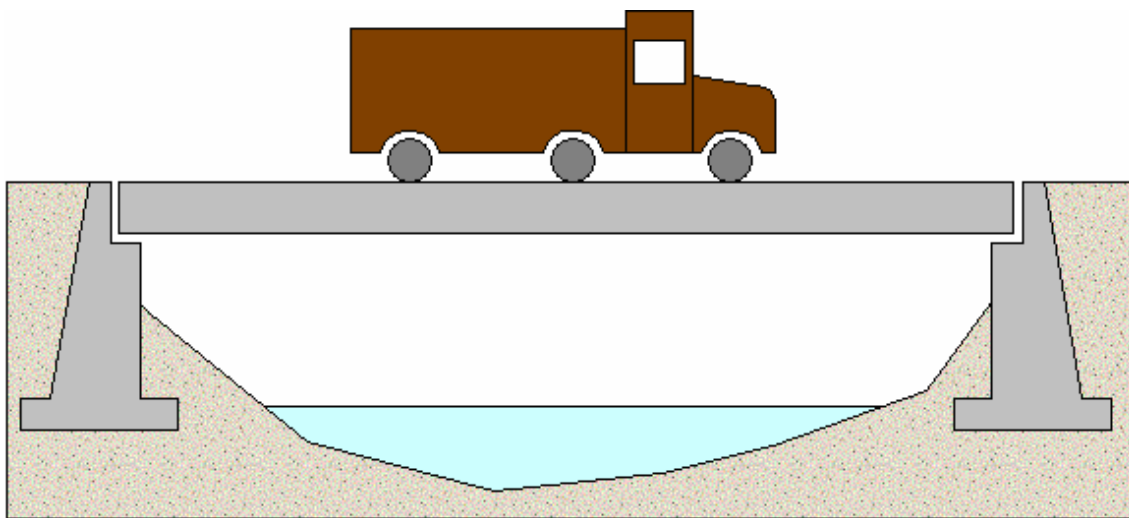


CAPÍTULO I GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN:

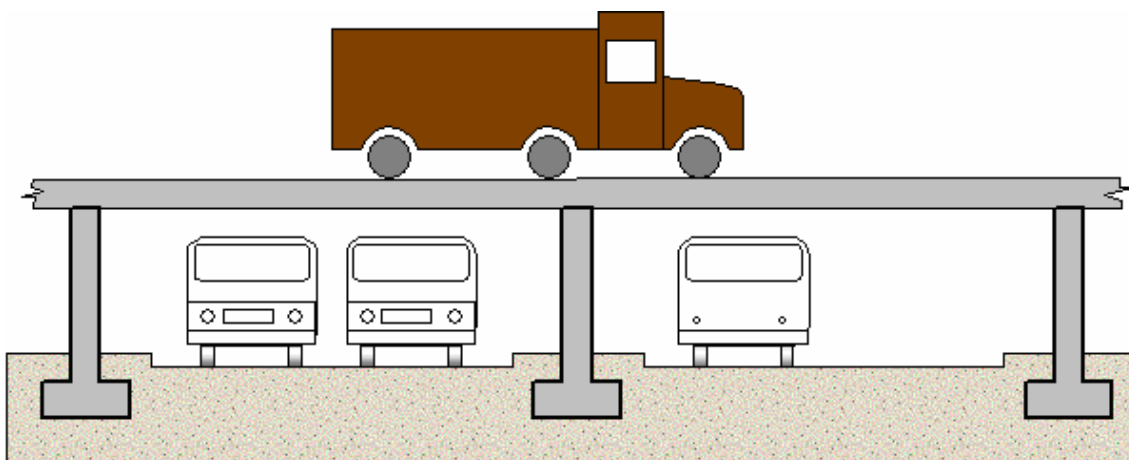
La gran irregularidad topográfica de nuestro país, y el rápido desarrollo de los centros urbanos han determinado que las vías de comunicación requieran con gran frecuencia de la construcción de **puentes** y **viaductos**.

Por lo general, el término **punto** se utiliza para describir a las estructuras viales, con trazado por encima de la superficie, que permiten vencer obstáculos naturales como ríos, quebradas, hondonadas, canales, entrantes de mar, estrechos de mar, lagos, etc.



Puente

Por su parte, el término **viaducto** está generalmente reservado para el caso en que esas estructuras viales se construyan por necesidades urbanas o industriales (como los pasos elevados dentro de las ciudades o de los complejos industriales), o para volver eficiente el cruce vehicular con otras vías de comunicación (como los intercambiadores de tránsito en las autopistas).



Viaducto

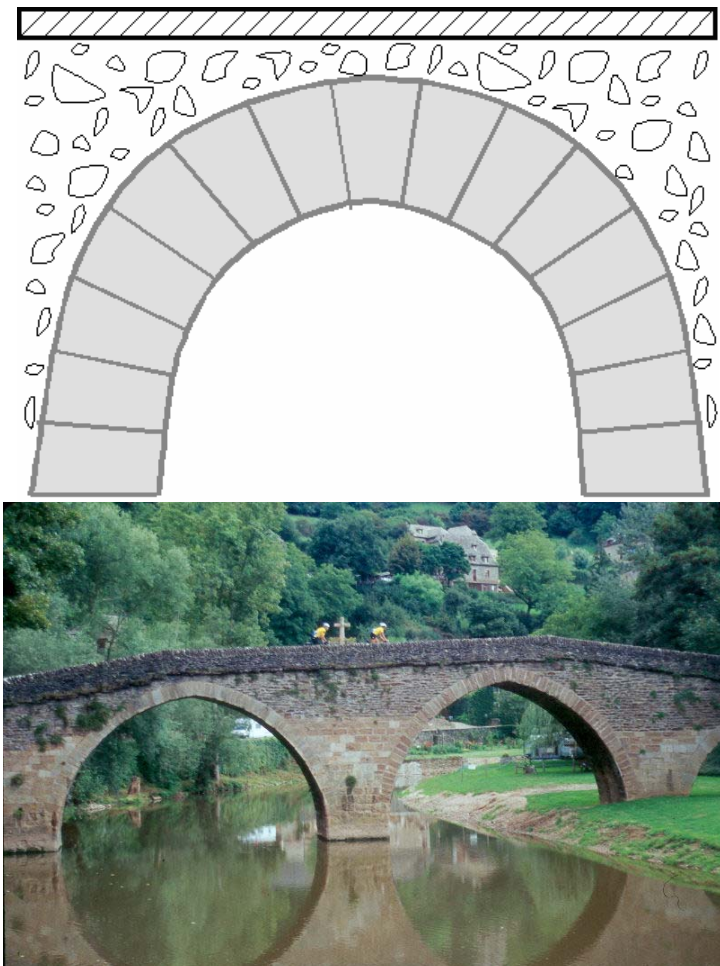
1.2 TIPOS BÁSICOS DE PUENTES:

Tradicionalmente en el Ecuador se han diseñado y construido puentes de **mampostería de piedra**, de **madera**, de **hormigón armado**, de **acero**, de **hormigón preesforzado** y de **estructura mixta**. Las luces que se pueden vencer con este tipo de puentes van de pequeñas a medianas.

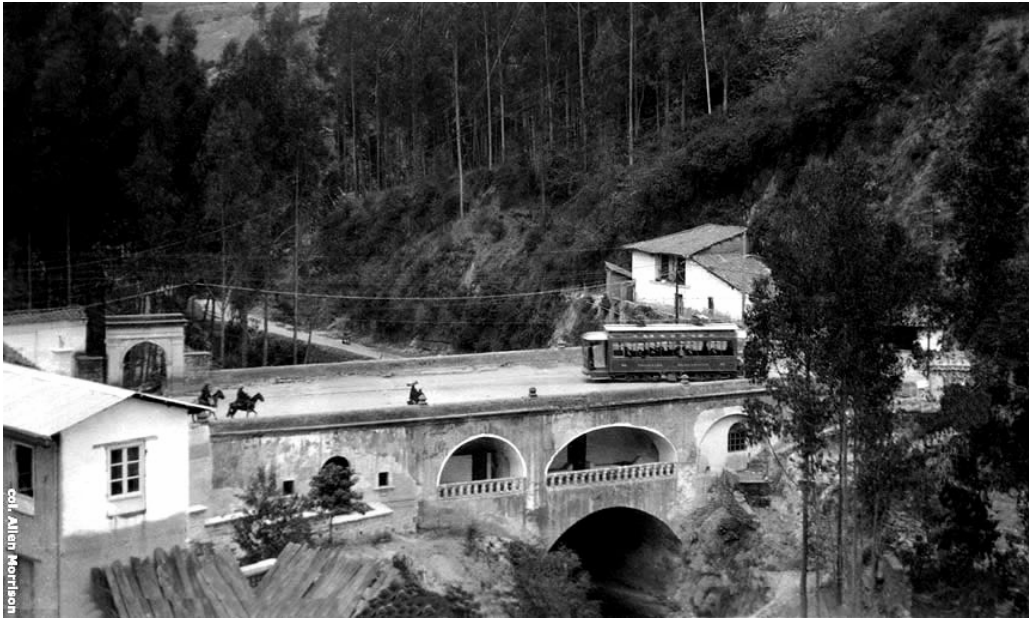
1.2.1 PUENTES DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA EN ARCO:

Son los puentes de mayor antigüedad en el mundo. En Europa se pueden encontrar puentes de mampostería de piedra en arco (como parte de acueductos romanos), construidos hace más de 2000 años.

Los puentes en arco aprovechan las características beneficiosas de la geometría estructural en arco (trabajan fundamentalmente a compresión y limitan o eliminan totalmente el efecto de la flexión), y pueden ser utilizados para vencer luces de hasta 10 m.



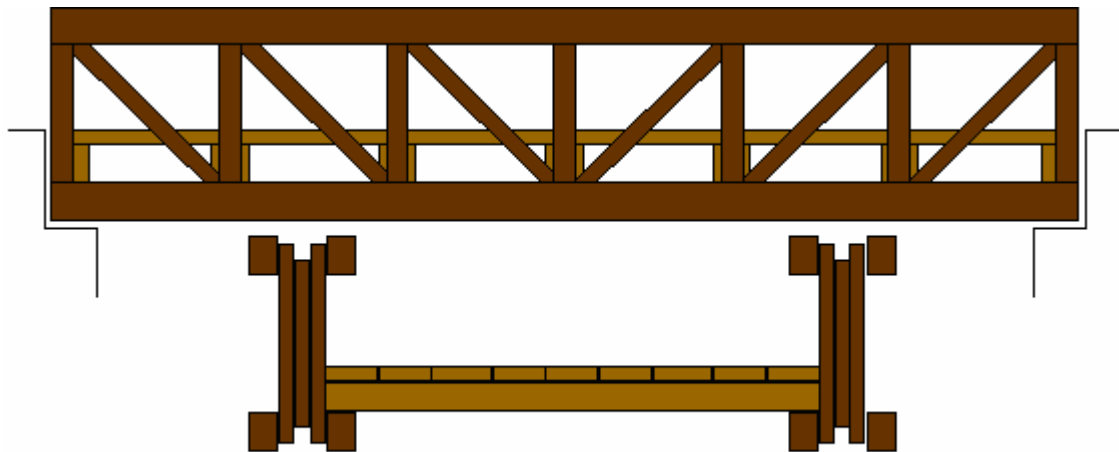
Algunas de las vías más antiguas del país, cuyo trazado todavía se mantiene como alterno a las vías principales, aún conservan viejos puentes de piedra en arco. Prácticamente ya no se construyen más puentes de este tipo pues no existe la mano de obra calificada para este tipo de obras.



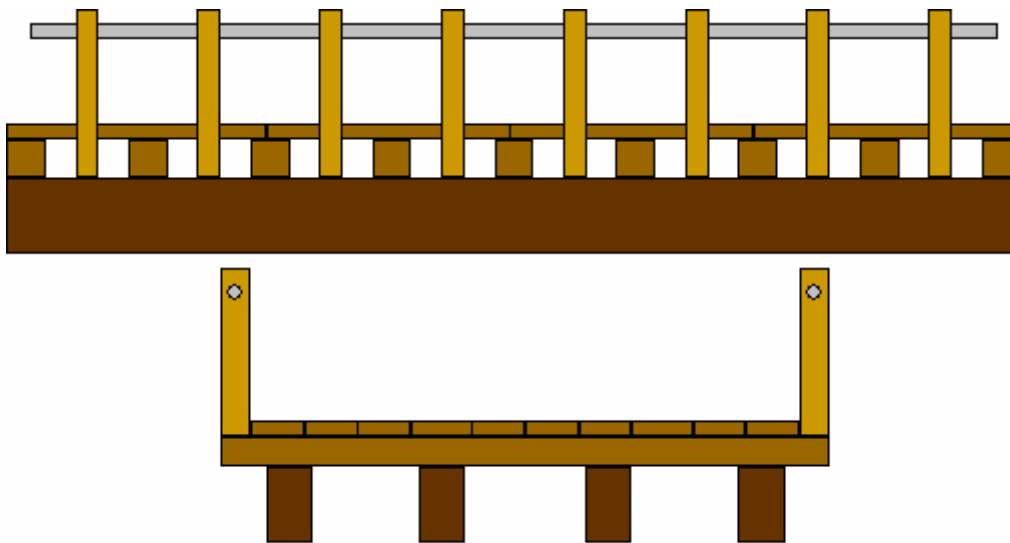
1.2.2 PUENTES DE MADERA:

Los puentes de madera se han utilizado eficientemente, con luces de hasta 20 m, en caminos de poca circulación, con vehículos livianos.

La gran ventaja de este tipo de puentes es la reducción de costos al utilizar materiales y mano de obra de la misma zona en que se construye el puente.



Puente con Celosía de Madera



Puente con Vigas Longitudinales de Madera



La mayor parte de puentes de madera construidos en el país son pequeñas estructuras rústicas en caminos de segundo, tercer orden y vecinales.

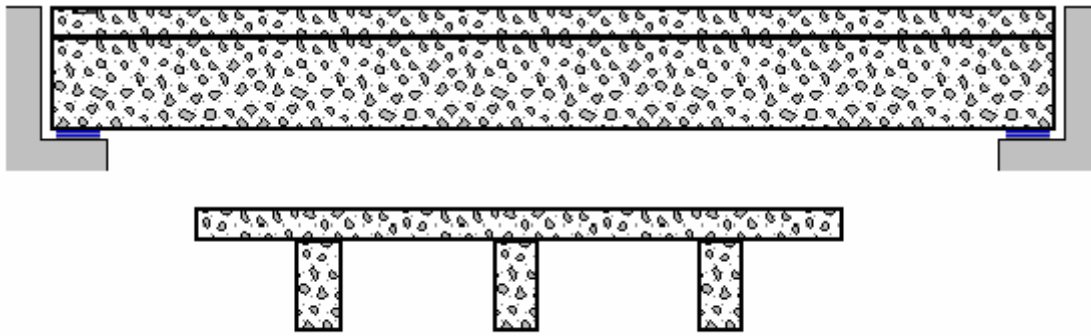
Los dos problemas principales de los puentes de madera son:

- El cuidado que debe tenerse en los detalles constructivos de unión entre los diferentes elementos, razón por la que los detalles más sencillos terminan siendo los más efectivos.
- La necesidad de proporcionar a los puentes un adecuado mantenimiento para tener un tiempo de vida aceptable, caso contrario, en lugar de constituir una solución se pueden convertir en un riesgo.

1.2.3 PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO:

Los puentes de hormigón armado, en carreteras de primero y segundo orden, han tenido éxito en el Ecuador con luces de hasta 25 m. Luces superiores son inconvenientes para este tipo de puentes por el incremento desmedido de su peso y de su costo.

La gran experiencia que se tiene con el manejo del hormigón armado, que se traduce en mano de obra y dirección técnica relativamente calificadas, y también en disponibilidad de los materiales, ha permitido su construcción en todas las regiones del país.



Puente con Vigas Longitudinales de Hormigón Armado



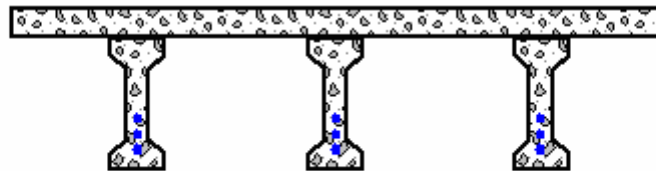
El principal problema constructivo constituyen los encofrados que, en su configuración tradicional, solamente pueden ser utilizados en cauces de ríos poco profundos y poco caudalosos.

En ríos de cauces profundos o sumamente caudalosos, se suele construir un encofrado tipo arco para no provocar un incremento excesivo de costos de construcción (se construye algo similar a un puente provisional de madera o de acero que sirve de encofrado para el puente definitivo de hormigón).

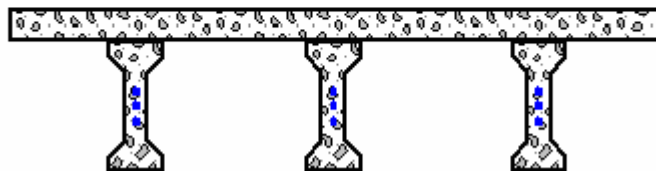
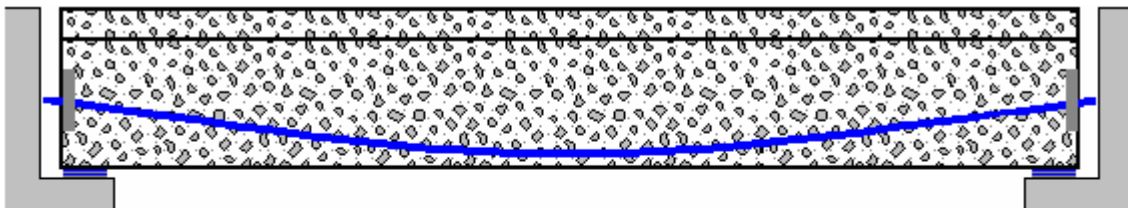
1.2.4 PUENTES TRADICIONALES DE HORMIGÓN PREESFORZADO:

La tecnología del hormigón preesforzado (pretensado y postensado) tradicional permitió superar parcialmente las limitaciones de los puentes de hormigón armado, llegándose a implementar soluciones viables en puentes de hasta 45 m de luz.

Generalmente se han utilizado dos variantes constructivas de esta tecnología consistentes en la fundición y tensado (tesado) in situ, o la fundición y tensado previo, y el lanzamiento posterior de las vigas.



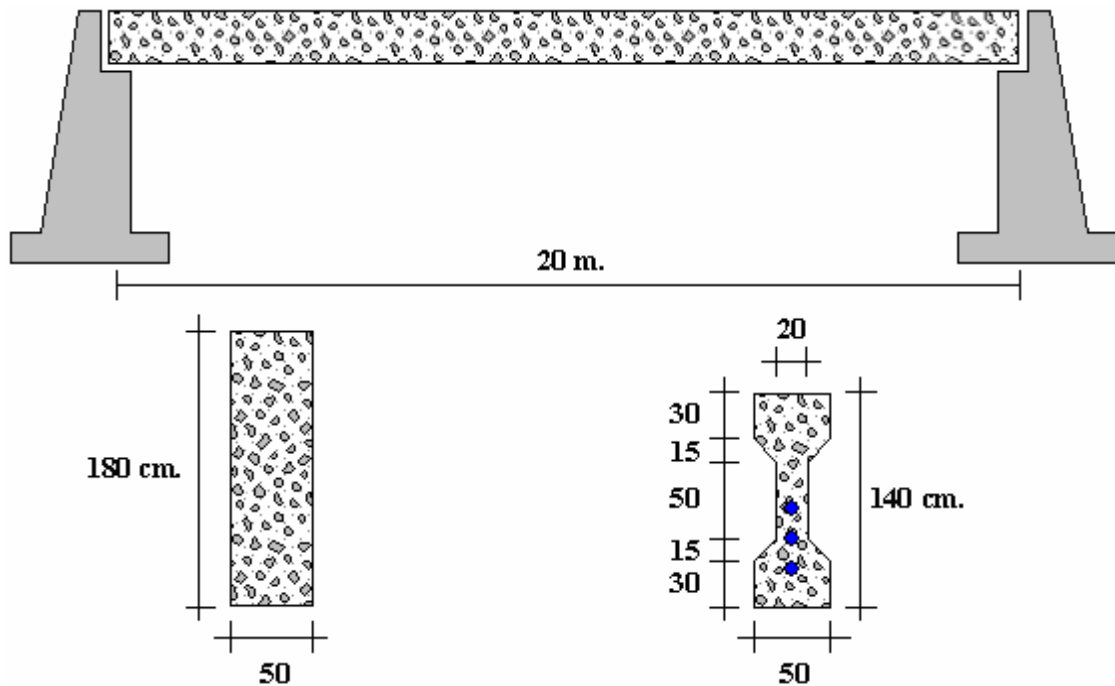
Puente con Vigas de Hormigón Pretensado



Puente con Vigas de Hormigón Postensado



La reducción en el peso de la estructura es el efecto más importante en los puentes de hormigón preesforzado. Una viga de puente de 20 m. de longitud (con 4 vigas para 2 carriles), que en hormigón armado requeriría una altura aproximada de 1.80 m. y un ancho de 0.50 m., en hormigón postensado podría tener 1.40 m. de altura, y un ancho variable entre 0.50 m. y 0.20 m., reduciéndose su peso a menos de la mitad.

