a partir de tubos redondos, soldados o sin costura, modificando su forma en frío o en caliente en un proceso continuo.

La tubería de acero al carbono formado en frío A500 se produce en cuatro grados de resistencia en cada una de las dos formas del producto, perfilado, cuadrangular o rectangular y redondo.

Un punto mínimo de cedencia superior a 46.00 kip por pulgada cuadrada está disponible para los tubos perfilados y superior a 50 kip pulgada cuadrada para los tubos redondos.

**Tabla 3: Características estructurales del tubo de INTUPERSA.**  
Fuente INTUPERSA. Revisada julio 2002.

Diámetro nominal Pulg.	Diámetro exterior Pulg.	Tubo Ligero		Tubo mediano		Tubo pesado Cédula 40	
		Espesor mm	Peso Kg-un	Espesor mm	Peso Kg-un	Espesor mm	Peso Kg-un
½	0.840	2.0	6.068	2.6	7.758	2.9	8.648
¾	1.030	2.3	8.699	2.6	9.628	2.9	10.709
1	1.315	2.6	12.020	3.2	14.772	3.2	14.772
1 ¼	1.660	2.6	15.392	3.2	18.029	3.6	21.258
1 ½	1.900	2.9	19.671	3.2	21.590	3.6	24.246
2	2.375	2.9	24.674	3.6	30.564	4.0	33.147
2 ½	2.875	3.2	33.180	3.6	37.223	5.0	51.540
3	3.500	3.2	40.604	4.0	50.405	5.5	69.087
4	4.500	3.6	58.908	4.4	71.768	6.0	96.768

Las tuberías A501 son un producto de acero al carbono formado en caliente. Presenta un punto de cedencia igual al del acero A36 en tubos que tienen un espesor de pared de 1.00 pulgada o menos.

La tubería A618 es un producto HSLA formado en caliente. Proporciona un punto mínimo de cedencia de 33.00 a 50.00 kip por pulgada cuadrada, dependiendo del grado y del espesor de la pared. Los tres grados tienen resistencia mejorada a la corrosión atmosférica. Los grados *Ia* y *Ib* pueden utilizarse sin revestimiento para muchas aplicaciones cuando están expuesto apropiadamente a la atmósfera.

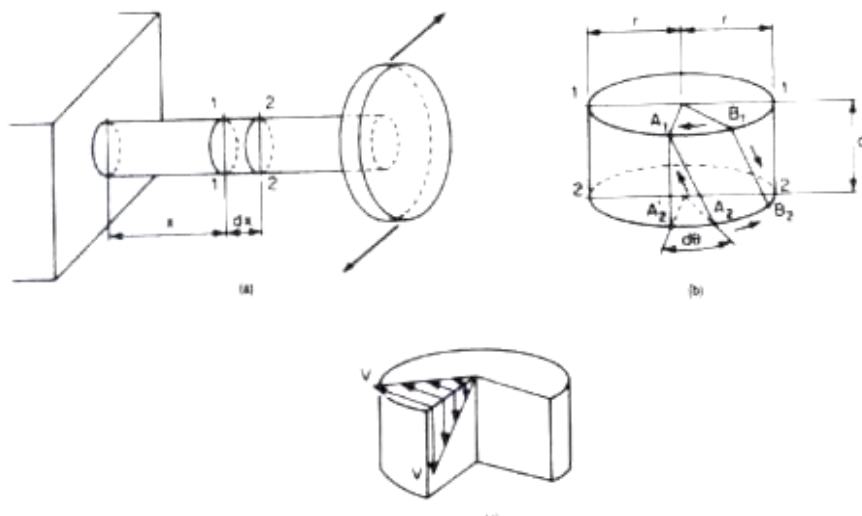
**Tabla 4: Propiedades mecánicas mínimas especificadas a la tubería estructural.**

Designación ASTM	Forma del producto	Punto de cedencia, en klb/pulg <sup>2</sup>	Resistencia a la tensión, en klb/pulg <sup>2</sup>	Elongación en 2 pulg. %
<b>A500</b>	Perfilado			
Grado A		33	45	25
Grado B		42	58	23
Grado C		46	62	21
Grado D		36	58	23
<b>A500</b>	Redondo			
Grado A		39	45	25
Grado B		46	58	23
Grado C		50	62	21
Grado D		36	58	23
<b>A501</b>	Redondo o perfilado	36	58	23
<b>A618</b>	Redondo o perfilado			
Grados Ia, Ib, II				
Paredes ≤ ¼ pulg		50	70	22
Paredes > ¼ a 1½ pulg		46	67	22
Grado III		50	65	20

El código solamente da una fórmula de chequeo especial para chequeo de la flexión en secciones circulares, sin embargo no hay estado limite por *PLT* para perfiles circulares o

cuadrados. La resistencia está limitada por el pandeo local. Para  $\lambda \leq \lambda_p$ ,  $M_n = M_p \leq 1.5M_y$  y para  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$   $M_n = (600/DIt + F_y)S$ . En el dibujo 13 y la tabla cinco se pueden apreciar las ventajas características del tubo al resistir torsión.

El esfuerzo de cortante en un eje circular varía directamente con la distancia  $r$  desde el eje del cilindro. El máximo esfuerzo cortante ocurre en la superficie. La figura a es un eje circular en torsión. La b es la deformación de una porción del eje y la c es la fuerza cortante en el eje.



Dibujo 13: Efecto torsional en el tubo

Tabla cinco: Esfuerzos cortantes máximos en secciones.		
	Momento polar de inercia $J$	Esfuerzo cortante máximo* $v_{max}$
	$\frac{1}{2} \pi r^4$	$\frac{2T}{\pi r^3}$ en la periferia
	$0.141a^4$	$\frac{T}{208a^3}$ en el punto medio de cada lado
	$ab^3 \left[ \frac{1}{3} - 0.21 \frac{b}{a} \left( 1 - \frac{b^4}{12a^4} \right) \right]$	$\frac{T(3a + 1.8b)}{a^2 b^2}$ en el punto medio de los lados más largos
	$0.0217a^4$	$\frac{20T}{a^3}$ en el punto medio de cada lado
	$\frac{1}{2} \pi (R^4 - r^4)$	$\frac{2TR}{\pi (R^3 - r^3)}$ en la periferia exterior

\*  $T$  = momento torsor

**f. PUNTAL Y SU CIMENTACIÓN.** En la tesis se utiliza la teoría de los puentes autoanclados los cuales sólo difieren del tipo atirantado en que se suprimen los anclajes externos. Esto quiere decir que en lugar de llegar ambos extremos de los cables y tirantes hasta la estructura de la pista a un anclaje en el suelo, estos se quedan en una torre o un puntal que los detiene y compensa la fuerzas que le son transferidas a través de su forma masiva que aumenta su peso y a través de la excentricidad de el extremo superior. O sea que es una torre inclinada en el plano vertical.

Para cimentar el puntal y debido a su comportamiento estructural, se sugiere un pilote cilíndrico, pero debido a la forma del puntal propuesto, la superficie de contacto de ambos es muy pequeña en proporción a su geometría y sus áreas, razón por la cual habrá que construir una especie de zapata superficial que transmita los esfuerzos a la cabeza del puntal.

El puntal deberá resistir flexión y momento en la cabeza, además de la compresión aplicada por las componentes verticales de las tirantes y del peso propio de la estructura.

Debido a la configuración de diseño del puntal, que es más un muro de cortante, su diseño se hará bajo dichas especificaciones y métodos de diseño. Para lo que se pasó revista a los requisitos mínimos de A.C.I. que se explican a continuación. Debe aclararse que los valores dados como refuerzo mínimo y para espesores, pueden obviarse siempre y cuando se demuestren valores menores a través de un análisis estructural.