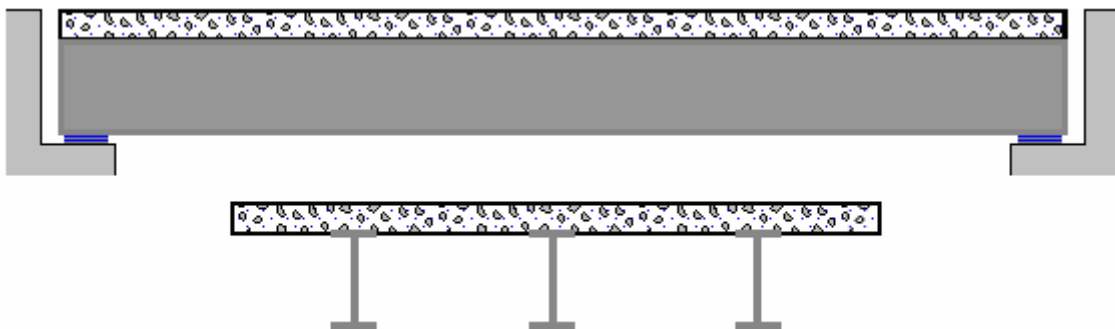


Viga de Hormigón Armado

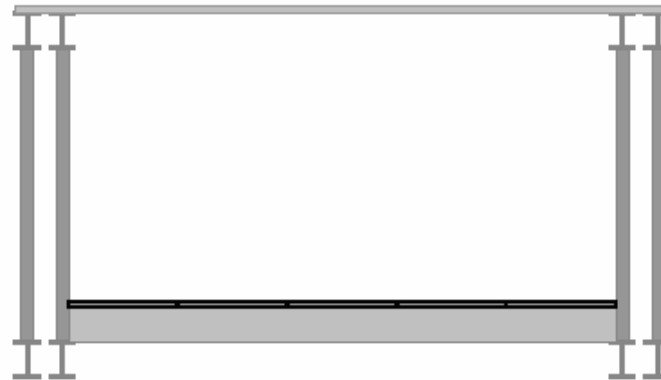
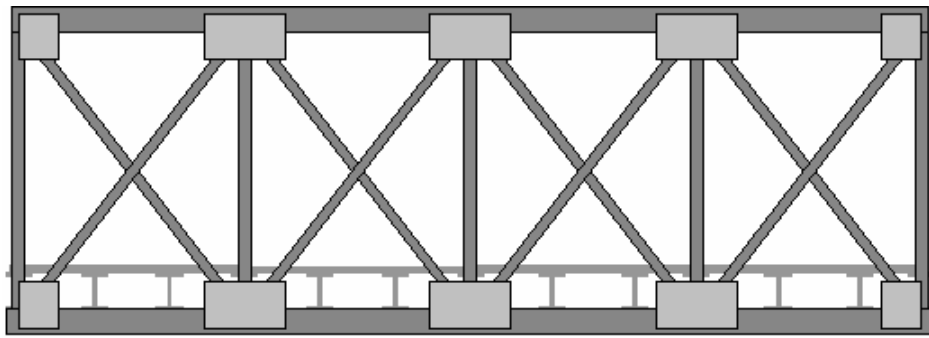
Viga de Hormigón Preesforzado

1.2.5 Puentes de Acero:

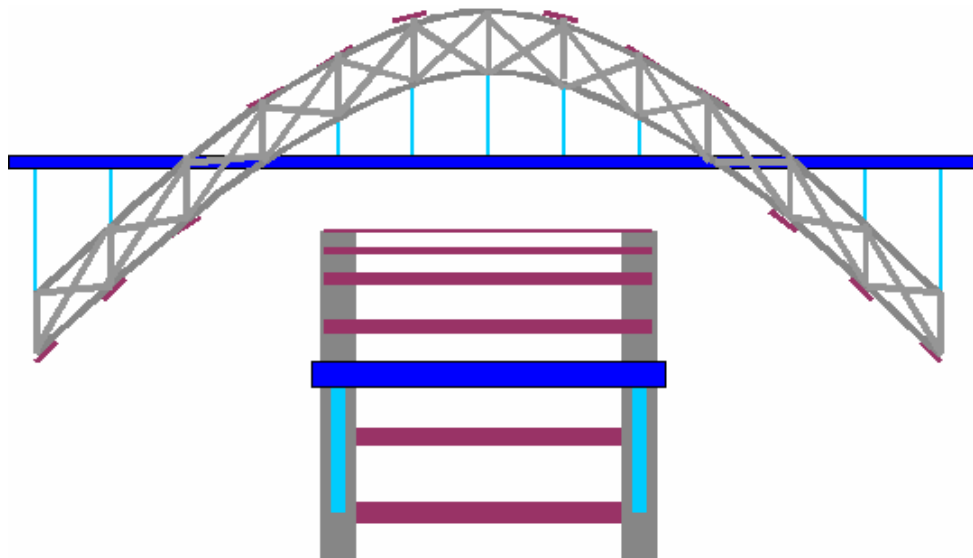
Los puentes de acero construidos en el país han permitido alcanzar luces importantes. Los puentes sobre vigas metálicas pueden vencer luces de hasta 60 m (ligeramente mayores que las luces para vigas preesforzadas tradicionales), mientras que con puentes metálicos en celosías se ha alcanzado los 80 m, y con puentes metálicos en arco de celosía se ha llegado hasta 100 m, constituyendo luces muy importantes.



Puente con Vigas Metálicas



Puente con Celosías Metálicas

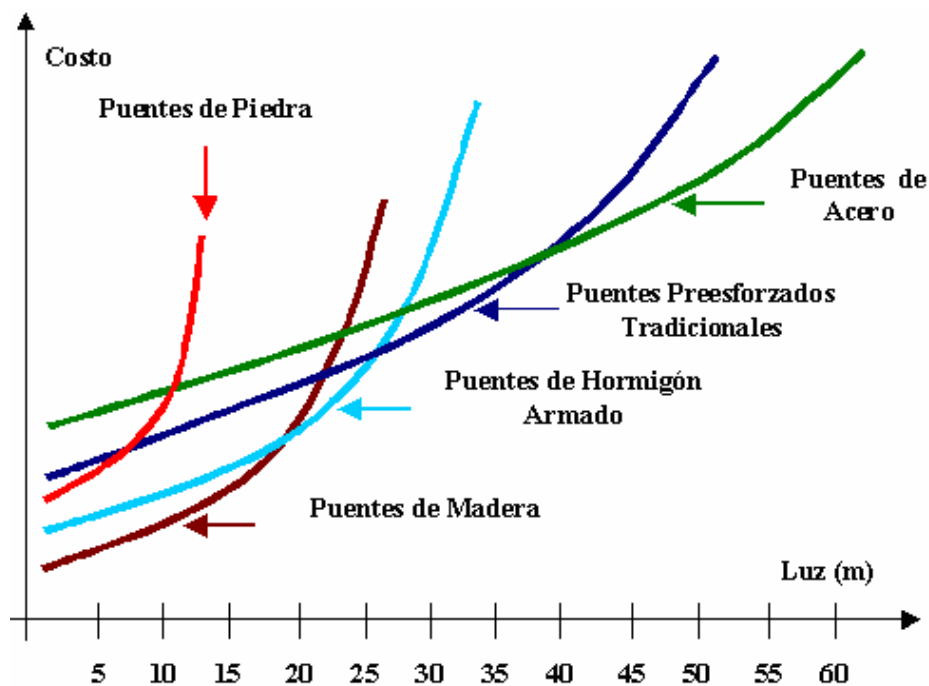


Puente Metálico en Arco



Los puentes metálicos tienen dos tipos de limitantes: su costo por utilizar materiales importados, y la necesidad de un mantenimiento considerable.

Un tipo muy importante de puentes metálicos constituyen los Puentes de Circunstancia, que se los utilizan por su rapidez de construcción (los más pequeños pueden ser armados en 24 horas). El más conocido en esta categoría es el Puente Bailey.



1.3 TAREAS COMPLEMENTARIAS:

- a. Trabajo para grupos de hasta 3 estudiantes: presentar la geometría básica (dimensiones generales y de cada elemento) de puentes de mampostería, de madera, hormigón armado, de hormigón preesforzado y de acero en nuestro país; documentar con fotografías.
- b. En grupos de hasta 3 estudiantes presentar planos básicos de un puente de hormigón armado y uno de acero (fuentes: internet, proyectos del MTOP, proyectos de empresas de consultoría, etc.).
- c. Buscar en el Internet información acerca de los puentes Bailey y puentes Acrow, y presentar un informe sobre su uso, sus tipos y sus características.

REFERENCIAS:

- 1.1 AASHTO LRFD, (2007), *Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials.
<http://www.transportation.org/>

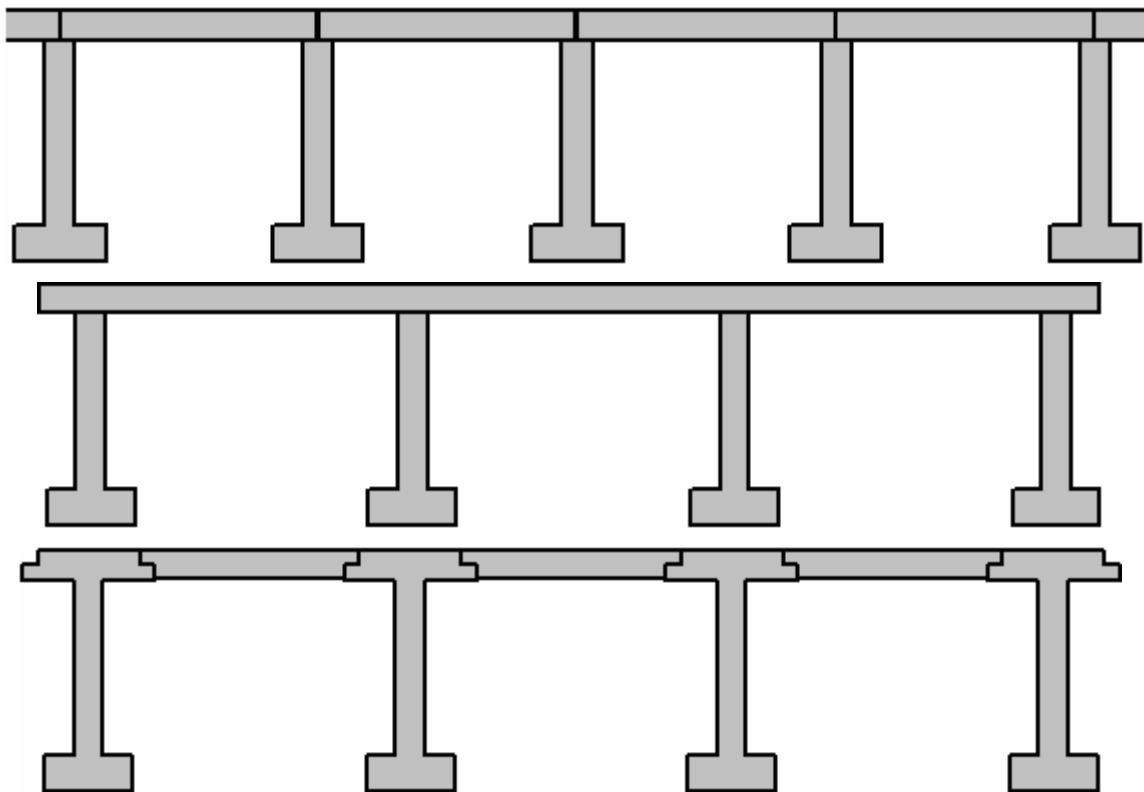
CAPÍTULO II

PUENTES DE GRANDES LUCES Y GRANDES LONGITUDES

2.1 INTRODUCCIÓN:

Los diseños modernos de carreteras y autopistas imponen condiciones muy exigentes de pendiente, curvatura, y altura sobre los cauces, lo que unido a las condiciones topográficas y fluviales del país define la necesidad de diseñar y construir puentes de gran longitud.

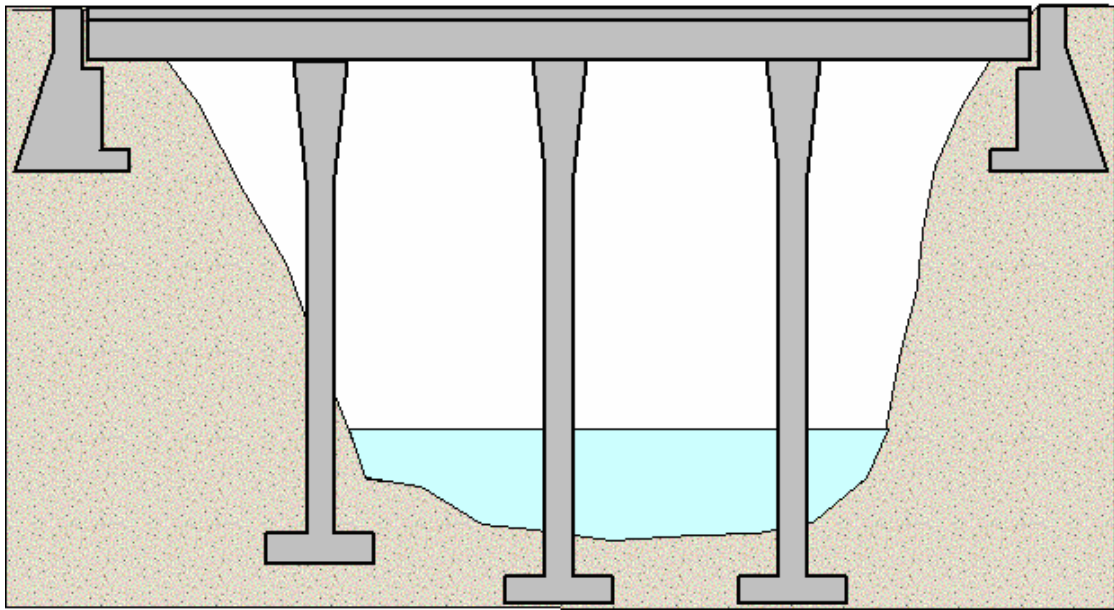
En estos casos, la primera idea que se viene a la mente es la colocación de un sinnúmero pilas intermedias para reducir las luces, que puede resolver el problema de la presencia de esas grandes longitudes, como en el caso del Puente sobre el Río Guayas.



Puentes de Gran Longitud con Pilas Intermedias

Con esto se ha logrado un puente de gran longitud dividido en varios puentes de longitud menor, o vigas continuas con luces reducidas.

En ciertas ocasiones este tipo de solución puede traer grandes complicaciones, como la necesidad de construir muchas pilas esbeltas con longitudes del orden de los 100 m o más (particularmente en las zonas montañosas). La construcción de pilas de gran longitud no es en sí el problema más importante, pero un número exagerado de las mismas volvería poco práctico un proyecto de puente, desde el punto de vista económico, y por el exagerado tiempo que requeriría su construcción.

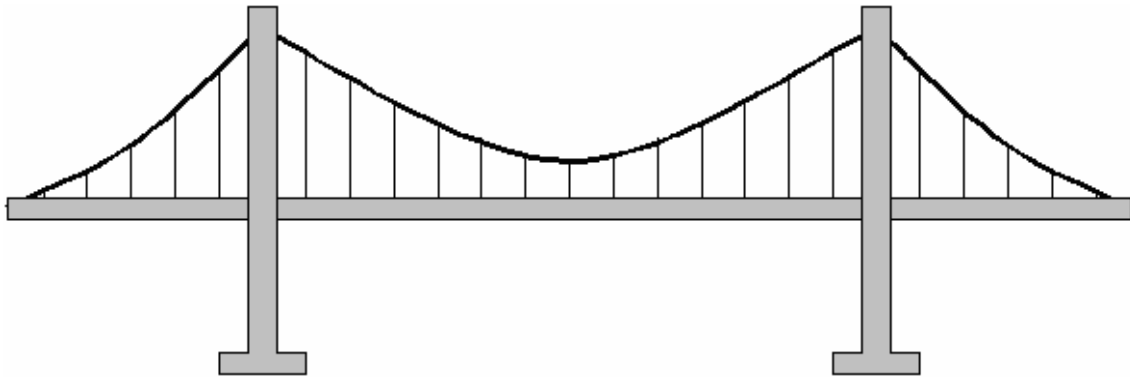


En otras ocasiones las pilas requerirían ser construidas sobre suelo conflictivo (especialmente en la Costa y el Oriente); en este caso los costos de cimentación se incrementarían considerablemente y sería conveniente minimizar el número de pilas intermedias.

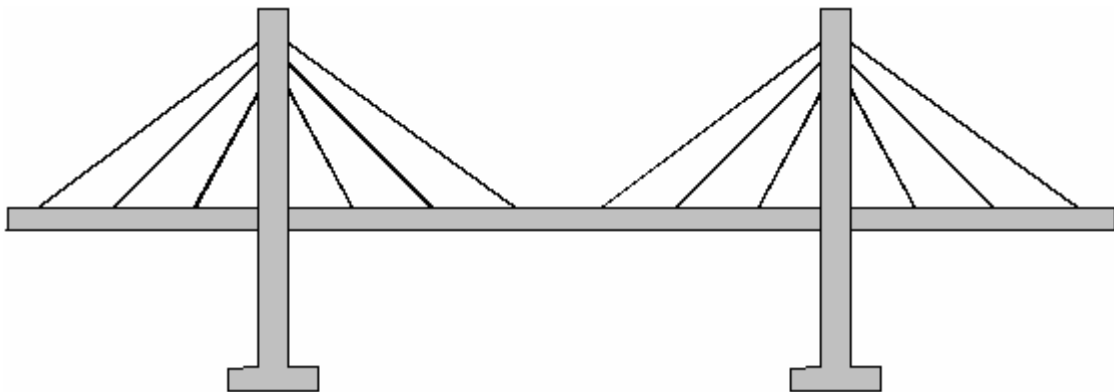
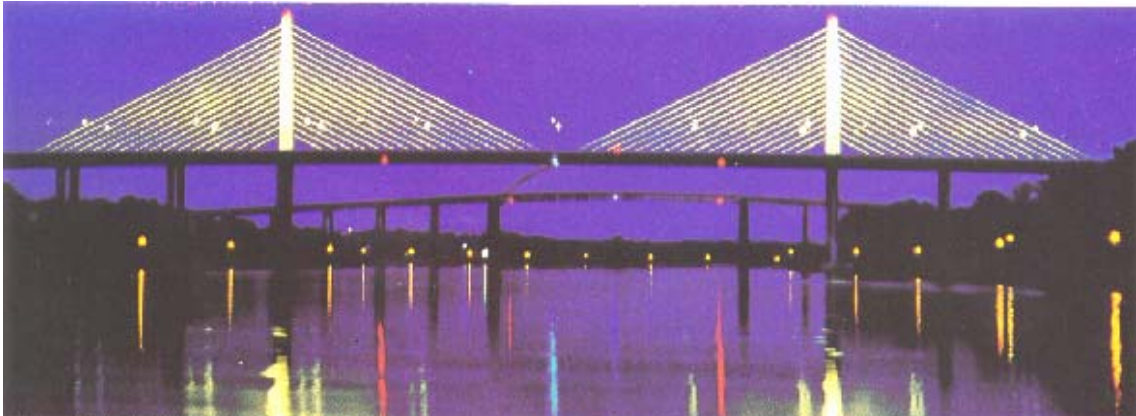
En casos como los mencionados no es posible evitar el diseño y construcción de puentes con grandes luces por lo que la única alternativa técnica-económica válida consiste en buscar métodos innovadores de diseño y construcción como:

- puentes colgantes (suspension bridges)

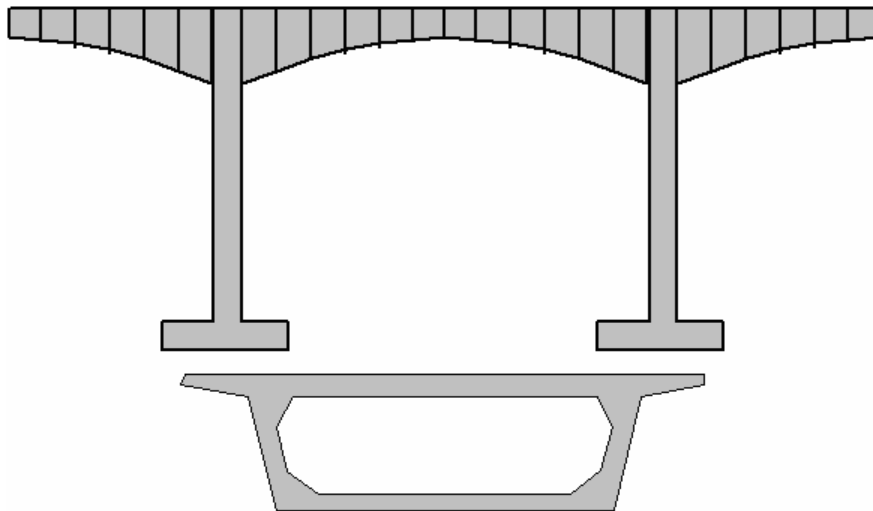




- puentes atirantados mediante cables (cable-stayed bridges)



- puentes de hormigón preesforzado en volados sucesivos (prestressed segmental bridges)

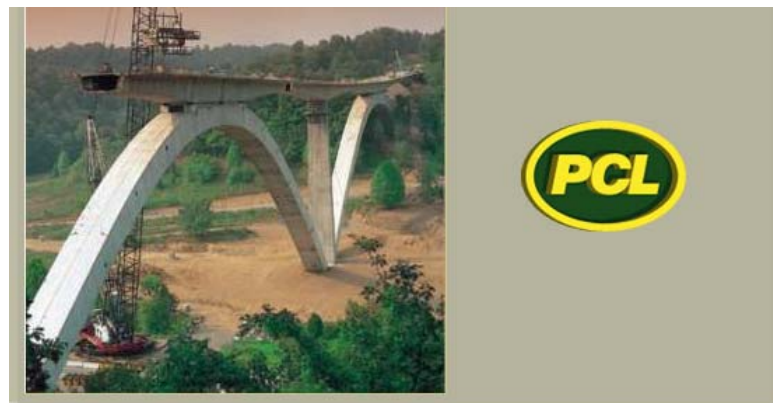


Puente Preesforzado Segmental en Volados Sucesivos



Dovelas de un Puente Segmental Postensado en Volados Sucesivos

➤ otros sistemas



Project Description

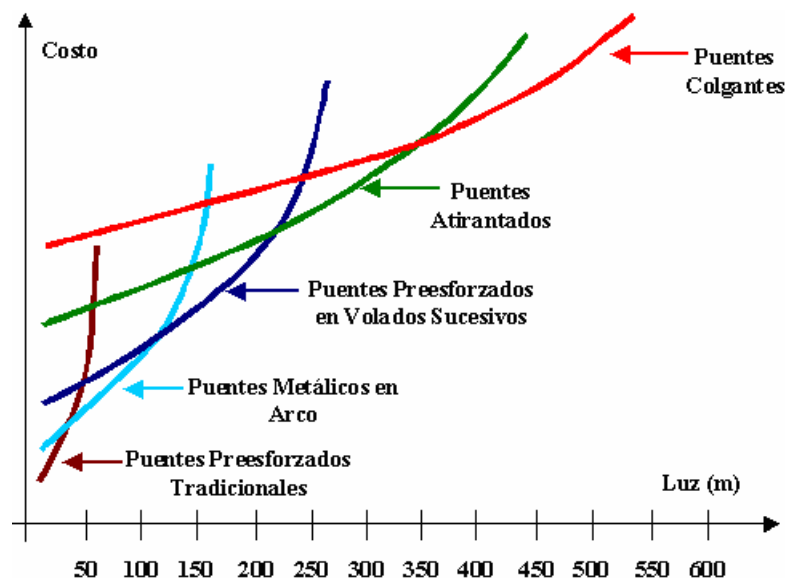
This double arch segmental bridge is more than 1,572 linear feet long and carries the two-lane parkway 155 linear feet above Tennessee Route 96 and a heavily wooded valley. To minimize environmental damage to the valley sides and floors, we used cable stays to support the arches during segmental erection, rather than conventional shoring towers. Never before in U.S. history had a precast, post tensioned approach been used to construct an arch. The 122 arch segments and 196 deck segments were produced in a casting yard we set up eight miles from the project site. Upon completion, the bridge has won numerous awards including one of Engineering Weekly's top 125 projects in the last 125 years. This on-time, high-quality, minimum-dispute project led the client to develop a high level of respect for PCL as well as achieving national and international recognition for PCL's innovation in the construction industry.

Puente en arco construido mediante volados sucesivos sostenidos con tirantes durante la construcción, con tablero postensado construido en volados sucesivos

EN PUENTES DE GRAN LONGITUD Y GRANDES LUCES, LA RELACIÓN ENTRE EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN ES MUY CERCANA: EN LA CONSTRUCCIÓN DEBEN TOMARSE EN CONSIDERACIÓN TODOS LOS PARÁMETROS MANEJADOS DURANTE EL DISEÑO, Y EL DISEÑO DEBE PARTIR DE LA SELECCIÓN DE LAS METODOLOGÍAS DE CONSTRUCCIÓN.

Debido a las condiciones que suelen modificar los procesos constructivos (aspectos económicos, técnicos, climatológicos, etc.), es bastante frecuente realizar rediseños de los puentes de gran longitud y grandes luces durante la fase de construcción, por lo que deben estar disponibles para el constructor todas las herramientas empleadas en el análisis y diseño, y el personal técnico debe estar capacitado para su manejo.

Los puentes preesforzados en volados sucesivos, para tráfico vehicular, son técnica y económicamente convenientes para luces comprendidas entre 80 m. y 220 m. Los puentes atirantados son competitivos con luces entre 150 m. y 400 m. Los puentes colgantes, por su parte, pueden ser convenientes para luces superiores a los 250 m.



Dependiendo de las condiciones particulares del país y de la zona en que se va a construir el puente (disponibilidad de equipamiento, de materiales, de mano de obra y de personal técnico, además del correspondiente marco legal y los costos), estos criterios generales sufren variaciones, lo que hará que determinadas curvas del gráfico anterior asciendan o desciendan con relación a las restantes.

Si, por ejemplo, el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP) hubiera adquirido previamente todo el equipo necesario para la construcción de puentes atirantados, las empresas constructoras deberían contemplar en sus propuestas económicas solamente el arrendamiento a nivel nacional de este tipo de equipos, mientras que para el caso de puentes colgantes y puentes en volados sucesivos se debería incluir el arrendamiento internacional (más costoso que el arrendamiento nacional por transporte, tipo de garantías, etc.) o el costo de amortización de equipo adquirido expresamente para la construcción. El resultado del presente caso hipotético sería que la curva de costos de los puentes atirantados permanecería baja mientras las curvas de los puentes colgantes y puentes en volados sucesivos se desplazarían hacia arriba, en el gráfico, volviendo más competitivos a los puentes atirantados.

2.2 LOS PUENTES COLGANTES:



La experiencia en el país, con puentes colgantes vehiculares, en sus inicios no fue alentadora. En las carreteras de primero y segundo orden, el balance del uso de puentes colgantes ha sido negativo, fundamentalmente por la falta de experiencia en la coordinación entre el diseño y la construcción. Los puentes colgantes vehiculares que actualmente sobreviven son estructuras relativamente pequeñas y livianas, construidas en los últimos 10 años.

Existe, sin embargo, un número importante de puentes colgantes peatonales, de poca sobrecarga, en zonas de difícil acceso.



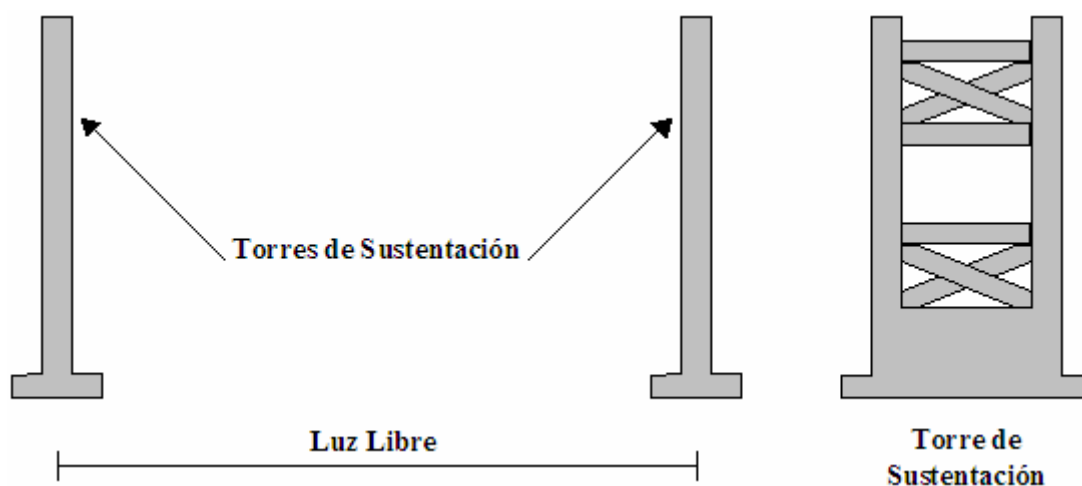
2.2.1 PRINCIPIOS BÁSICOS DE LOS PUENTES COLGANTES:

Los fundamentos de funcionamiento de un puente colgante son relativamente simples. La implementación de estos principios, tanto en el diseño como en la construcción, es el principal problema de ingeniería.

En principio, la utilización de cables como los elementos estructurales más importantes de un puente tiene por objetivo aprovechar la gran capacidad resistente del acero cuando está sometido a tracción.



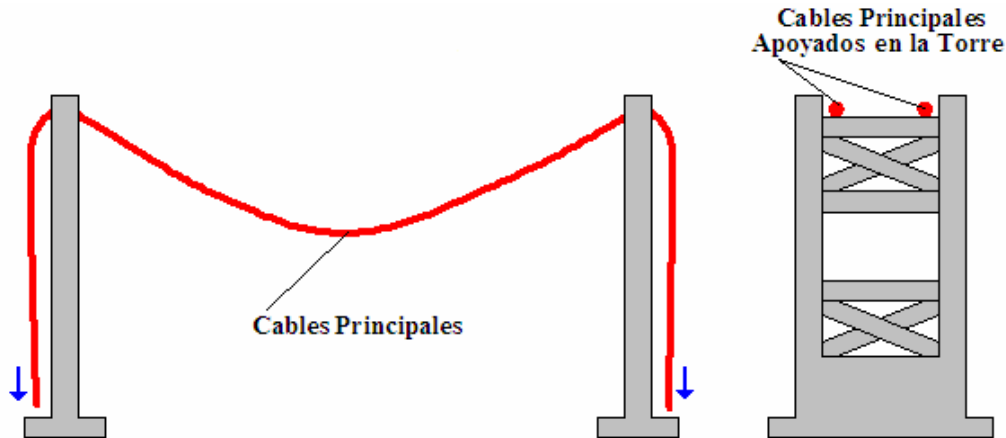
Si se utiliza la geometría más sencilla de puente colgante (para simplificar las explicaciones y crear un paralelismo con la secuencia de los procesos constructivos), el soporte físico de un puente colgante está provisto por dos torres de sustentación, separadas entre sí. Las torres de sustentación son las responsables de transmitir las cargas al suelo de cimentación.



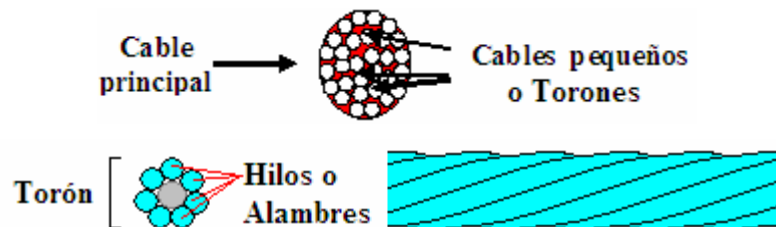
Las torres de sustentación pueden tener una gran diversidad de geometrías y materiales de construcción (la cimentación de las torres de sustentación generalmente es construida en hormigón armado por su permanente contacto con el agua y la tierra, aunque la superestructura puede ser de acero, hormigón armado e inclusive de madera), pero generalmente presentan como característica típica una rigidez importante en la dirección transversal del puente y muy

poca rigidez en la dirección longitudinal. Esto se constituirá en un factor importante para la estructuración de todo el puente colgante.

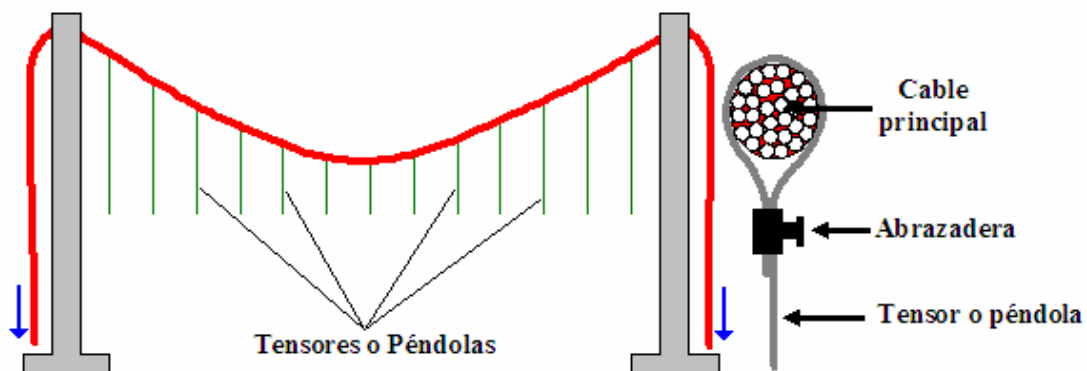
Apoyados y anclados en la parte alta de las torres de sustentación (generalmente la base de las poleas se ancla en la torre), y ubicados de una manera simétrica con relación al eje de la vía, se suspenden los cables principales de la estructura (generalmente un cable a cada lado de la torre).



Debido a que los cables principales van a soportar casi la totalidad de las cargas que actúan sobre el puente (una pequeña fracción será soportada directamente por las torres), se suele utilizar acero de alta resistencia (esfuerzos de rotura superiores a los 15000 Kg/cm^2). Este hecho implica que se debe tener mucho cuidado con los eventuales procesos de soldadura que podrían disminuir la resistencia de dichos cables. Adicionalmente, con el objeto de que los cables puedan ser contruidos y tengan la flexibilidad apropiada para trabajar exclusivamente a tracción, los cables de gran diámetro están contruidos por un sinnúmero de cables de diámetro menor o torones. Así mismo, los cables menores están contruidos por hilos o alambres de acero enrollados, de modo que su rigidez a la flexión es comparativamente nula.



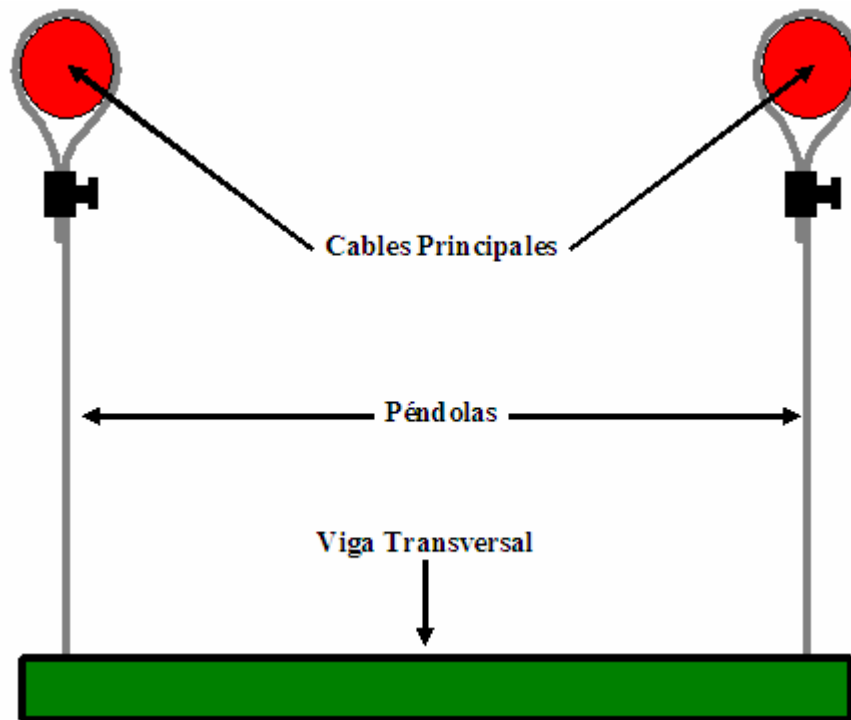
De los cables principales se sujetan y se suspenden tensores o péndolas, equidistantes en la dirección longitudinal del puente, que generalmente son cables de menor diámetro o varillas de hierro enroscadas en sus extremos.



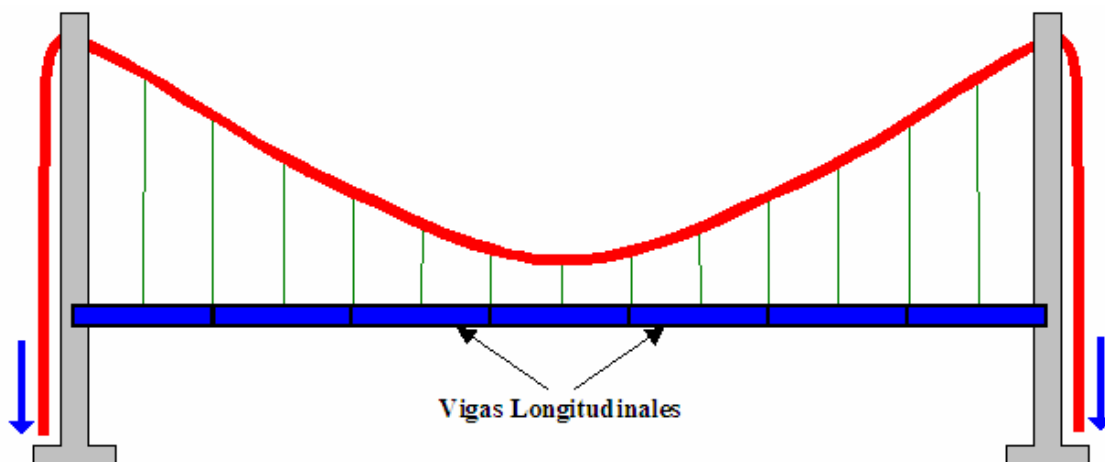
Claramente se aprecia que para mantener el cable principal en equilibrio (evitando que caiga hacia el centro) se requiere de algún sistema de tensión en los extremos exteriores del cable, y de algún tipo de polea que permita el cambio de dirección de los cables en la cabeza de las torres; los sistemas equilibrantes se discutirán posteriormente.

La separación longitudinal entre tensores es usualmente pequeña, acostumbrándose valores comprendidos entre 3 y 8 metros. En la dirección transversal la separación está dada por el ancho del tablero.

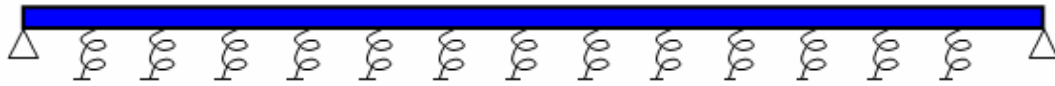
De la parte inferior de los tensores sostenidos en cables principales de eje opuesto, se suspenden elementos transversales (vigas prefabricadas de acero o de hormigón) que cruzan la vía a lo ancho.



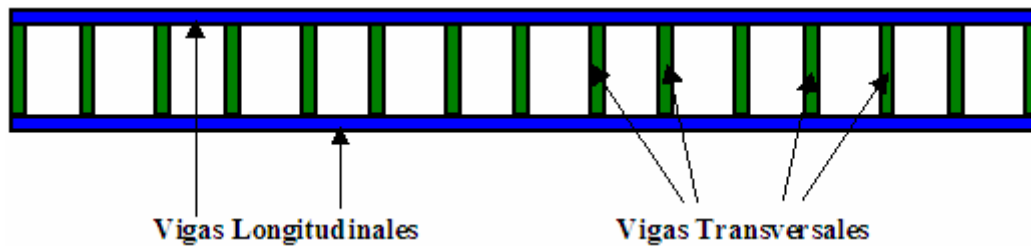
De igual forma, en la dirección longitudinal del puente, de la parte inferior de los tensores se suspenden y sujetan elementos longitudinales (vigas prefabricadas de acero u hormigón) que unen todos los tensores.



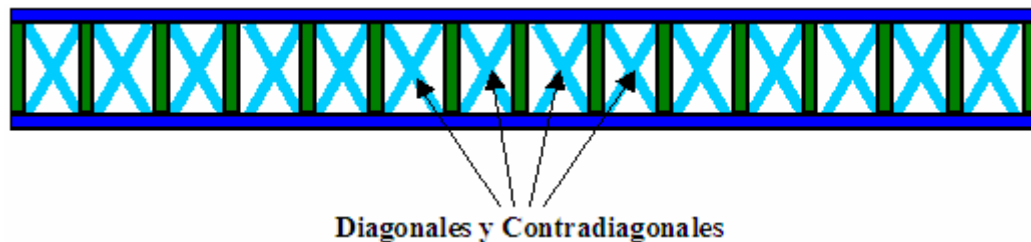
Las vigas longitudinales conforman una estructura similar a una viga continua sobre apoyos elásticos, en la que cada tensor constituye uno de esos apoyos elásticos. Este esquema de funcionamiento estructural permite que las dimensiones transversales de las vigas longitudinales (y de las vigas transversales) dependan de la distancia entre tensores y no dependan de la distancia entre torres de sustentación.



Las vigas transversales y longitudinales conforman una malla de elementos estructurales sobre un plano horizontal.