- El grosor de los muros que no cargan no será menor a 10.00 cm. ni menor de  $\frac{1}{30}$  de la distancia mínima entre elementos que proporcionan apoyo lateral. (14.6.1)
- La relación mínima del área del acero de refuerzo vertical al área total del concreto deberá ser de 0.0012 para varillas corrugadas no mayores que la #5 con una resistencia especificada a la fluencia no menor de 4,200.00 Kg/cm<sup>2</sup> ó 0.0015 para otras varillas corrugadas ò 0.0012 para malla de alambre soldado (liso o corrugado) no mayor de  $w31$  o  $d31$ . (14.3.2)
- El refuerzo vertical no necesita estar confinado por amarres laterales cuando el área del refuerzo vertical no es mayor de 0.01 veces el área total del concreto, o cuando el refuerzo vertical no se requiere como refuerzo a compresión (14.3.6)
- La relación mínima del área del acero de refuerzo horizontal al área total del concreto deberá ser: 0.002 para varillas corrugadas no mayores que la #5 con una resistencia especificada a la fluencia no menor de 4,200 Kg./cm<sup>2</sup>, ó 0.0025 para otras varillas corrugadas, ó 0.002 para malla de alambre soldado (liso o corrugado) no mayor de  $w31$  o  $d31$  (14.3.3)
- El acero del refuerzo vertical y horizontal no deberá espaciarse a más de tres veces el espesor del muro, ni de 45.00 cm. (14.3.5)
- Los muros con un espesor mayor de 25.00 cm. excepto los muros de sótanos, deben tener acero de refuerzo en cada dirección, colocado en dos lechos paralelos a las caras del muro de acuerdo con lo siguiente: Un lecho que consiste en no menos de  $\frac{1}{2}$ , y no más de  $\frac{2}{3}$  del refuerzo total requerido para cada dirección, deberá colocarse a no menos de 5.00 cm. ni a más de  $\frac{1}{3}$  del espesor del muro a partir de la superficie exterior, la otra capa, que consiste en el resto del refuerzo requerido en esa dirección, deberá colocarse a no menos de 2.00 cm. ni a más de  $\frac{1}{3}$  del espesor del muro a partir de la superficie interior. (14.3.4)
- Para muros menores a 25.00 cm. de espesor el A.C.I. no especifica dos capas de acero, sin embargo, para controlar el encogimiento por compresión, es una buena práctica el colocar una capa sobre la cara expuesta y otra sobre la cara no

expuesta a esfuerzos, principalmente en los muros de cimentación de 30.00 metros o más de altura.

- Además de todo lo anterior, deberán proporcionarse por lo menos dos varillas del #5 alrededor de todas las aberturas (puertas, ventanas, etc.) Estas varillas deben extenderse para desarrollar las varillas más allá de las esquinas de las aberturas, pero no menos de 60.00 cm. (14.3.7)
- Para muros fundidos en obra, el área del acero de refuerzo a través de la entrecara no debe ser menor que el acero de refuerzo mínimo vertical señalado en la sección 14.3.2 (15.8.2.2)
- En muros prefabricados no preesforzados, el refuerzo deberá diseñarse de acuerdo con las especificaciones de los capítulos 10 y 14, excepto que el área de refuerzo horizontal y vertical deberá ser en cada caso menor a 0.001 veces el área total de la sección transversal de panel de muro. El espaciamiento del refuerzo no deberá exceder 5 veces el espesor del muro ó 75.00 cm. para muros interiores, ni de 45.00 cm. para muros exteriores. (16.4.2)

La mayoría de los muros en los edificios son de carga, y no sólo resisten cargas verticales sino también algunos momentos laterales. Como resultado de su rigidez en el plano, resultan importantes en la resistencia del edificio de cargas de viento y terremotos.

Estos muros, que sean de sección rectangular sólida, pueden diseñarse como columnas sujetas a carga axial y flexión. O también con el método empírico que el A.C.I. presenta en la sección 14.5. Dicho método puede usarse solamente si la resultante de todos los factores de carga están al centro del primer tercio del muro, o sea que la excentricidad debe ser igual o menor a  $\frac{1}{6}$  del grosor del muro. En cualquiera de los métodos que se use, el diseño debe cumplir con los requerimientos mínimos dados con anterioridad.