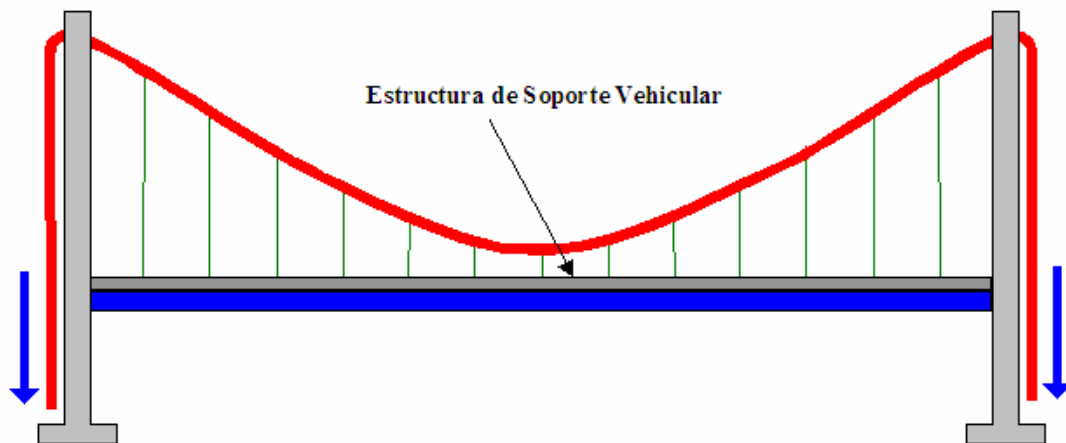


La malla de vigas longitudinales y transversales se puede arriostrar y rigidizar mediante diagonales y contradiagonales.



La colocación de las diagonales y contradiagonales persigue la formación de un diafragma horizontal de gran resistencia a la flexión en esa dirección (similar a una losa en un edificio). La viga Vierendel que se formaría solamente con las vigas transversales y longitudinales, es normalmente insuficiente para resistir las solicitaciones transversales al puente sobre ese plano horizontal (acción dinámica de los sismos y del viento).

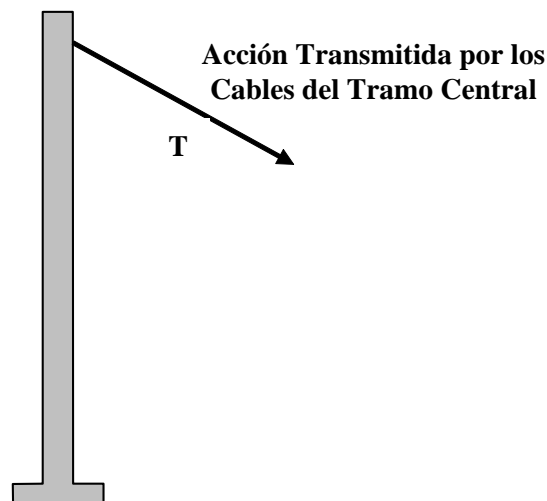
Apoyada en las vigas transversales se construye la estructura que soportará directamente a los vehículos que circulan por el puente. Usualmente esta estructura es una losa de hormigón, pero podría ser una estructura conformada con planchas metálicas. Debido a la gran rigidez de la losa sobre el plano horizontal, en caso de su uso podría prescindirse de la utilización de diagonales y contradiagonales uniendo la parte superior de las vigas de tablero, aunque posiblemente se requiera diagonales y contradiagonales en la parte inferior de la viga de tablero para proporcionar suficiente rigidez torsional. En el caso de una superestructura metálica para la circulación vehicular, las diagonales y contradiagonales (o algún otro mecanismo de rigidización) serán necesarias también en la capa superior.



En principio, la carga viva vehicular es transmitida a su estructura de soporte (losa de hormigón o placas metálicas); la estructura de soporte vehicular transmite la carga viva y su propio peso a las vigas transversales y longitudinales; las vigas con sus cargas, a su vez, se sustentan en los tensores; los tensores, y las cargas que sobre ellos actúan, están soportados por los cables principales; los cables principales transmiten las cargas a las torres de sustentación y anclajes; y, por último, las torres de sustentación y anclajes transfieren las cargas al suelo de cimentación.

Claramente se puede establecer una cadena en el funcionamiento de los puentes colgantes; la falla de cualquiera de los eslabones mencionados significa la falla del puente en su conjunto.

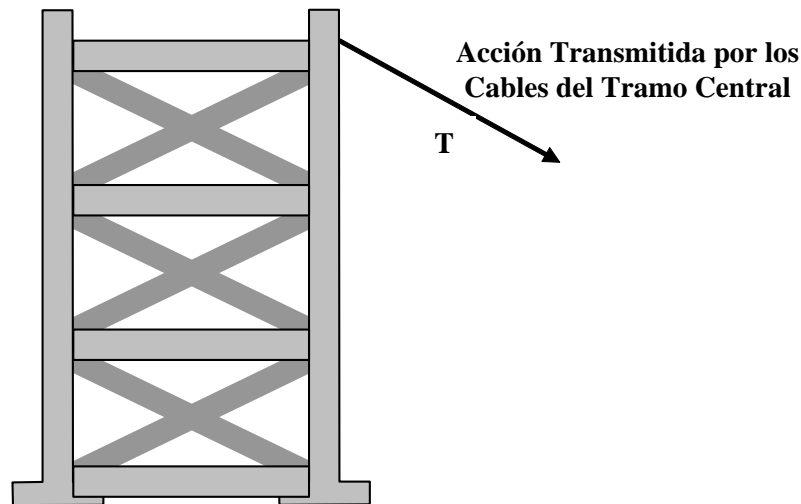
Si bien la explicación del funcionamiento del modelo presentado es ideal desde un punto de vista didáctico, pues se analizan uno a uno los distintos elementos estructurales y su influencia sobre otros tipos de elementos (a la vez que permite identificar otras alternativas constructivas), la geometría presentada hasta el momento no es la más apropiada para un puente colgante, pues la tensión en el extremo de los cables principales se convierte en una acción que no puede ser soportada directamente por las torres de sustentación, debido a su gran flexibilidad en esa dirección.



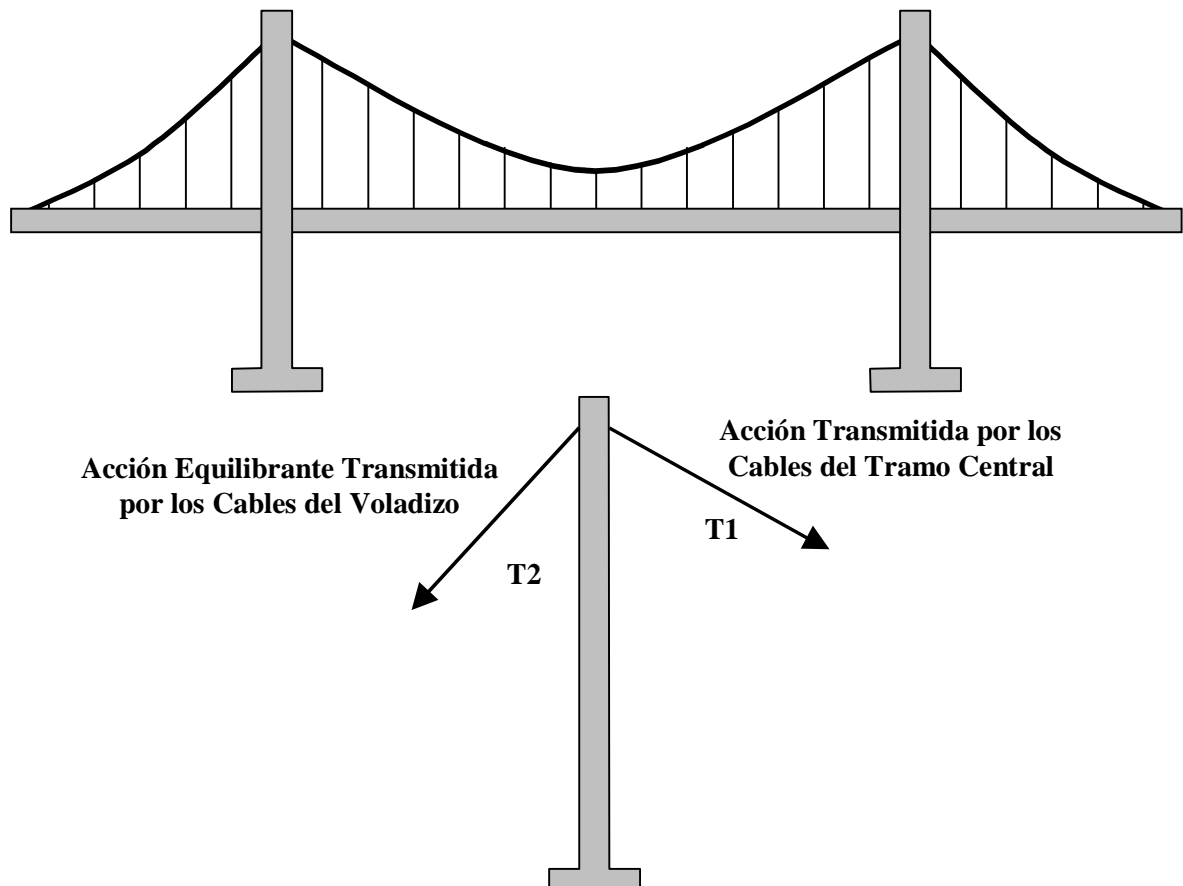
La componente vertical de la tensión del cable es fácilmente resistida por las torres de sustentación, pero la componente horizontal produciría volcamiento. Para superar este limitante se deben crear mecanismos que permitan a la torre compensar esa fuerza horizontal.

Una primera alternativa, válida exclusivamente para puentes de pequeñas luces (hasta 50 m.) consiste en crear torres pesadas de sostenimiento tipo pórtico, con diagonales y

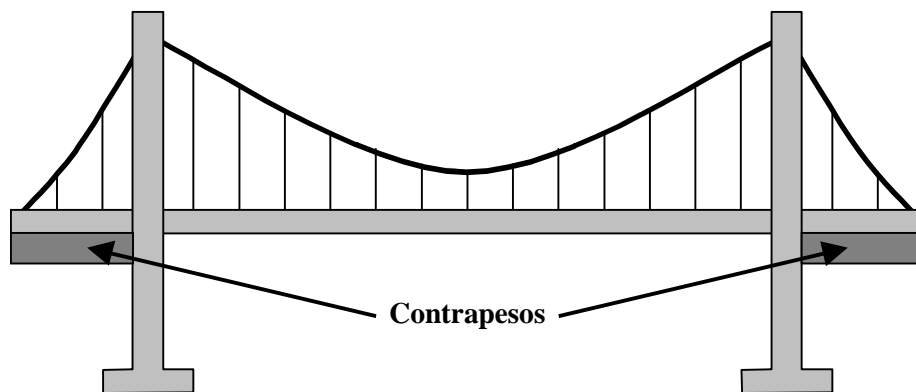
contradiagonales, en la dirección longitudinal, lo que facilita la estabilización de la carga proveniente de los cables principales.



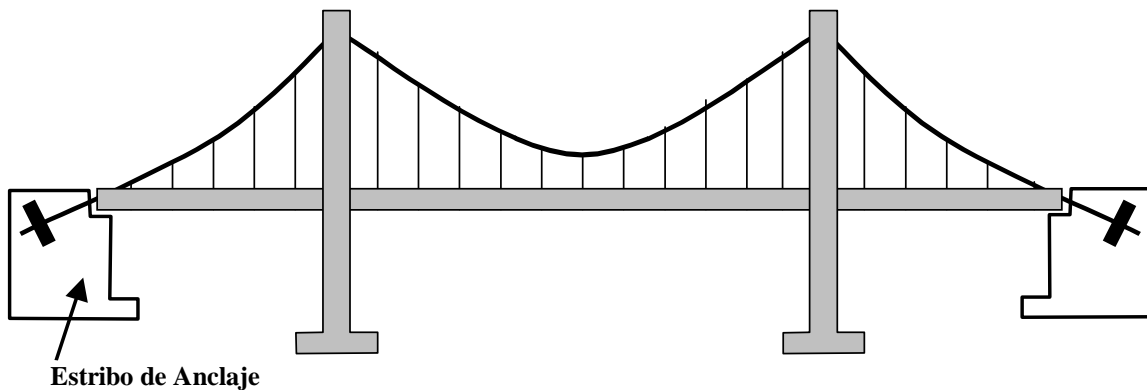
En puentes de medianas y grandes luces, la primera fase de la solución del problema consiste en extender el puente y los cables principales hacia el otro lado de la torre, para equilibrar total o parcialmente las cargas permanentes.



En caso de no disponerse de una longitud apropiada hacia los extremos del puente (muchas veces en zonas montañosas el acceso a los puentes es muy restringido), se pueden construir contrapesos como parte de los volados, disminuyendo su longitud.



La carga muerta no equilibrada y la carga vehicular que circula por el tramo central son resistidas por anclajes gravitacionales de los cables, en sus extremos. La carga vehicular actuante en los tramos extremos del puente puede ser resistida por estribos. Generalmente los estribos son convertidos en anclajes para los cables, para equilibrar una potencial carga vehicular alta en el tramo central del puente.



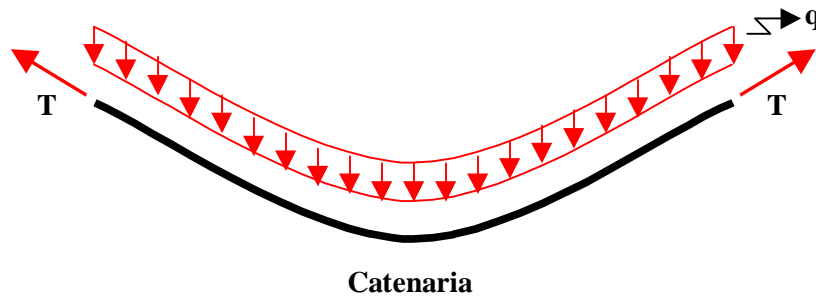
Con el objeto de reducir los costos de los macizos de anclaje, los estribos son construidos en hormigón armado, conformándose celdas selladas llenas de lastre (piedra y tierra) dentro de los estribos. Ocasionalmente se pueden utilizar macizos de hormigón ciclópeo.

Esta estructuración de los puentes colgantes permite resistir eficientemente las cargas gravitacionales, y tiene la característica de ser autoequilibrante.

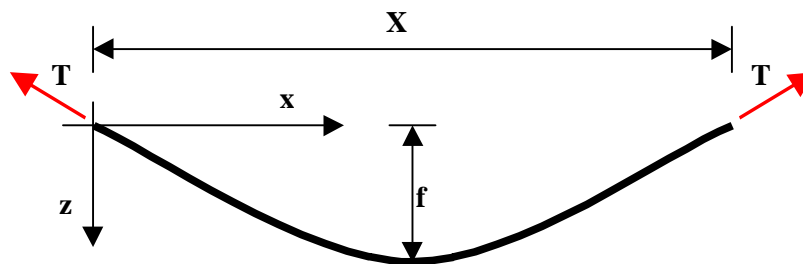
Existen otras alternativas de estructuración, como puentes colgantes continuos, puentes con un solo eje central de cables, puentes con más de un cable en los extremos de la vía, etc.

2.2.2 PESO PROPIO DE LOS CABLES CON DEFLEXIÓN SIMÉTRICA:

Debido a su peso propio (carga vertical uniformemente distribuida en toda la longitud del arco), los cables describen una curva conocida como Catenaria.



En el caso más común, en que no existe desnivel entre los dos extremos, la fuerza de tensión en el extremo del cable (y la tensión a lo largo del cable también) depende de la longitud entre extremos, del peso por unidad de longitud, y de la flecha en el centro de la luz.



En este caso:

$$H \frac{d^2 z}{dx^2} + q \frac{dL}{dx} = 0 \quad (\text{ecuación diferencial de equilibrio en el cable})$$

$$T = H \cdot \cosh(\alpha)$$

Donde:

T: tensión en el extremo del cable

H: componente horizontal de la tensión en el extremo del cable

q: carga uniformemente distribuida sobre la longitud del cable

x: abscisa de un punto genérico de la catenaria

z: ordenada de un punto genérico de la catenaria

L: longitud desarrollada del cable

α : ángulo auxiliar medido en radianes, producto de la resolución de las ecuaciones diferenciales que describen el problema

Además se tienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{q \cdot L}{2H}$$

$$z = \frac{H}{q} \left[\cosh(\alpha) - \cosh\left(\frac{qx}{H} - \alpha\right) \right]$$

$$f = \frac{H}{q} [\cosh(\alpha) - 1]$$

$$L = \frac{2H}{q} \cdot \sinh(\alpha)$$

$$\Delta L = \left(\frac{H \cdot L^2}{X} \right) \frac{1}{E \cdot A}$$

Donde:

ΔL : incremento elástico de la longitud del cable

Como alternativa se puede utilizar una aproximación parabólica de segundo grado a la catenaria (la diferencia es generalmente pequeña), con lo que la descripción del cable y su comportamiento se podría calcular con las siguientes expresiones:

$$H = \frac{q \cdot L_1^2}{8f}$$

$$z = \frac{4f \cdot x(L_1 - x)}{L^2}$$

$$T_{\text{máx}} = H \left[1 + 16 \left(\frac{f}{L_1} \right)^2 \right]^{1/2}$$

$$L = L_1 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L_1} \right)^2 \right]$$

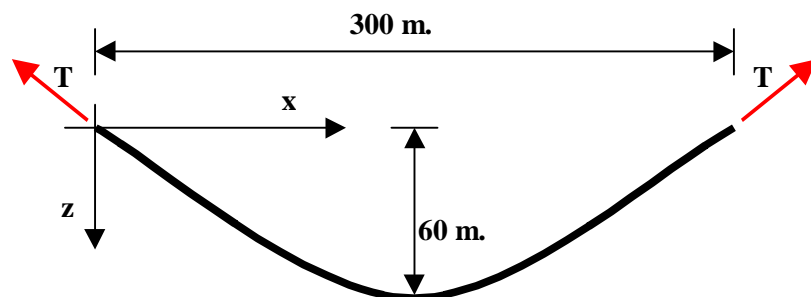
Donde:

L_1 : luz libre entre apoyos del cable (X)

EJEMPLO 1:

Se suspende un cable de sus dos extremos, venciéndose simétricamente una luz de 300 m. El cable es de acero y tiene una sección transversal de 30 cm de diámetro (suponer que toda la sección transversal está llena de material). La deflexión final en el centro de la luz es de 60 m. Determinar la fuerza de tensión en los extremos, y los esfuerzos que debe soportar el cable por efecto del peso propio. Comparar estos esfuerzos con los que se presentarían si la flecha fuera de 20 m.

Caso A:



La sección transversal del cable es:

$$A = \frac{D^2 \cdot \pi}{4} = \frac{(0.30 \text{ m})^2 \cdot \pi}{4} = 0.07069 \text{ m}^2$$

El peso específico del acero es:

$$\rho = 7800 \text{ Kg/m}^3$$

El volumen de 1 m de cable con sección transversal totalmente llena es:

$$V = (0.07069 \text{ m}^2) \cdot (1 \text{ m}) = 0.07069 \text{ m}^3$$

El peso de 1 m de cable es:

$$W = (0.07069 \text{ m}^3) \cdot (7800 \text{ Kg/m}^3) = 551 \text{ Kg}$$

La carga distribuida a lo largo del arco, por peso propio es:

$$q = 551 \text{ Kg/m}$$

Tomando, del formulario anterior, las expresiones de la constante α y de la flecha f se tiene:

$$\alpha = \frac{q \cdot L}{2H}$$

$$f = \frac{H}{q} [\cosh(\alpha) - 1]$$

Reemplazando q y L en las expresiones anteriores y simplificando, se obtiene:

$$\alpha = \frac{(551 \text{ Kg / m}) \cdot (300 \text{ m.})}{2H}$$

$$\alpha = \frac{82650 \text{ Kg}}{H} \quad (\text{ecuación 1})$$

$$60 \text{ m.} = \frac{H}{551 \text{ Kg / m}} [\cosh(\alpha) - 1]$$

$$H = \frac{(551 \text{ Kg / m}) \cdot (60 \text{ m.})}{[\cosh(\alpha) - 1]}$$

$$H = \frac{33060 \text{ Kg}}{[\cosh(\alpha) - 1]} \quad (\text{ecuación 2})$$

Resolviendo las dos ecuaciones, como simultáneas, por aproximaciones sucesivas se obtiene:

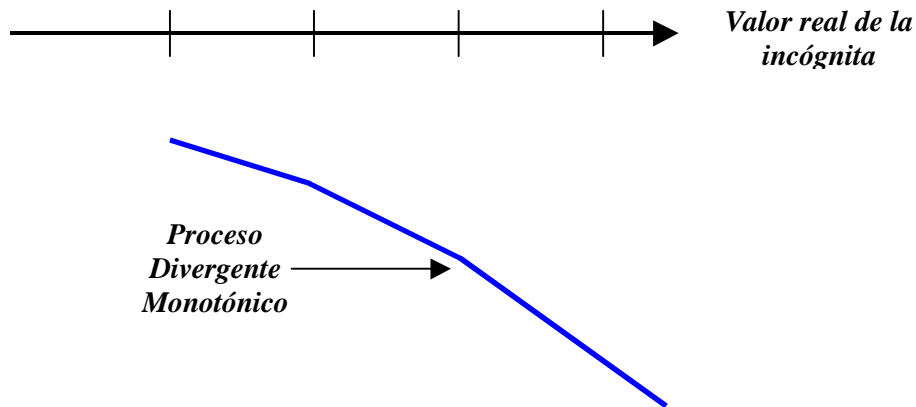
$$H = 108414 \text{ Kg}$$

$$\alpha = 0.762355$$

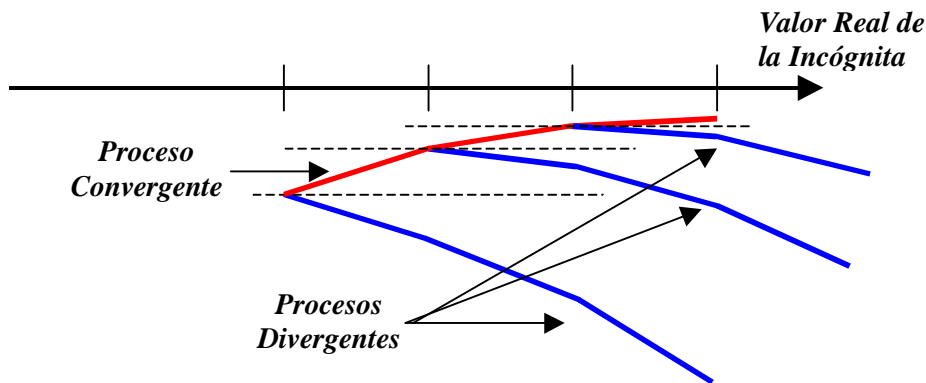
Se debe mencionar que para la resolución de las dos ecuaciones simultáneas se definió inicialmente un valor tentativo arbitrario de H ($H = 50000 \text{ Kg}$), aplicándose secuencialmente las ecuaciones 1 y 2 para tratar de obtener un valor mejorado de H .

	Iteración 1	Iteración 2	Iteración 3	Iteración 4
H_{estimado}	50000.00	19366.75	953.21	0.00
α	1.6530	4.2676	86.7074	overflow
$H_{\text{calculado}}$	19366.75	953.21	0.00	overflow

Este proceso fue divergente monótonico (los valores secuenciales de H fueron 50000, 19366, 953, 0, overflow negativo).



Con la ayuda de una hoja electrónica se monitorearon varias iteraciones simultáneamente y se optó por ajustar el valor de H , en el sentido opuesto al calculado con la ecuación 2 (si H disminuía al calcular con la ecuación 2, se le aumentaba su valor en la siguiente iteración en la misma magnitud en que se había producido su disminución con las ecuaciones anteriores; y si H aumentaba al calcular con la ecuación 2, se le disminuía su valor en la siguiente iteración en la misma magnitud en que se había producido su aumento).



	Iteración 1	Iteración 2	Iteración 3	Iteración 4	Iteración 5	Iteración 6	Iteración 7	Iteración 8
H_{estimado}	50000.00	80633.25	103566.12	108650.76	108390.84	108416.31	108413.87	108414.11
α	1.653000	1.025011	0.798041	0.760694	0.762518	0.762339	0.762356	0.762355
$H_{\text{calculado}}$	19366.75	57700.38	98481.48	108910.68	108365.37	108418.75	108413.64	108414.13

$$\begin{aligned}
 50000.00 + (50000.00 - 19366.75) &= \mathbf{80633.25} \\
 80633.25 + (80633.25 - 57700.38) &= \mathbf{103566.12} \\
 103566.12 + (103566.12 - 98481.48) &= \mathbf{108650.76} \\
 108650.76 + (108650.76 - 108910.68) &= \mathbf{108390.84} \\
 108390.84 + (108390.84 - 108365.37) &= \mathbf{108416.31} \\
 108416.31 + (108416.31 - 108418.75) &= \mathbf{108413.87} \\
 108413.87 + (108413.87 - 108413.64) &= \mathbf{108414.11}
 \end{aligned}$$

$$H = 108414 \text{ Kg}$$

La alternativa al método utilizado hubiera sido el emplear tanteos.

La tensión en el cable es:

$$T = H \cdot \cosh(\alpha)$$

$$T = (108414 \text{ Kg}) \cdot \cosh(0.762355)$$

$$T = 141474 \text{ Kg}$$

El esfuerzo en el cable, debido al peso propio es:

$$\sigma = \frac{141474 \text{ Kg}}{706.9 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo obtenido es relativamente bajo, pero una flecha inicial de 60 m en un cable de 300 m de luz es usualmente indeseable tanto arquitectónicamente como por los problemas de diseño y construcción de las torres.

Es importante mencionar que si se disminuyera la sección transversal del cable, se disminuiría en la misma proporción la fuerza de tensión, por lo que el esfuerzo se mantendría constante ($\sigma = 200 \text{ Kg/cm}^2$) para cualquier cable del mismo material que venza una luz de 300 m y tenga una flecha de 60 m.

Si, en lugar de utilizar el procedimiento propuesto, se calculara H con la expresión aproximada que supone que la curva del cable es una parábola, se tendría:

$$H = \frac{q \cdot L_1^2}{8f}$$

$$H = \frac{(551 \text{ Kg/m}) \cdot (300 \text{ m})^2}{8(60 \text{ m})}$$

$$H = 103313 \text{ Kg}$$

El valor obtenido es una aproximación aceptable (tiene un error menor al 5%) para el cable estudiado.

La longitud del cable antes de las deformaciones se puede calcular con la siguiente expresión:

$$L = \frac{2H}{q} \cdot \sinh(\alpha)$$

$$L = \frac{2(103313 \text{ Kg})}{551 \text{ Kg/m}} \cdot \sinh(0.762355)$$

$$L = 314.39 \text{ m}$$

El incremento elástico de longitud provocado por el peso propio del cable es:

$$\Delta L = \left(\frac{H \cdot L^2}{X} \right) \frac{1}{E \cdot A}$$

$$\Delta L = \left(\frac{(103313 \text{ Kg})(314.39 \text{ m})^2}{300 \text{ m}} \right) \frac{1}{(21000000000 \text{ Kg/m}^2)(0.07069 \text{ m}^2)}$$

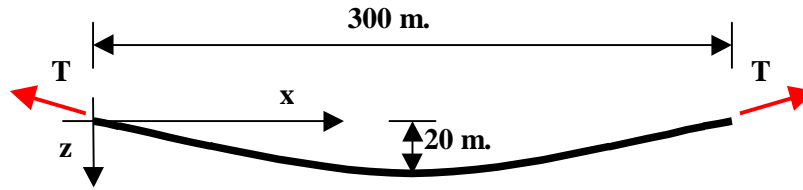
$$\Delta L = 0.02293 \text{ m.}$$

La deflexión en el centro de la luz puede ser calculada con la siguiente expresión:

$$\Delta f = \left(\frac{300 \text{ m} / 2}{60 \text{ m}} \right) \left(\frac{0.02293 \text{ m}}{2} \right)$$

$$\Delta f = 0.02866 \text{ m.}$$

Caso B:



Los siguientes valores se calcularon en el primer caso del ejemplo y son válidos para este segundo caso:

$$A = 0.07069 \text{ m}^2$$

$$q = 551 \text{ Kg/m}$$

Tomando, del formulario anterior, las expresiones de la constante α y de la flecha f se tiene:

$$\alpha = \frac{q \cdot L}{2H}$$

$$f = \frac{H}{q} [\cosh(\alpha) - 1]$$

Reemplazando q y L en las expresiones anteriores se obtiene:

$$\alpha = \frac{(551 \text{ Kg / m}) \cdot (300 \text{ m.})}{2H}$$

$$\alpha = \frac{82650 \text{ Kg}}{H} \quad (\text{ecuación 1})$$

$$20 \text{ m.} = \frac{H}{551 \text{ Kg / m}} [\cosh(\alpha) - 1]$$

$$H = \frac{(551 \text{ Kg / m}) \cdot (20 \text{ m.})}{[\cosh(\alpha) - 1]}$$

$$H = \frac{11020 \text{ Kg}}{[\cosh(\alpha) - 1]} \quad (\text{ecuación 2})$$

Resolviendo las dos ecuaciones simultáneas, de una manera similar al primer caso, se obtiene:

$$H = 311757 \text{ Kg}$$

$$\alpha = 0.265110$$

La tensión en el cable es:

$$T = (311757 \text{ Kg}) \cdot \cosh(0.265110)$$

$$T = 322777 \text{ Kg}$$

El esfuerzo en el cable, debido al peso propio es:

$$\sigma = \frac{322777 \text{ Kg}}{706.9 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma = 457 \text{ Kg/cm}^2$$

Si se calculara H con la expresión aproximada correspondiente a una parábola, se tendría:

$$H = \frac{q \cdot L_1^2}{8f}$$

$$H = \frac{(551 \text{ Kg / m}) \cdot (300 \text{ m})^2}{8(20 \text{ m})}$$

$$H = 309938 \text{ Kg}$$

El valor obtenido es una aproximación aceptable (tiene un error del orden del 1%) para el cable estudiado.

Si se toma en consideración que los esfuerzos calculados corresponden solamente a peso propio, para el caso de cables en puentes colgantes, el esfuerzo obtenido es relativamente alto. Si el cable analizado fuera utilizado en redes de transmisión eléctrica este tipo de esfuerzo sería aceptable pues las cargas adicionales serán mínimas.

La longitud del cable antes de las deformaciones se puede calcular con la siguiente expresión:

$$L = \frac{2H}{q} \cdot \sinh(\alpha)$$

$$L = \frac{2(311757 \text{ Kg})}{551 \text{ Kg / m}} \cdot \sinh(0.265110)$$

$$L = 303.53 \text{ m}$$

El incremento elástico de longitud provocado por el peso propio del cable es:

$$\Delta L = \left(\frac{H \cdot L^2}{X} \right) \frac{1}{E \cdot A}$$

$$\Delta L = \left(\frac{(311757 \text{ Kg})(303.53 \text{ m})^2}{300 \text{ m}} \right) \frac{1}{(21000000000 \text{ Kg / m}^2)(0.07069 \text{ m}^2)}$$

$$\Delta L = 0.06449 \text{ m.}$$

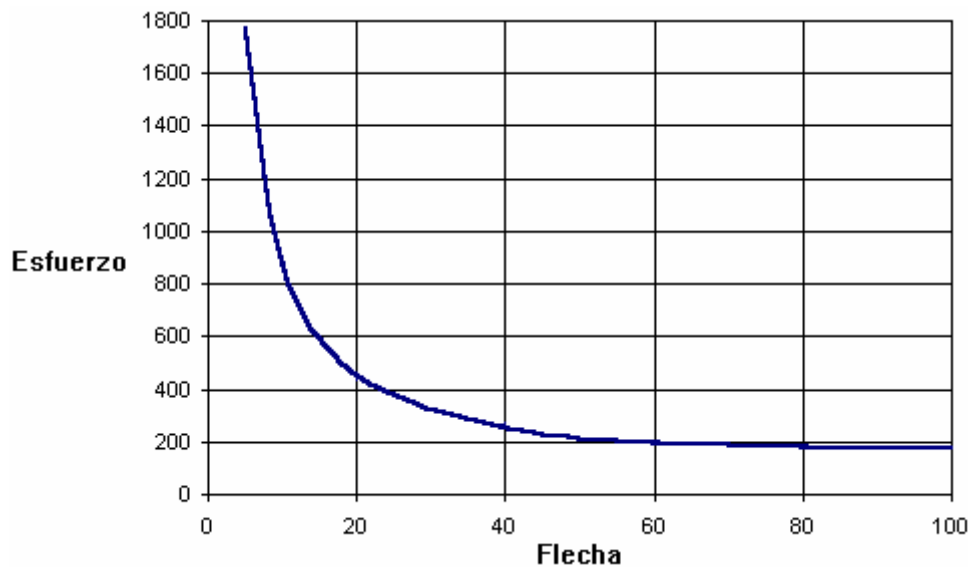
La deflexión en el centro de la luz puede ser calculada con la siguiente expresión:

$$\Delta f = \left(\frac{300 \text{ m} / 2}{20 \text{ m}} \right) \left(\frac{0.06449 \text{ m}}{2} \right)$$

$$\Delta f = 0.24184 \text{ m.}$$

Es importante notar que no existe linealidad entre la flecha inicial del cable y la deflexión. Los cables con menor flecha inicial tienen deflexiones cada vez mayores por concepto de las cargas gravitacionales.

En el siguiente gráfico se describe el esfuerzo en el cable estudiado, para diferentes flechas:

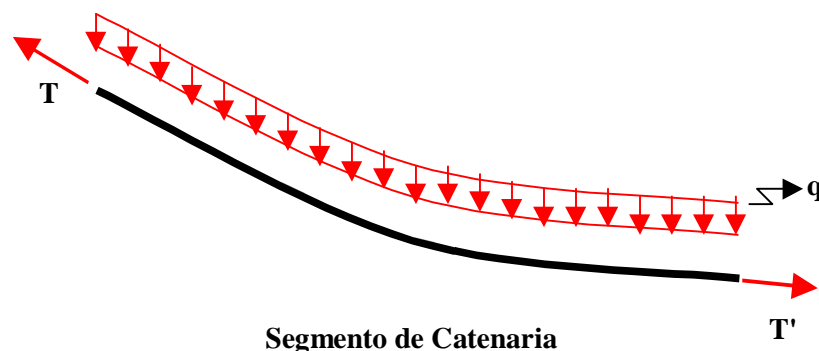


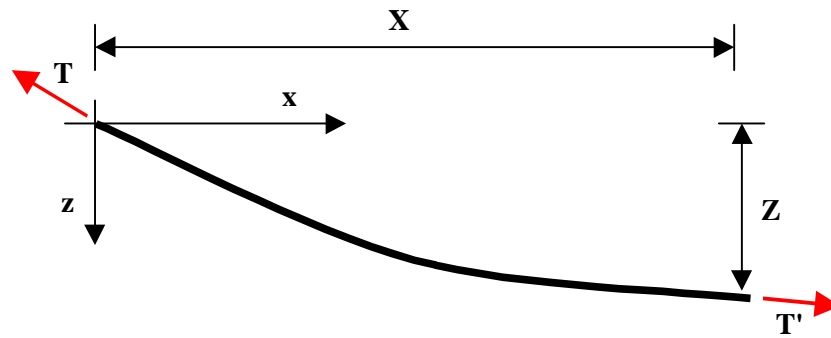
Aspectos Adicionales Sobre el Ejemplo Propuesto:

Algunas conclusiones pueden obtenerse del ejemplo presentado:

- *Mientras menor es la flecha con relación a la luz libre, mayor es el esfuerzo en los cables, lo que complica tanto su diseño como el de las torres de soporte. Pequeñas disminuciones en la temperatura ambiental podrían generar grandes esfuerzos en este caso.*
- *Si bien el aumento de la flecha produce un esfuerzo menor en los cables por peso propio (y solicitaciones menores en las torres de soporte), no es conveniente excederse en la deformación transversal tanto por que estéticamente se vería afectada la estructura como por perderse el control sobre las deflexiones, para otros tipos de cargas.*
- *Usualmente se escogen flechas para los cables de puentes colgantes del orden de la décima parte de la luz libre.*

2.2.3 PESO PROPIO DE LOS CABLES CON DEFLEXIÓN ASIMÉTRICA:





En este caso las expresiones que describen el comportamiento del cable son bastante más complejas que en el cable simétrico:

$$\beta = \frac{q \cdot X}{2H} \quad (\text{ecuación 1})$$

$$\alpha = \text{Sinh}^{-1} \left[\frac{\beta \cdot (Z/X)}{\text{Sinh}(\beta)} \right] + \beta \quad (\text{ecuación 2})$$

$$L = \frac{2H}{q} \cdot \text{Sinh}(\beta) \cdot \text{Cosh}(\alpha - \beta) \quad (\text{ecuación 3})$$

$$T = H \cdot \text{Cosh}(\alpha) \quad (\text{ecuación 4})$$

$$T' = \frac{q}{2} [L \cdot \text{Coth}(\beta) - Z] \quad (\text{ecuación 5})$$

$$S = H \cdot \text{Senh}(\alpha) \quad (\text{ecuación 6})$$

$$S' = \frac{q}{2} [Z \cdot \text{Coth}(\beta) - L] \quad (\text{ecuación 7})$$

$$X = \left(\frac{H}{q} \right) \ln \left(\frac{T + T' + q \cdot L}{T + T' - q \cdot L} \right) \quad (\text{ecuación 8})$$

$$Z = \left(\frac{S + S'}{T + T'} \right) \cdot L \quad (\text{ecuación 9})$$

$$\Delta L = \left(\frac{H \cdot L^2}{X} \right) \frac{1}{E \cdot A} \quad (\text{ecuación 10})$$

$$H \frac{d^2 z}{dx^2} + q \frac{dL}{dx} = 0 \quad (\text{ecuación 11})$$

$$z = \frac{H}{q} \left[\text{Cosh}(\alpha) - \text{Cosh} \left(\frac{2\beta \cdot x}{X} - \alpha \right) \right] \quad (\text{ecuación 12})$$

Donde:

- T: tensión en el extremo más alto del cable
- T': tensión en el extremo más bajo del cable
- H: componente horizontal de la tensión en el extremo más alto del cable
- H': componente horizontal de la tensión en el extremo más bajo del cable
- S: cortante en el extremo más alto del cable
- S': cortante en el extremo más bajo del cable
- L: longitud del segmento de catenaria
- X: proyección horizontal del segmento de catenaria
- Z: desnivel entre los dos extremos del segmento de catenaria

ΔL : incremento elástico de longitud del cable por efecto del peso propio
 E: módulo de elasticidad del material constitutivo del cable
 A: sección transversal del cable

Para conocer las solicitaciones en un arco de catenaria, a partir de su geometría general (X y Z son conocidos o estimados), se debe imponer un valor de H (generalmente se toma como referencia la tensión que se desea equilibrar en el cable del tramo central) y utilizar secuencialmente las ecuaciones antes detalladas.

Si se utiliza la aproximación parabólica a la catenaria, el formulario básico que describe el comportamiento del cable es el siguiente:

$$L = X \left(1 + \frac{8f^2}{3X^2} + \frac{1}{2} \frac{Z^2}{X^2} \right)$$

$$S = \frac{q \cdot x}{2} + H \frac{Z}{X}$$

$$S' = \frac{q \cdot x}{2} - H \frac{Z}{X}$$

$$T = (H^2 + S^2)^{1/2}$$

$$T' = (H^2 + S'^2)^{1/2}$$

$$T_x = H \left(1 + \frac{64f^2 \cdot x^2}{L^4} \right)^{1/2}$$

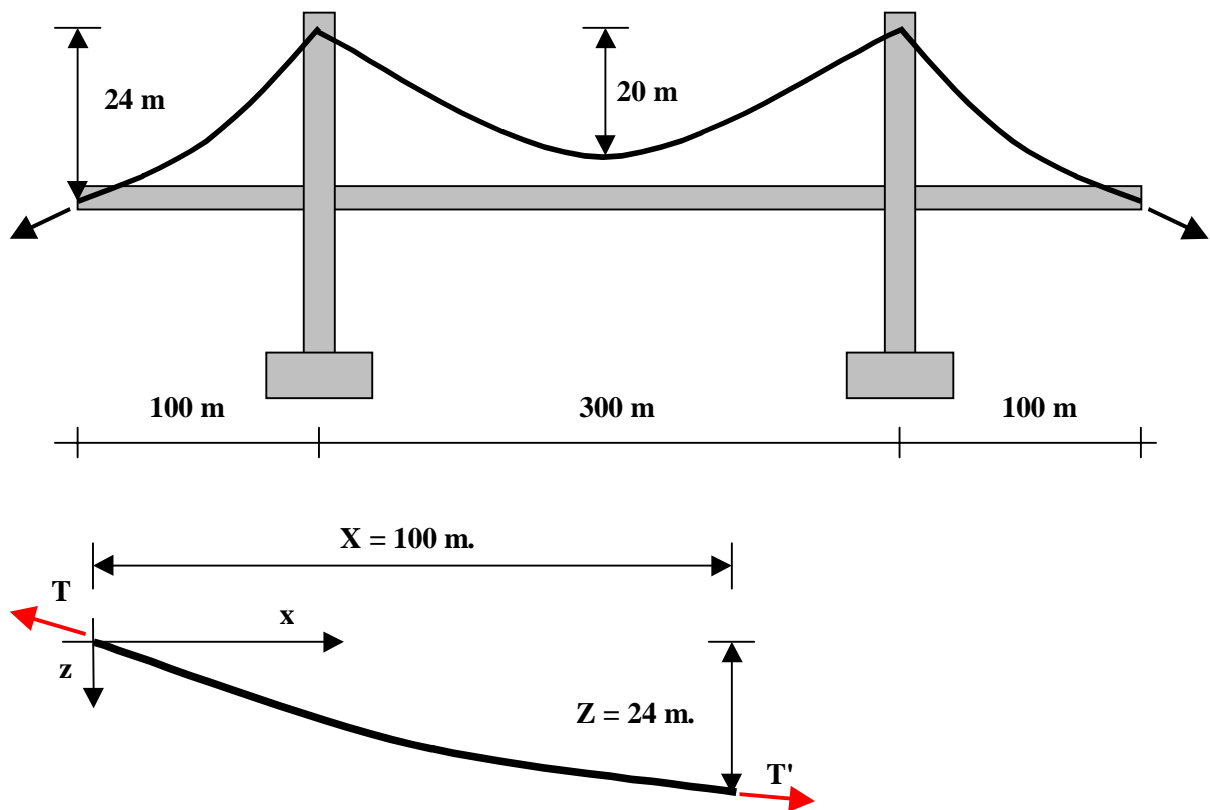
$$H \frac{d^2 z}{dx^2} + q = 0$$

$$z = \frac{q \cdot x}{2H} (X - x) + \frac{Z}{X} x$$

$$H = \frac{4f \cdot x (X - x)}{X^2} + \frac{Z}{X} x$$

EJEMPLO 2:

Se suspende un cable de su torre de sostenimiento de modo que entre los dos extremos del cable existe una diferencia de altura de 24 m y una proyección horizontal del cable de 100 m (complemento al caso B del Ejemplo 1; el incremento de 20 m a 24 m en la diferencia de altura entre los 2 extremos, que puede ser reajutable, se produce por que no se requieren tensores en el extremo derecho). El cable es de acero y tiene una sección transversal de 30 cm de diámetro (suponer que toda la sección transversal está llena de material). Determinar la fuerza de tensión en los extremos, y los esfuerzos que debe soportar el cable por efecto del peso propio.