La sección que se encuentra con el método empírico se puede usar en muy pocos casos de muros verticales cargados de manera aproximadamente axial y concéntrica. El A.C.I. en la sección 14.5.2 provee una fórmula para encontrar el esfuerzo de diseño por carga axial para secciones rectangulares de muros en donde “e” es menor que  $\frac{1}{6}$  del espesor de dicho muro. Si los muros no tendrán sección rectangular, como los muros contra venteados, “e” debe ser mayor a  $\frac{1}{6}$  del espesor del muro. Luego de esta determinación sigue con el cálculo de columnas como explica el código en la sección 14.4.

La práctica usando la fórmula empírica es sólo para muros cortos y de momentos pequeños. Si se consideran cargas laterales, “e” inmediatamente excede el valor dado en el párrafo anterior. El valor 0.55 en la ecuación empírica es un factor de excentricidad que causa una fluencia aproximadamente igual a la que se podría obtener con carga axial y momento, como en el capítulo 10 del código si la excentricidad fuera  $\frac{h}{6}$ .

#### ECUACIÓN 14.1 A.C.I. 95

$$Pnw = \{0.55 f'c Ag [1-(k Lc / 32h)^2]\} / 0.70$$

En donde:

- k** de longitud efectiva debe ser: para muros contra venteados en la parte superior e inferior con el fin de evitar el desplazamiento lateral y: restringidos contra la rotación en uno o ambos extremos (superior y/o inferior) = 0.8. Para los no restringidos contra la rotación en ambos extremos = 1.0. Para muros no contraventeados con el fin de evitar el desplazamiento lateral = 2.
- Lc** es igual a la distancia vertical entre los soportes
- h** es el espesor total del muro.

Otras consideraciones que requiere el A.C.I. 95 sobre la sección de los muros son:

- El espesor de muros de carga no deberá ser menor a  $1/25$  de la altura o longitud del muro, lo que sea menor, ni menor a 10.00 cm.
- El espesor de los muros exteriores de sótanos y cimentaciones no deberá ser menor a 20.00 cm.
- Los muros se deben anclar a elementos de intersección como pisos o techos, o bien a columnas, pilares, contrafuertes, muros de intersección y zapatas (14,2.6)
- A menos que se demuestre lo contrario con un análisis detallado, la longitud horizontal de un muro que se considera efectiva para cada carga concentrada no debe exceder de la distancia centro a centro entre cargas ni el ancho del apoyo más cuatro veces el espesor del muro (14.2.4). El método empírico se considera bastante fácil de aplicar debido a que solo se debe hacer un cálculo para encontrar el esfuerzo axial de diseño en el muro.
- El cortante factorizado debe ser igual o menor que el cortante permisible en el muro:

$$V_u \leq \phi V_n$$

- El esfuerzo de cortante de diseño de un muro es igual al del concreto mas el del acero:

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

- El esfuerzo de corte  $V_n$  en cualquier sección horizontal en el plano del muro, no deberá ser mayor a:

$$2.7RAÍZ(f'c)hd \quad (11.10.3)$$

- Para el diseño por fuerza cortante horizontal en el plano del muro,  $d$  debe considerarse igual a  $0.8lw$ . Se puede utilizar un valor mayor para  $d$  igual a la distancia de la fibra extrema en compresión al centro de la fuerza de todo el acero de refuerzo en tensión, cuando se determine por un análisis la compatibilidad de deformaciones
- A menos que se haga un cálculo más detallado de acuerdo con la sección 11.10.6 la resistencia al cortante  $V_c$  no se debe considerar mayor que:

$$0.53RAÍZ(f'c)hd \quad (11.10.4)$$

- Para muros sujetos a  $N_u$  en compresión  $V_c$  debe considerarse mayor que el valor dado en la sección 11.3.2.3 para muros sujetos a  $N_u$  en tensión, o sea: para elementos sujetos a tensión axial significativa, pero no menos de cero, en donde  $N_u$  es negativa a la tensión. La cantidad  $N_u/Ag$  se deberá expresar en Kg./cm.<sup>2</sup>