Las características básicas del cable (tomadas de los ejemplos 1 y 2) son:

$$X = 100 \text{ m}$$

$$Z = 24 \text{ m}$$

$$A = 0.07069 \text{ m}^2$$

$$q = 551 \text{ Kg/m}$$

Las expresiones que describen el comportamiento del cable asimétrico son:

$$\beta = \frac{q \cdot X}{2H} \quad (\text{ecuación 1})$$

$$\alpha = \text{Sinh}^{-1} \left[\frac{\beta(Z/X)}{\text{Sinh}(\beta)} \right] + \beta \quad (\text{ecuación 2})$$

$$L = \frac{2H}{q} \cdot \text{Sinh}(\beta) \cdot \text{Cosh}(\alpha - \beta) \quad (\text{ecuación 3})$$

$$T = H \cdot \text{Cosh}(\alpha) \quad (\text{ecuación 4})$$

$$T' = \frac{q}{2} [L \cdot \text{Coth}(\beta) - Z] \quad (\text{ecuación 5})$$

$$S = H \cdot \text{Senh}(\alpha) \quad (\text{ecuación 6})$$

$$S' = \frac{q}{2} [Z \cdot \text{Coth}(\beta) - L] \quad (\text{ecuación 7})$$

$$X = \left(\frac{H}{q} \right) \ln \left(\frac{T + T' + q \cdot L}{T + T' - q \cdot L} \right) \quad (\text{ecuación 8})$$

$$Z = \left(\frac{S + S'}{T + T'} \right) \cdot L \quad (\text{ecuación 9})$$

$$\Delta L = \left(\frac{H \cdot L^2}{X} \right) \frac{1}{E \cdot A} \quad (\text{ecuación 10})$$

Existen dos alternativas de enfoque al problema presentado:

- Suponer que la componente horizontal de la tensión en el extremo superior es la misma que la que proviene del tramo central. Con esta hipótesis se asume que la torre de sustentación no soportará ninguna fuerza horizontal por concepto de cargas gravitacionales.
- Suponer que la tensión en la parte superior del cable es la misma que la tensión en el tramo central del cable. Con esta hipótesis se asume que el cable está colocado sobre rodillos libres de rozamiento colocados en las torres de sustentación, y que las torres pueden resistir fuerzas horizontales de pequeña magnitud.

La situación real se ubicará en algún punto intermedio entre las dos hipótesis, por lo que, es conveniente que se diseñen los puentes de modo que los resultados obtenidos con las dos hipótesis sean similares.

Asumiendo como válida la primera hipótesis para el problema propuesto, la componente horizontal de la tensión en la parte superior del cable es igual a la componente horizontal en el tramo central, por lo que, tomando la información del ejemplo 1, se tiene:

$$H = 311757 \text{ Kg}$$

Se evalúan secuencialmente las ecuaciones anteriores:

$$\beta = 0.088370 \text{ rad.}$$

$$\alpha = 0.325820 \text{ rad.}$$

$$L = 102.97 \text{ m}$$

$$T = 328451.80 \text{ Kg}$$

$$T' = 315227.80 \text{ Kg}$$

$$S = 103383.56 \text{ Kg}$$

$$S' = 46649.13 \text{ Kg}$$

$$X = 100.00 \text{ m}$$

$$Z = 24.00 \text{ m}$$

$$\Delta L = 0.0223 \text{ m}$$

Para equilibrar totalmente a las tensiones en el cable se requiere de una fuerza de 315228 Kg (T'), que debe ser provista por el anclaje.

La deflexión que se produce en el extremo del voladizo debido al alargamiento del cable es aproximadamente:

$$\Delta Z = (100/24) (0.0223 \text{ m})$$

$$\Delta Z = 0.0928 \text{ m}$$

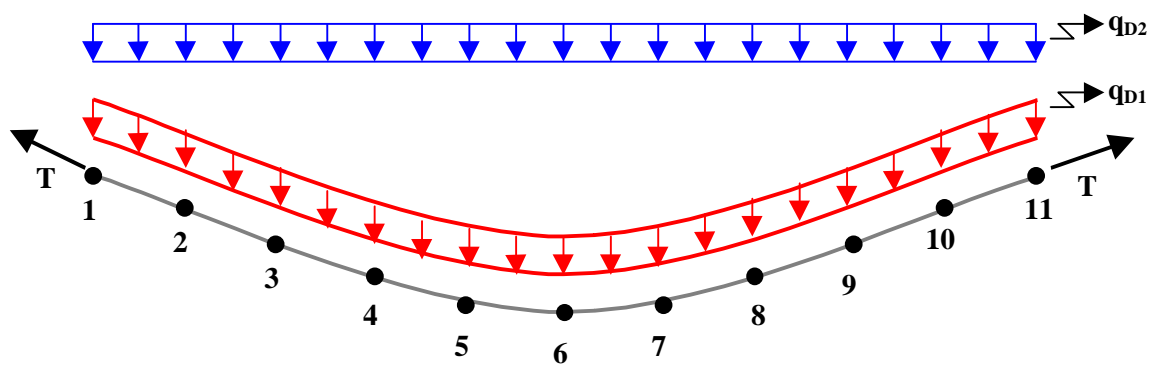
2.2.4 ASPECTOS ESPECIALES DE ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES COLGANTES:

Como se podrá observar a continuación, es muy difícil desligar el análisis y diseño de puentes colgantes, de su construcción.

El peso propio del cable constituye una fracción de las cargas gravitacionales que actúan sobre los puentes colgantes. Adicionalmente actúa el peso de los restantes elementos estructurales, la carga permanente no estructural y las cargas vivas.

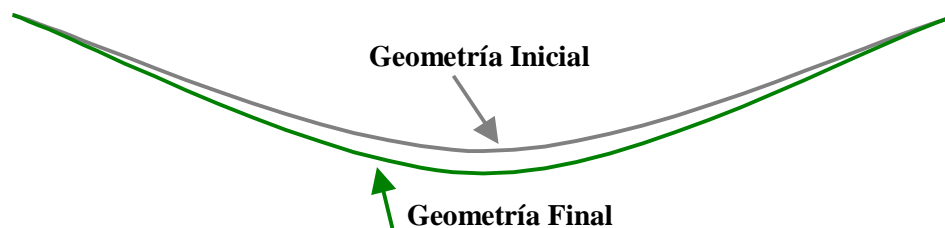
La mejor manera de modelar el comportamiento del cable (que es el componente más importante de la estructura) consiste en utilizar programas estándar de Análisis Matricial de Estructuras Espaciales como **SAP2000**. Se dividen los cables en un alto número de segmentos y se analizan las solicitaciones provocadas por los diferentes tipos de cargas.

Es importante notar que la carga permanente, adicional al peso propio del cable, es generalmente una carga uniformemente distribuida (o bastante cercana a ello), por lo que la geometría esperada en el cable, luego de las deformaciones del mismo será bastante cercana a una catenaria, conviniendo asumir inicialmente que la geometría del cable corresponde a una catenaria.



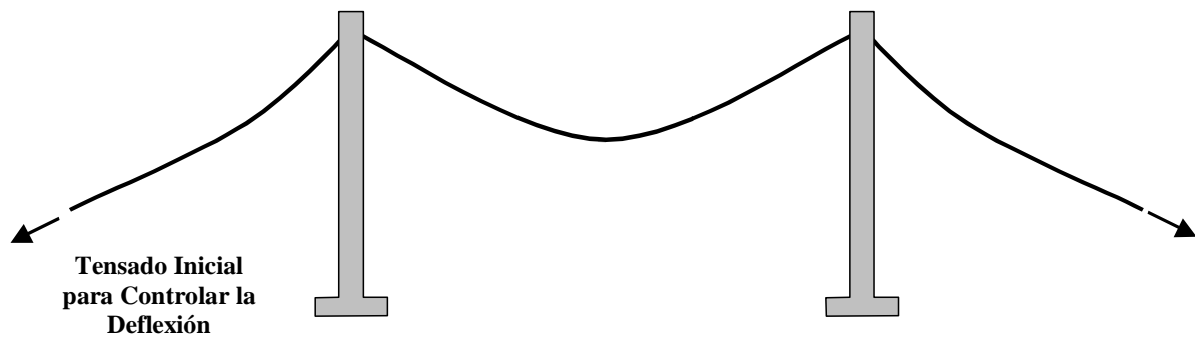
Modelo Estructural

La primera sorpresa con la que nos encontramos cuando se analiza un cable bajo cargas gravitacionales (peso propio + carga permanente), por el Método Matricial, es que las deformaciones son muy importantes (en un cable de 300 m de longitud y 20 m de flecha es frecuente obtener deflexiones del orden de los 1 m a 2 m en el centro de la luz).

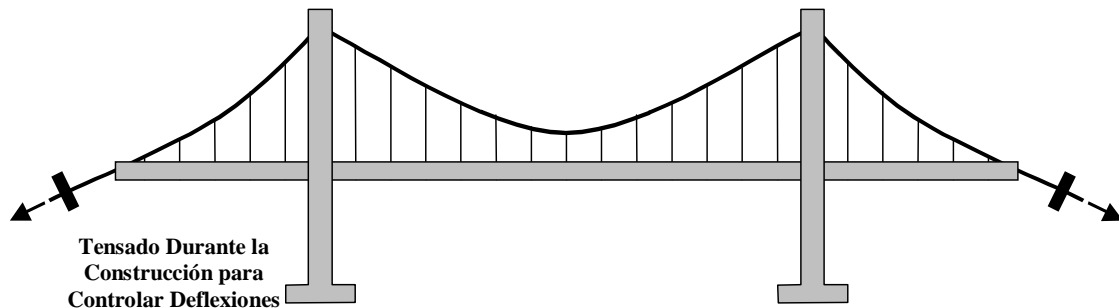


Si un cable cambia su flecha de 20 m a 22 m, la primera consecuencia lógica es que los esfuerzos en el cable serán diferentes (serán menores), por lo que podría convenir analizar la estructura con **Teoría de Segundo Orden**, o con varias Aproximaciones de Primer Orden hacia la geometría final del cable. Lamentablemente este es el menor de los problemas en los cables estructurales de puentes colgantes. Junto con el cable descenderá toda la estructura los mismos 2 m, en el centro de la luz, lo que provocaría efectos indeseables.

Si durante la colocación del cable se lo tensa desde la zona de anclaje para que la flecha por peso propio quede en 20 m, el problema quedaría solucionado para esta fase. Es evidente que este proceso constructivo determinará la manera de realizar el análisis y el diseño del cable y de toda la estructura. Si se compensa la deflexión, basta realizar el análisis con Teoría de Primer Orden.



Cuando se colocan los tensores, las vigas transversales, las vigas longitudinales, las diagonales y contradiagonales, la estructura de soporte vehicular, y toda la carga permanente, se producen sucesivamente nuevas deflexiones más importantes que las provocadas por el cable solo. Nuevamente tendríamos deformaciones indeseables que podrían ser compensadas total o parcialmente mediante nuevos tensados de los cables desde la zona de anclaje. Para poder llevar a cabo este proceso será necesario que los cables no tengan un anclaje definitivo, sino provisional, durante las fases iniciales de la construcción, lo que podría ser un serio problema.



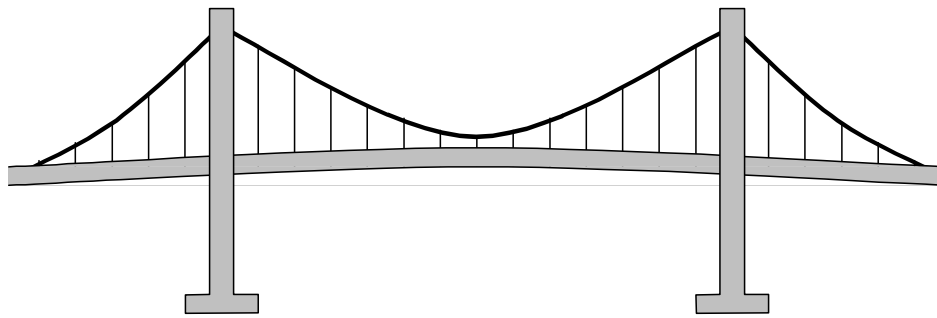
Además deberá calcularse el efecto del tensado adicional del cable sobre la posición final de los restantes componentes estructurales, y las solicitaciones que podrían generarse sobre esos componentes.

Dependiendo de las fases de la construcción en que se realicen los ajustes de las flechas, el análisis estructural para ciertas cargas, y ciertos elementos, podrá ser realizado con Teoría de Primer Orden en lugar de Teoría de Segundo Orden.

Al igual que los cables principales, los tensores también pueden estar sujetos a pequeños ajustes de longitud, para controlar adecuadamente las deflexiones. Estos esquemas de construcción también tendrán su efecto sobre la manera de analizar la estructura.

Generalmente lo que se realiza en construcción es un tensado único del cable durante su colocación, de modo que se produzcan contraflechas iniciales que compensen las flechas que se generarán posteriormente debido a las cargas permanentes. Este hecho facilita considerablemente el proceso constructivo.

Adicionalmente a esto se introduce geométricamente (durante el diseño) una mayor elevación de la zona central de los puentes colgantes (estructura de soporte vehicular), con el objeto de que durante las fases de máxima carga viva, las deflexiones esperadas en este tipo de estructuras pasen desapercibidas para los usuarios.



En todo caso, el efecto de las cargas vivas sobre la estructura deberá ser analizado con Teoría de Segundo Orden, pues para esas instancias el anclaje definitivo ya deberá haber sido realizado.

Es evidente que las actividades de ajuste realizadas durante la construcción tienen influencia decisiva sobre el Análisis y Diseño Estructural. Así mismo, las hipótesis de análisis y diseño deben transformarse en actividades clave durante la construcción.

En definitiva, deberán manejarse diferentes modelos estructurales que tomen en consideración el comportamiento de cada elemento estructural durante la fase de construcción. Esos modelos ocasionalmente podrán ser planos pero conforme avance el proceso constructivo se convertirán en modelos tridimensionales.

Otro aspecto primordial dentro del análisis y diseño de puentes colgantes constituye la necesidad de tomar en consideración los efectos dinámicos causados por sismos y vientos. Los puentes colgantes son particularmente sensibles a las oscilaciones, por lo que normalmente se requieren redistribuciones de masas y ajustes de rigideces laterales para disminuir los efectos dinámicos a magnitudes manejables. Los períodos naturales de vibración en puentes colgantes son generalmente altos.

Desde el punto de vista constructivo, el manejo de los grandes pesos que tienen los cables principales constituye un serio limitante, particularmente para nuestro país. Otro problema serio constituye la infraestructura necesaria para poder realizar el tensado progresivo de los cables hasta realizar su anclaje definitivo.

Los detalles constructivos constituyen otro problema en nuestro medio. Durante el diseño se deben tomar muchas de las decisiones sobre la construcción. ¿Se utilizarán elementos prefabricados? ¿Se colocarán varios cables en cada uno de los extremos de las torres de sustentación?

2.2.5 CONCLUSIONES GENERALES SOBRE LOS PUENTES COLGANTES:

El diseño y la construcción de puentes colgantes es una alternativa válida para puentes de gran longitud. La implementación en el país de este tipo de puentes debe incluir un cambio en la manera tradicional de mirar el diseño y la construcción como actividades separadas e independientes dentro de la práctica ingenieril, convirtiéndolas en actividades íntimamente ligadas.

La incorporación de nuevas tecnologías, como la requerida para construir puentes colgantes, requiere la creación de una infraestructura costosa que al momento no existe en el país.

2.3 LOS PUENTES ATIRANTADOS:



Los puentes atirantados surgieron como una variante más manejable de los puentes colgantes. La idea fundamental es la de reemplazar los cables principales de gran sección transversal por un grupo de cables o elementos de acero de menor sección, y por consiguiente de menor peso.

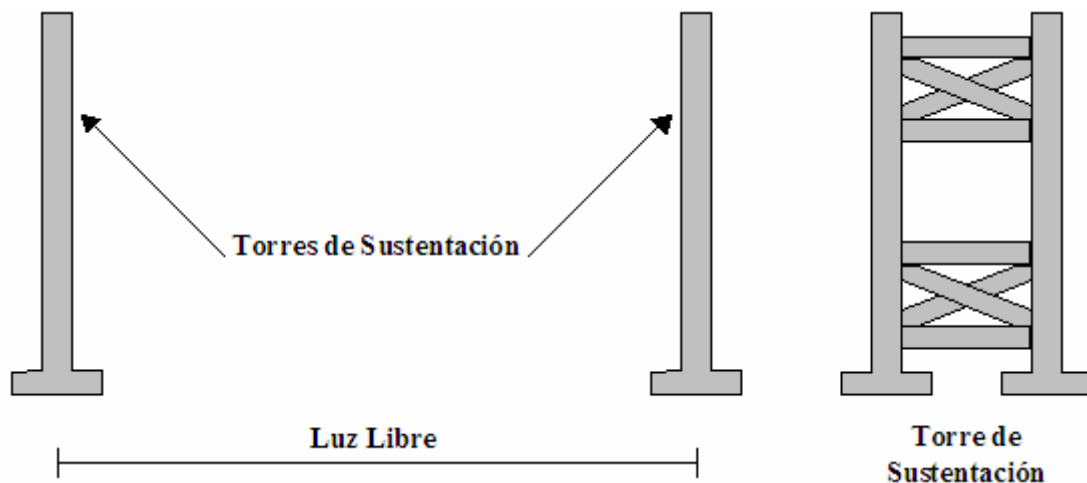
Los puentes atirantados han tenido gran difusión particularmente en Europa. En nuestro país se han empezado a construir.

2.3.1 PRINCIPIOS BÁSICOS DE LOS PUENTES ATIRANTADOS:

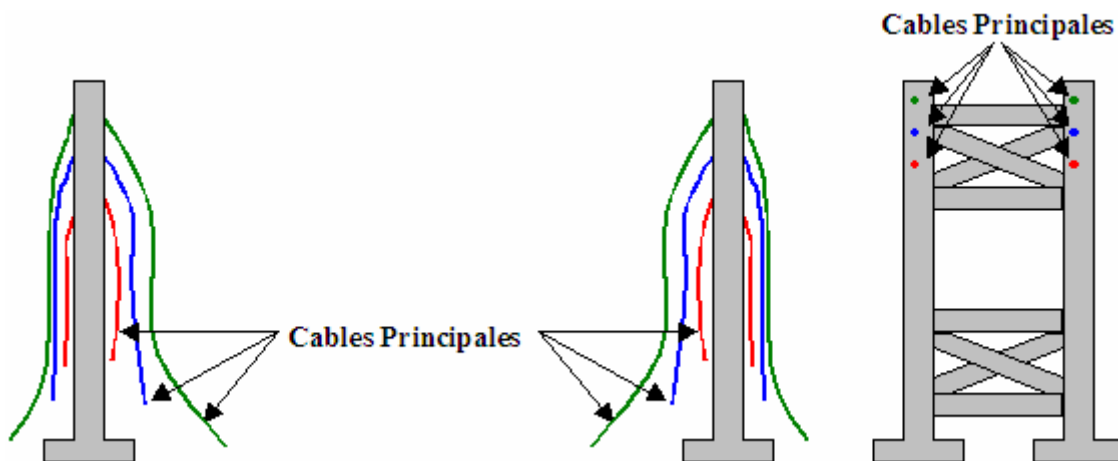
Al igual que los puentes colgantes, los principios de funcionamiento de un puente atirantado son relativamente sencillos. La implementación de estos principios en el diseño y en la construcción constituyen el problema más importante.



El soporte físico de un puente atirantado está provisto por las torres de sustentación, que en muchos casos son similares a aquellas presentes en puentes colgantes, pero que pueden adquirir otras geometrías con mayor estética.