$$V_c = 0.55\{(Nu/35Ag)+1\}RAÍZ(f'c) b d \quad (\text{ec. 11.8 A.C.I.95})$$

- La resistencia al cortante  $V_c$  se puede calcular por medio de las ecuaciones que siguen, donde  $V_c$  debe ser la menor de éstas:

$$V_c = 0.87RAÍZ(f'c)hd + Nu \quad d/4 lw \quad (\text{ec. 11.31 A.C.I.95})$$

$$V_c = [0.16RAÍZ(f'c) + \{(lw (0.33RAÍZ(f'c)+0.2(Nu/lw h)))/((Mu/Vu)-(lw/2))\}] h d$$

Donde  $N_u$  es negativo para tensión.

Cuando  $(Mu/Vu - lw/2)$  es negativo, no se debe aplicar la ecuación 11.32

- Las secciones situadas más cerca de la base del muro que una distancia  $lw/2$  o  $1/2$  de la altura del muro, la que sea menor, puede diseñarse para la misma  $V_c$  calculada para una distancia  $lw/2$  o  $1/2$  de la altura. (A.C.I. 95 11.10.7)
- Cuando la fuerza cortante factorizada  $V_u$  sea menor que  $\phi V_c/2$ , el acero de refuerzo se debe proporcionar según lo estipulado en la sección 11.10.9 ó de acuerdo al capítulo 14.
- Cuando  $V_u$  sea mayor que  $\phi V_c/2$  el acero de refuerzo del muro para resistir el cortante debe proporcionarse según lo estipulado en la sección 11.10.9 A.C.I. 95.
- Cuando la fuerza cortante factorizada  $V_u$  exceda la resistencia por cortante  $\phi V_c$  el acero de refuerzo por cortante horizontal se debe proporcionar para satisfacer las ecuaciones 11.1 y 11.2, de donde la resistencia al cortante  $V_s \leq \phi$  se debe calcular por medio de:  
 $V_s = A_v f_y d/s_2$  (ecuación 11.33 A.C.I. 95.) Donde  $A_v$  es el área del refuerzo por cortante horizontal dentro de una distancia  $s_2$  y la distancia  $d$  está de acuerdo con la sección 11.10.4. El acero de refuerzo por cortante vertical se debe proporcionar de acuerdo con la sección 11.10.9.4.
- La relación  $\rho_h$  del área de refuerzo horizontal por cortante al área total de concreto de sección vertical no debe ser menor que 0.0025. El espaciamiento del acero de refuerzo horizontal por cortante  $s_2$  no debe exceder de  $lw/5$  ni  $3h$  ni de 45.00 cm.
- La relación  $\rho_v$  del área de refuerzo vertical por cortante al área total de concreto de la sección horizontal no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.00025 + 0.5 \{ 2.5 - (hw \div lw) \} (\rho - 0.0025) \quad (\text{ec. 11.34 A.C.I.95})$$

Ni menor que 0.0025, pero no necesita ser mayor que el refuerzo por cortante horizontal requerido.

- Para muros altos, el refuerzo vertical es mucho menos efectivo que lo es en muros bajos. Este factor es reflejado en la anterior ecuación donde los muros con relación alto/largo menor a 0.50 tienen una cantidad de refuerzo vertical igual a la horizontal. Si el radio es mayor a 2.50, solo una mínima cantidad de refuerzo vertical se necesita, o sea  $0.0025s_1h$ .
- El espaciamiento del refuerzo vertical por cortante  $s_1$  no debe exceder de  $lw/3$ ,  $3h$  ni de 45.00 cm. (A.C.I. 95 11.10.9.5)
- El espaciamiento del acero de refuerzo por torsión o cortante en dirección perpendicular al refuerzo longitudinal o espaciamiento del acero de refuerzo horizontal en un muro, en cm, es el porcentaje del refuerzo en tensión no preesforzado igual a  $A_s/bd$ , que es la relación del área del refuerzo vertical por cortante al área de la sección total de concreto de una sección horizontal.