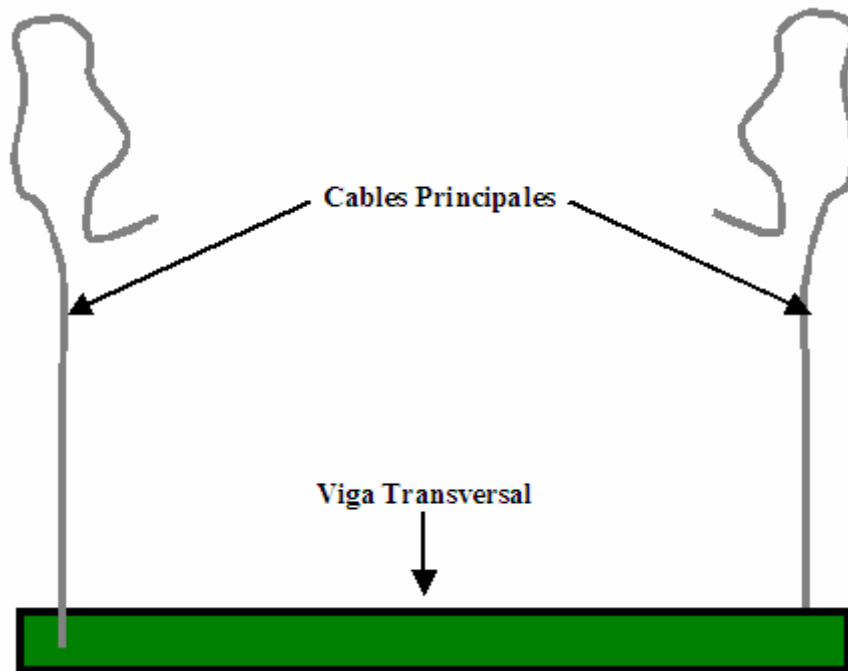


Apoyados y anclados en diversos niveles de cada una de las torres de sustentación, y ubicados de una manera simétrica con relación al eje de la vía, se suspenden un sinnúmero de cables principales, que servirán de soporte para los elementos estructurales restantes.

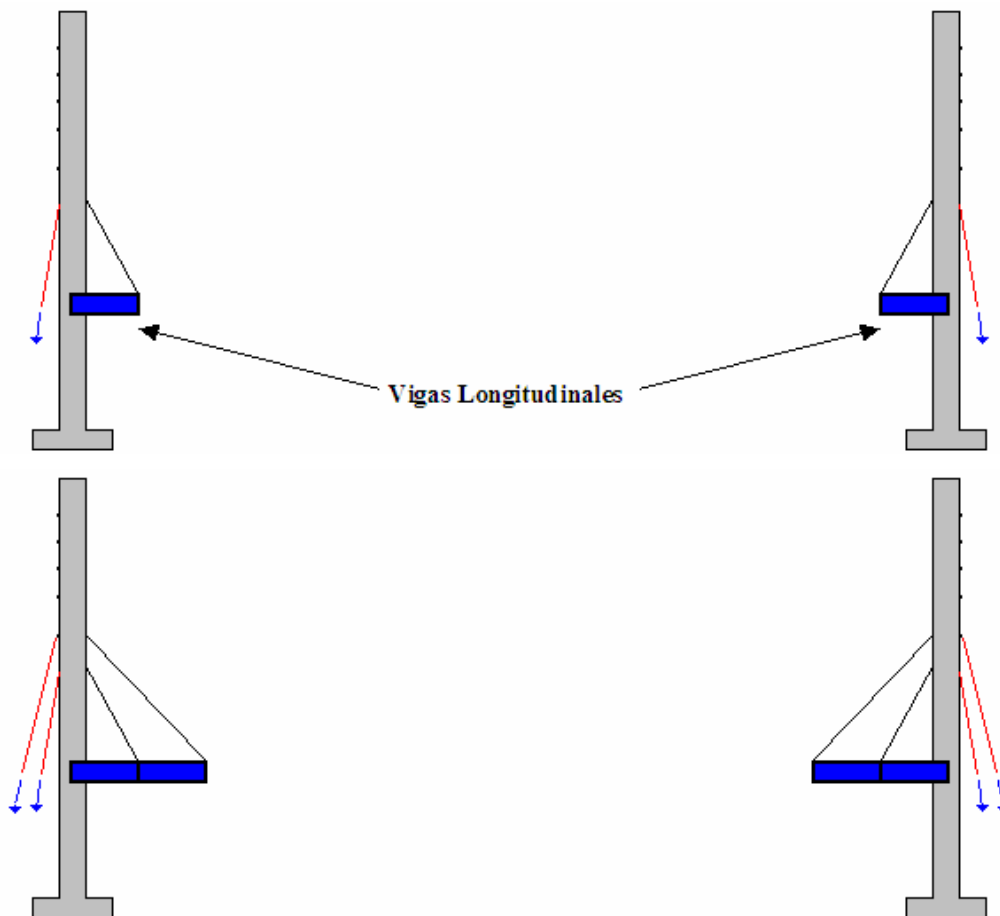


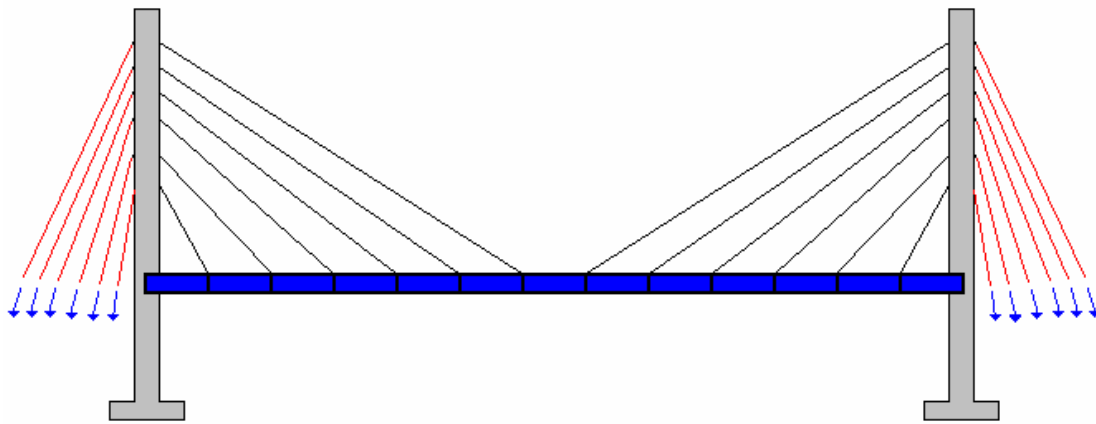
Estos cables principales funcionan como tensores para el resto de la estructura. Debido a que los cables principales soportarán casi la totalidad de las cargas gravitacionales del puente, se suele utilizar acero de alta resistencia, similar en características al de puentes colgantes, aunque de menor diámetro, por utilizarse varios cables a la vez.

De la parte inferior de los cables principales de ejes opuestos, se suspenden elementos transversales (vigas) que cruzan la vía a lo ancho.



En la dirección longitudinal, de la parte inferior de los cables principales se suspenden y sujetan elementos longitudinales que unen secuencialmente todos los cables, empezando por aquellos cables más cercanos a las torres de sostenimiento.



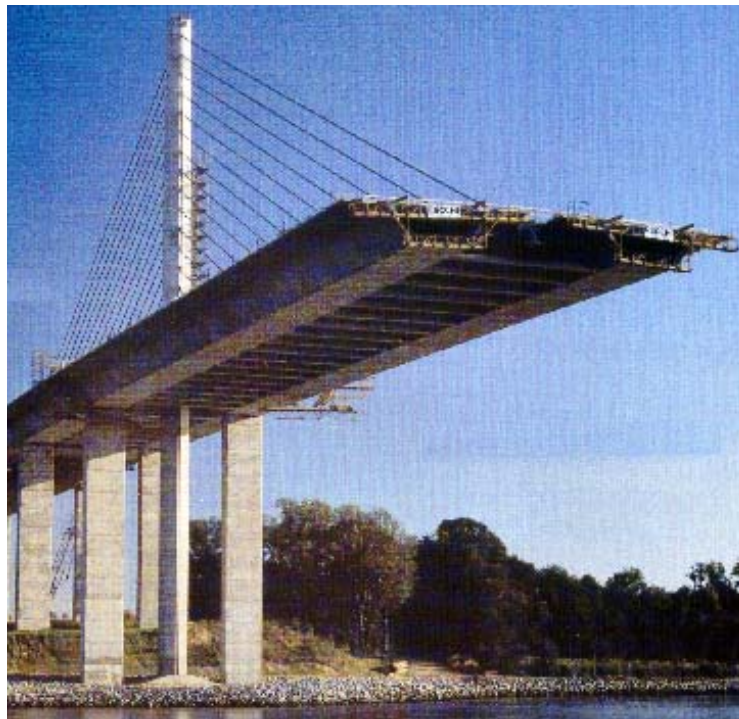


Las vigas transversales y longitudinales conforman una malla horizontal. La malla se arriostra y rigidiza mediante diagonales y contradiagonales.



Diagonales y Contradiagonales

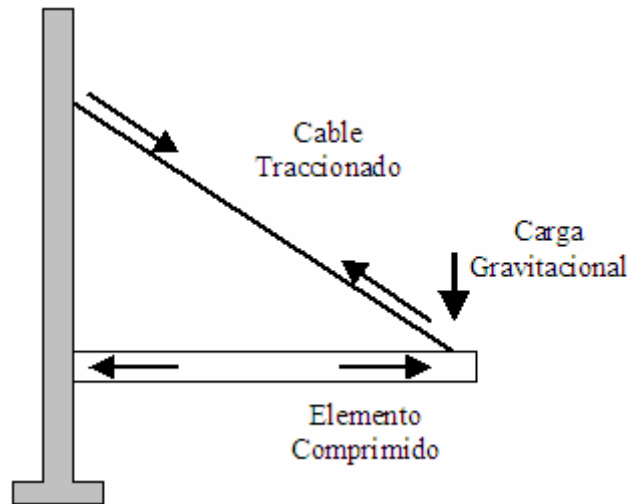
Apoyada en las vigas transversales se construye la estructura que soportará directamente a los vehículos que circulan por el puente. La estructuración es similar a los puentes colgantes. La construcción de una losa podrá reemplazar a las diagonales y contradiagonales.



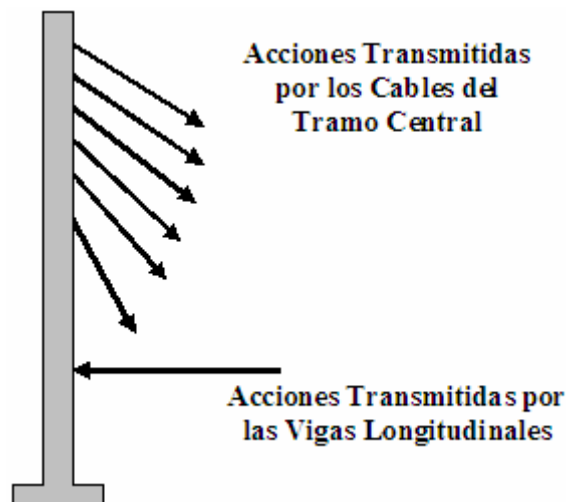
La carga viva vehicular es transmitida a su estructura de soporte; la estructura de soporte vehicular transmite la carga viva y su propio peso a las vigas transversales; las vigas transversales, a su vez, se sustentan en los cables principales y en la capacidad de resistencia a sollicitaciones axiales de las vigas longitudinales; los cables principales y las vigas

longitudinales transmiten las cargas a las torres de sustentación; y, por último, las torres de sustentación transfieren las cargas al suelo de cimentación.

El papel que juegan las vigas longitudinales es más amplio en puentes atirantados que en puentes colgantes pues deben resistir y transmitir cargas axiales importantes. Así mismo, las torres estarán sometidas a solicitaciones inclinadas provenientes de los cables y solicitaciones horizontales de la viga longitudinal.

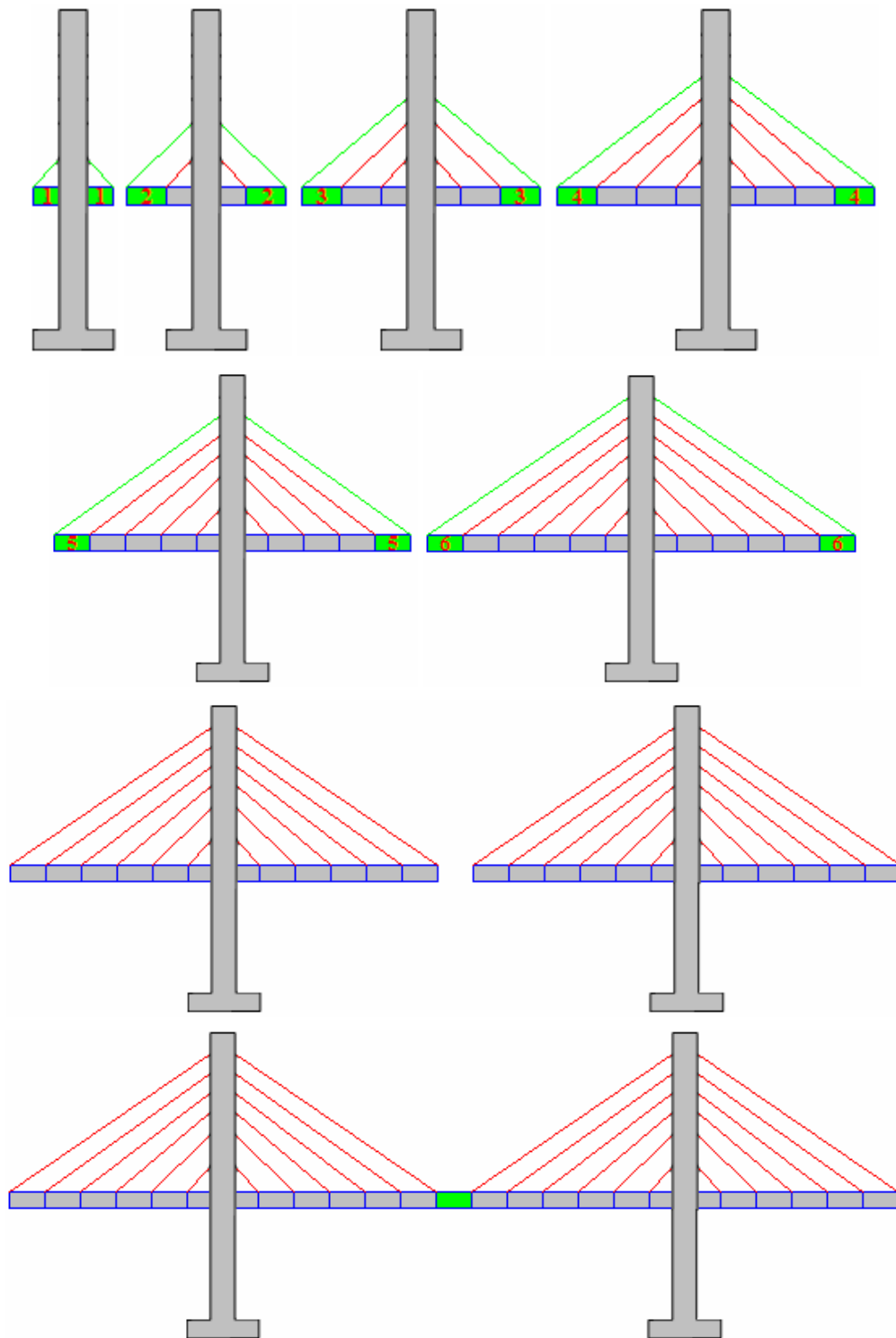


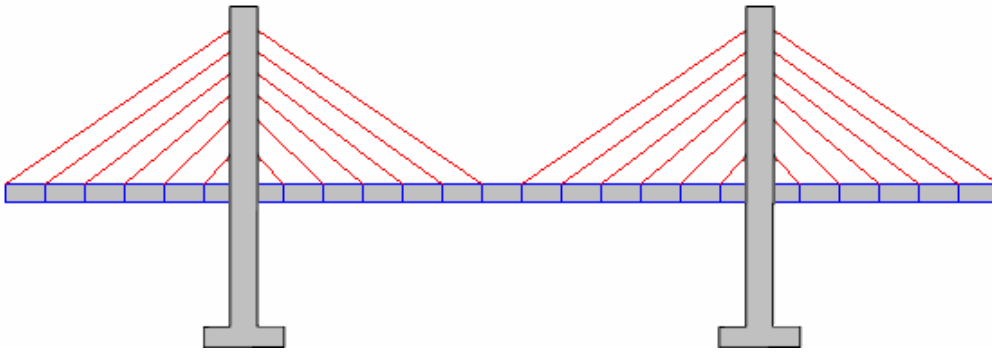
Al igual que en los puentes colgantes, la geometría presentada hasta el momento no es la más apropiada para un puente atirantado, pues las tensiones en los extremos de los cables y la compresión en las vigas longitudinales se convierten en acciones que no pueden ser soportadas directamente por las torres de sustentación.



Los momentos que producen las componentes horizontales de las tensiones en los cables no pueden ser contrarrestados por la acción de las vigas longitudinales produciéndose el volcamiento de las torres. Para superar este limitante se deben crear mecanismos que permitan a la torre compensar esos momentos desequilibrados provocados por las fuerzas horizontales.

La primera fase de la solución del problema consiste en extender el puente y los cables principales hacia el otro lado de la torre, para equilibrar total o parcialmente las cargas permanentes, inicialmente en cada fase de la construcción, y luego a la estructura completa.





Los restantes criterios analizados en los puentes colgantes, son válidos para los puentes atirantados. Particularmente debe considerarse el empleo de Teoría de Segundo Orden, el tensado de los cables, la secuencia de construcción, etc.

El modelo estructural de este tipo de puentes es la diferencia más importante con relación a los puentes colgantes.

2.3.2 CONCLUSIONES GENERALES SOBRE LOS PUENTES ATIRANTADOS:

El diseño y la construcción de puentes atirantados es otra alternativa para manejar el problema de los puentes de gran longitud. La implementación en el país, de este tipo de puentes, también debe incluir un cambio en la manera tradicional de mirar el diseño y la construcción como actividades separadas e independientes dentro de la práctica ingenieril, convirtiéndolas en actividades íntimamente ligadas.

El costo de la incorporación de las nuevas tecnologías asociadas a los puentes atirantados es menor que aquel requerido para puentes colgantes.

2.4 LOS PUENTES PREESFORZADOS EN VOLADOS SUCESIVOS:



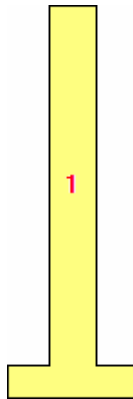
La mejora de las técnicas de prefabricación y de preesfuerzo, y el aparecimiento de nuevas herramientas para la construcción permitió el surgimiento de los puentes segmentales en volados sucesivos, como una alternativa viable para puentes de gran longitud y de grandes luces.

2.4.1 PRINCIPIOS BÁSICOS DE LOS PUENTES SEGMENTALES EN VOLADOS SUCESIVOS:

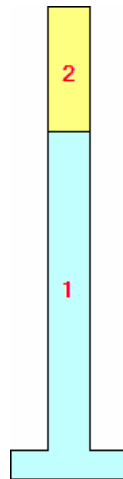
El objetivo de construir un puente de gran luz mediante segmentos en volados sucesivos es el de dividir la construcción de un puente grande en varias etapas pequeñas casi repetitivas de segmentos de ese puente. Una vez contruidos todos los segmentos, la estructura deja de trabajar en volado y pasa a trabajar de acuerdo al modelo previsto en el diseño.



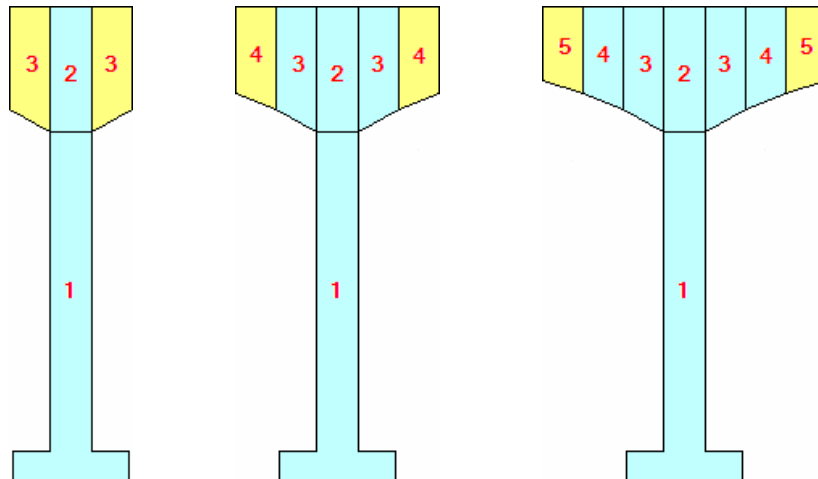
El proceso empleado con mayor frecuencia en los puentes en volados sucesivos consiste en construir inicialmente las pilas.



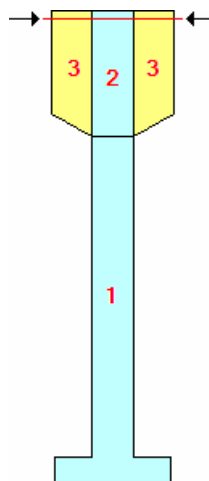
Encima de la pila se construye la dovela de arranque para los volados sucesivos, y los 2 elementos se integran sea mediante cables de acero de preesfuerzo, o mediante barras de acero para hormigón armado.



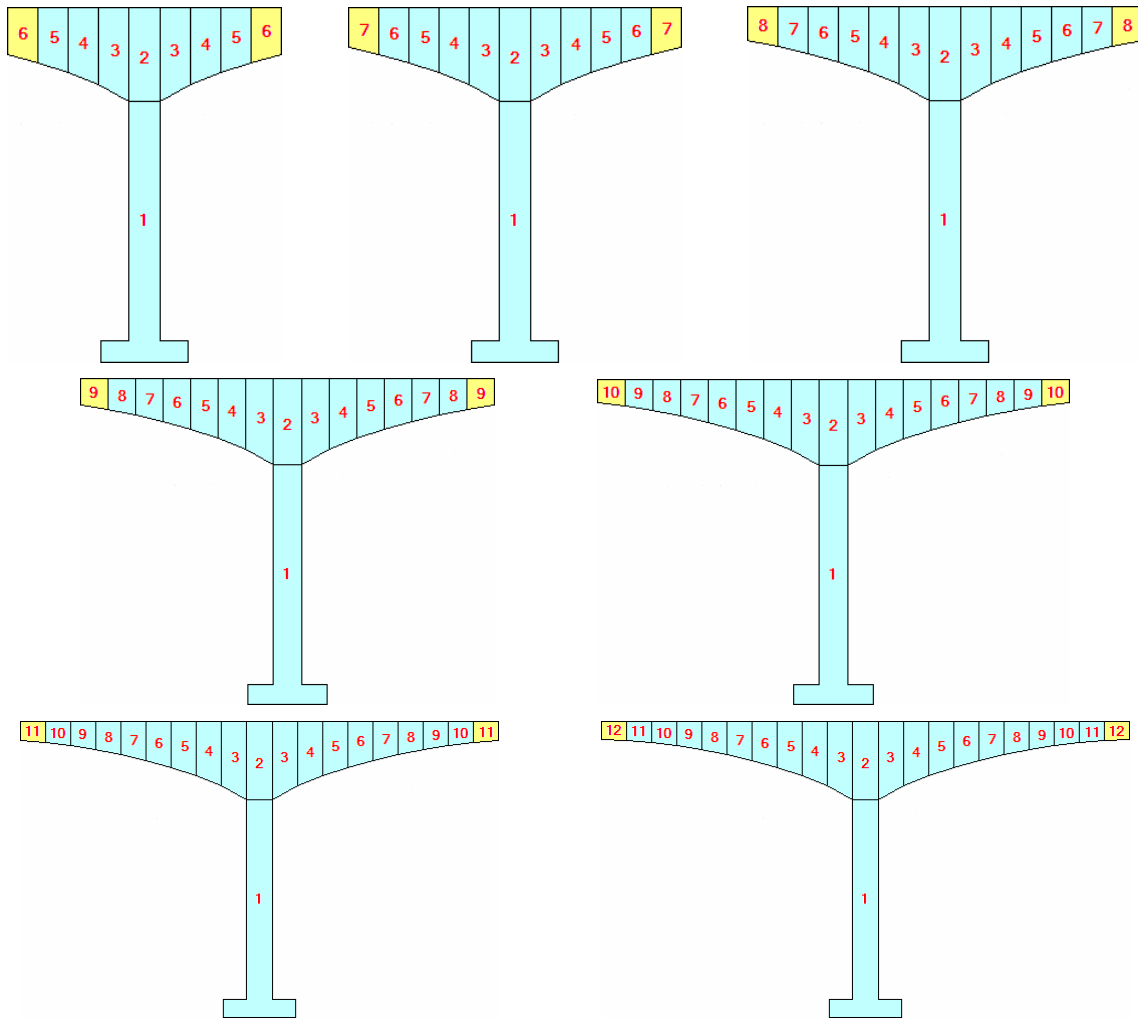
A partir de este punto se comienza a construir simétricamente (a ambos lados de la pila) segmentos de volado.



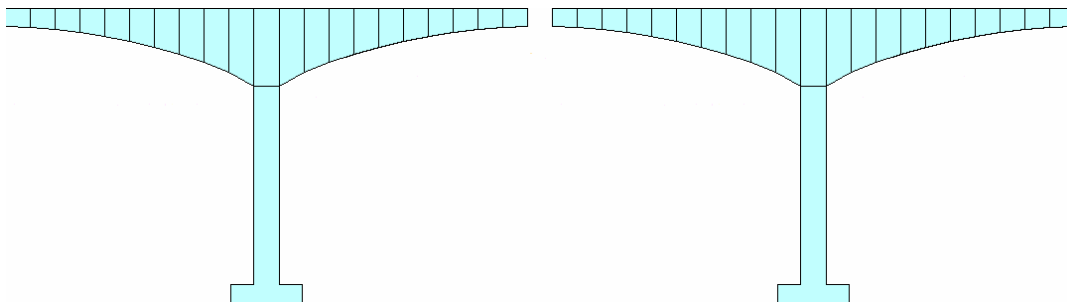
Para integrar los segmentos a la estructura previamente construida se utiliza el tesado de cables de preesfuerzo ubicados mayoritariamente en la parte superior de cada segmento.



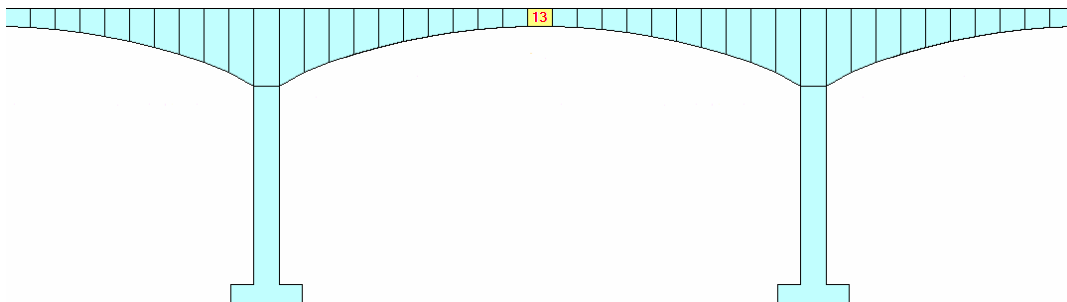
Se continúa con el procedimiento.



Los volados sucesivos se construyen hasta aproximarse a una dovela de distancia de la pila vecina.



Luego se construye la dovela de continuidad para integrar las pilas y volados vecinos.



Durante el proceso de construcción de las dovelas en volado, la estructura es un cantilever isostático, pero una vez construida la dovela de continuidad, la estructura se convierte en un pórtico hiperestático en el que deben considerarse las propiedades reológicas de los materiales.

La fabricación de las dovelas para los volados puede realizarse mediante encofrados móviles ubicados sobre las pilas y sus volados, o pueden prefabricarse las dovelas e izarlas mediante grúas.



Dado que el preesfuerzo provisto por los cables es vital para el funcionamiento del puente, durante la construcción de cada dovela es necesario embeber en el hormigón los ductos que permitan conducir los cables para el postensado, y sus dispositivos de anclaje.



2.5 TAREAS COMPLEMENTARIAS:

- a. Escoger un puente no convencional de Calatrava y preparar un informe para explicar su funcionamiento poniendo especial énfasis en los mecanismos que utiliza el diseñador para lograr el equilibrio general de la estructura (grupos de 3 estudiantes).
- b. Utilizando paletas de helado, hilo de nylon, hilos elásticos y similares construir esquemáticamente un puente a escala en celosía, atirantado, colgante o segmental en volados sucesivos (grupos de 3 estudiantes). Explicar su funcionamiento en una presentación de clase.
- c. Buscar en el Internet geometrías especiales de puentes colgantes y puentes en volados sucesivos. Preparar un informe explicando su funcionamiento (trabajo individual).
- d. Buscar información sobre las características especiales de diseño y construcción del puente en arco Natchez Bridge. Preparar un informe individual.
- e. Buscar información acerca de cables de acero de alta resistencia y preparar un informe de sus características (trabajo individual).

REFERENCIAS:

- 2.1 AASHTO LRFD, (2007), *Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials.
<http://www.transportation.org/>
- 2.2 FHWA, *Varias Publicaciones*, U.S. Department of Transportation – Federal Highway Administration.
<http://www.fhwa.dot.gov/>

CAPÍTULO III **CARGAS EN PUENTES Y VIADUCTOS**

3.1 TIPOS DE CARGAS EN PUENTES Y VIADUCTOS:

Los puentes y viaductos son diseñados para soportar una diversidad de cargas, entre las que se cuentan:

- **Carga Permanente:** Constituida por el peso propio de la estructura, el peso de la capa de rodadura, el peso de los pasamanos, el peso de las instalaciones.



- **Carga Viva Móvil:** Generalmente especificada mediante camiones y trenes de carga idealizados, o cargas distribuidas equivalentes con eje de cargas concentradas; además existen las cargas vivas provenientes de la presencia de peatones.



Durante el proceso constructivo existen cargas vivas ocasionales cuyo efecto, en algunos casos, puede ser más importante que el de las cargas vivas de servicio.



- **Carga Sísmica:** Modelada como equivalente estático y como efecto dinámico.



- **Carga de Viento:** Modelada como equivalente estático en ciertos tipos de puentes y como efecto dinámico en otros tipos de puentes.



- **Empuje de Tierras:** Generalmente concebido como solicitaciones estáticas que actúan sobre los elementos que contienen al suelo, y que puede convertirse en solicitaciones dinámicas cuando está acompañado de la acción de los sismos.



- **Empuje Hidrodinámico del Agua:** Proveniente de la velocidad con que circula el agua por los cauces de río o de la velocidad con que impacta el agua de mar. Su acción se produce sobre los elementos sumergidos en el flujo de agua.



- **Flotación:** Generada por el empuje vertical provocado por el sumergimiento en agua de parte de los componentes del puente, como las pilas centrales.
- **Cambios de Temperatura:** Proveniente de los cambios climáticos y de la diferencia de temperatura entre el día y la noche.



- **Impacto o Efecto Dinámico de las Cargas Vivas Móviles:** Debido a la velocidad con que circulan los vehículos sobre el puente, la transferencia de carga gravitacional se produce a corto plazo (décimas de segundo), lo que define un efecto dinámico.
- **Fuerzas de Frenado:** Concebidas como fuerzas longitudinales que actúan sobre los tableros de los puentes, cuando los vehículos detienen rápidamente su movimiento.
- **Palizadas:** Provocadas por la acumulación de restos vegetales en épocas de máximo caudal, las que actúan sobre determinados componentes del puente como pilas y estribos.



- **Fuerza Centrífuga:** Presente en puentes con curvatura en planta. La circulación de vehículos sobre tales puentes genera una fuerza radial desde el centro de curvatura.



- **Flujo Plástico de los Materiales**, y otras propiedades reológicas (propiedades que cambian con el tiempo) de los materiales, etc.

Los estados de carga críticos dependen del tipo de puente diseñado, de su geometría, de los materiales de construcción y del sitio en que se va a construir la estructura, pues no todas las cargas son importantes para todos los puentes, así:

- Las cargas dinámicas de viento son importantes en puentes de gran longitud con poca rigidez, como los puentes colgantes, mientras la presión estática equivalente al viento es importante en ciertos puentes metálicos que ofrecen resistencia al paso del viento.
- El flujo plástico y las propiedades reológicas de los materiales (hormigón y acero) son importantes en puentes preesforzados por el creep del hormigón y la relajación del acero de alta resistencia.
- La fuerza centrífuga es importante en puentes de eje curvo.
- La presión hidrodinámica es importante en puentes sobre ríos corrientosos, con pilas intermedias.
- La flotación es importante en pilas sumergidas de puente.
- Las palizadas son importantes en puentes con pilas intermedias ubicadas a distancias pequeñas entre sí, en puentes de poco gálibo, etc.

En Ecuador no existe un código de diseño de puentes propio, pero el MTOP (Ministerio de Transporte y Obras Públicas) ha adoptado el código de diseño norteamericano AASHTO LRFR, el mismo que fija las cargas que actúan sobre los elementos de los puentes.

A continuación se presentan las cargas establecidas en el código AASHTO LRFD [AASHTO 3.3.3], con su simbología:

Cargas Permanentes:

DD: arrastre hacia abajo / downdrag

DL: carga muerta de los componentes estructurales y los elementos no estructurales sujetos a la estructura / dead load of structural components and nonstructural attachments

- DW: carga muerta de la capa de rodadura y servicios públicos / dead load of wearing surfaces and utilities
EH: presión lateral de tierra / horizontal earth pressure load
EL: efecto acumulado de fuerzas ancladas resultantes de los procesos de construcción, incluyendo fuerzas secundarias de postensado / accumulated locked-in force effects resulting from the construction process, including the secondary forces from post-tensioning
ES: carga sobre la tierra que es contenida por elementos estructurales / earth surcharge load
EV: presión vertical de carga muerta correspondiente a relleno de tierra / vertical pressure from dead load of earth fill

Cargas Transitorias:

- BR: fuerza vehicular de frenado / vehicular breaking force
EV: fuerza vehicular centrífuga / vehicular centrifugal force
CR: flujo plástico de los materiales / creep
CT: fuerza de colisión vehicular / vehicular collision force
CV: fuerza de colisión de embarcaciones / vessel collision force
EQ: sismo / earthquake
FR: fricción / friction
IC: carga de hielo o de palizadas / ice load
IM: carga dinámica vehicular / vehicular dynamic load allowance
LL: carga viva vehicular / vehicular live load
LS: sobrecarga viva / live load surcharge
PL: cargas vivas peatonales / pedestrian live load
SE: asentamientos / settlement
SH: retracción de fraguado / shrinkage
TG: gradiente de temperatura / temperature gradient
TU: temperatura uniforme / uniform temperature
WA: carga de agua y presión de la corriente / water load and stream pressure
WL: viento sobre la carga viva / wind on live load
WS: carga de viento sobre la estructura / wind load on structure

3.2 COMBINACIONES DE CARGAS:

Los puentes deberán diseñarse para resistir diferentes combinaciones de cargas con niveles de seguridad apropiados para cada caso, que se basan en la probabilidad de ocurrencia de acciones simultáneas correspondientes a cada tipo de carga.

Las combinaciones de carga para el diseño de los elementos estructurales de los puentes son mayoradas en LRFD (load-and-resistance factor design), y se comparan con la capacidad última resistente.

Las cargas factoradas combinadas, y las solicitaciones de diseño último se calculan con la siguiente expresión [AASHTO 3.3.1-1]:

$$Q = \Sigma(\eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i)$$

Las combinaciones de carga se definen con la siguientes tabla:

Table 3.4.1-1 Load Combinations and Load Factors.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
STRENGTH I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
STRENGTH V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
EXTREME EVENT I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
EXTREME EVENT II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICE II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
SERVICE III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICE IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
FATIGUE— LL, IM & CE ONLY	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

El Código AASHTO fija 4 categorías de combinaciones de carga:

- **Combinaciones de Carga de Servicio** (SERVICE I, II, III y IV): Contienen cargas permanentes (carga muerta estructural, capa de rodadura, etc.) y cargas transitorias de alta probabilidad de ocurrencia (carga viva máxima, carga viva dinámica, frenado, etc.), fundamentalmente sin mayoración, utilizadas en el diseño bajo el paradigma de esfuerzos admisibles como en los elementos de hormigón preesforzado.
- **Combinaciones de Carga de Resistencia Última** (STRENGTH I, II, III, IV y V): Contienen cargas permanentes y cargas transitorias de alta probabilidad de ocurrencia, con factores de mayoración, utilizadas en el diseño bajo el paradigma de cargas últimas resistentes como en los elementos de hormigón armado o de acero al carbono.
- **Combinaciones de Carga de Eventos Extremos** (EXTREME EVENT I y II): Contienen cargas permanentes de alta probabilidad de ocurrencia y cargas ocasionales de muy baja probabilidad de ocurrencia (sismos severos, socavación extrema, etc.). Las cargas permanentes y ocasionales son afectadas por factores de mayoración, y las acciones extremas no son mayoradas.
- **Combinación de Carga de Fatiga y Fractura** (FATIGUE): Permite incluir el efecto dinámico de las cargas vivas de alta probabilidad de ocurrencia repetitiva. Fundamentalmente se utiliza en elementos de acero.

A continuación se presenta una tabla que define el factor γ_p que afecta a las cargas gravitacionales en las combinaciones de carga.

Table 3.4.1-2 Load Factors for Permanent Loads, γ_p .

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Erection Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts		1.95	0.90
• Flexible Metal Box Culverts		1.50	0.90
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Por su parte, el factor que afecta a las cargas provenientes del gradiente de temperatura γ_{TG} se debe determinar en función del proyecto específico que se está diseñando. En caso de no disponer de tal información se pueden utilizar los siguientes valores:

- $\gamma_{TG} = 0.00$, para las Combinaciones de Carga de Resistencia Última y de Eventos Extremos
- $\gamma_{TG} = 1.00$, para las Combinaciones de Carga de Servicio cuando no se incluye la Carga Viva
- $\gamma_{TG} = 0.50$, para las Combinaciones de Carga de Servicio cuando se incluye la Carga Viva

El factor que afecta a las cargas provenientes de los asentamientos de suelos γ_{SE} también se debe determinar en función del proyecto específico que se está diseñando. En caso de no disponer de esa información se pueden utilizar un valor de $\gamma_{SE} = 1.00$.

El factor que afecta a las cargas vivas como producto de los sismos γ_{EQ} se debe determinar en función de la carga viva más probable durante la ocurrencia del sismo de diseño. Generalmente se considera como una pequeña fracción de la carga viva ($\gamma_{EQ} \approx 0.15-0.25$), excepto en puentes ubicados en zonas urbanas de alta densidad en que la fracción es más alta ($\gamma_{EQ} \approx 0.25-0.50$).

De acuerdo a las tablas anteriores las dos combinaciones de carga gravitacional básicas son:

1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL + IM)

0.90 DC + 0.65 DW + 1.75 (LL + IM)

La primera combinación de carga se utiliza cuando el efecto del peso propio de la estructura y de la capa de rodadura tiene el mismo signo que el efecto de la carga viva vehicular. La segunda combinación de carga se utiliza cuando el efecto del peso propio de la estructura y de la capa de rodadura tiene signo opuesto al efecto de la carga viva vehicular.

Los estados de carga básicos que incluyen como evento extremo al sismo son:

$$1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.00 \text{ WA} + 1.00 \text{ FR} + \text{EQ}$$

$$0.90 \text{ DC} + 0.65 \text{ DW} + 1.00 \text{ WA} + 1.00 \text{ FR} + \text{EQ}$$

La primera combinación de carga se utiliza cuando el efecto del peso propio de la estructura y de la capa de rodadura tiene el mismo signo que el efecto de la carga sísmica. La segunda combinación de carga se utiliza cuando el efecto del peso propio de la estructura y de la capa de rodadura tiene signo opuesto al efecto de la carga sísmica, con lo que podría producirse una reversibilidad de solicitaciones.

Table 3.4.1-1 Load Combinations and Load Factors.

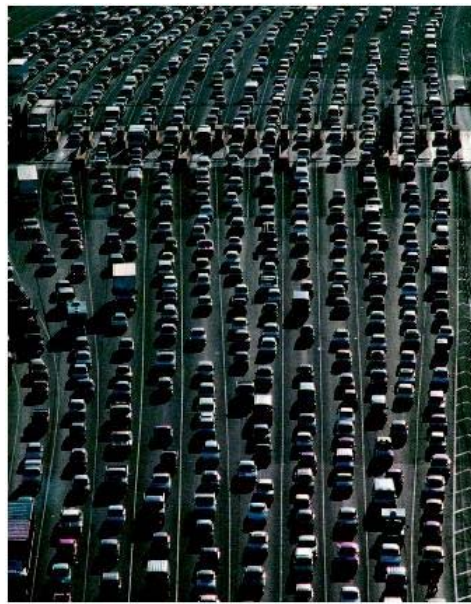
Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
STRENGTH I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
STRENGTH V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
EXTREME EVENT I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
EXTREME EVENT II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICE II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
SERVICE III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICE IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
FATIGUE— LL, IM & CE ONLY	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

3.3 CARGA VIVA MÓVIL EN PUENTES:

El código AASHTO LRFD define diversos tipos de cargas móviles que actúan sobre los diferentes componentes de los puentes: camiones de 3 ejes, camiones tándem de 2 ejes y cargas distribuidas equivalentes al flujo vehicular.

Mientras los camiones de carga idealizados simulan el efecto de la presencia de vehículos sumamente pesados de 2 y 3 ejes, la carga distribuida equivalente simula el efecto de un congestionamiento vehicular sobre el puente.

El MOP recomienda añadir un camión propio de 3 ejes (HS-MOP).

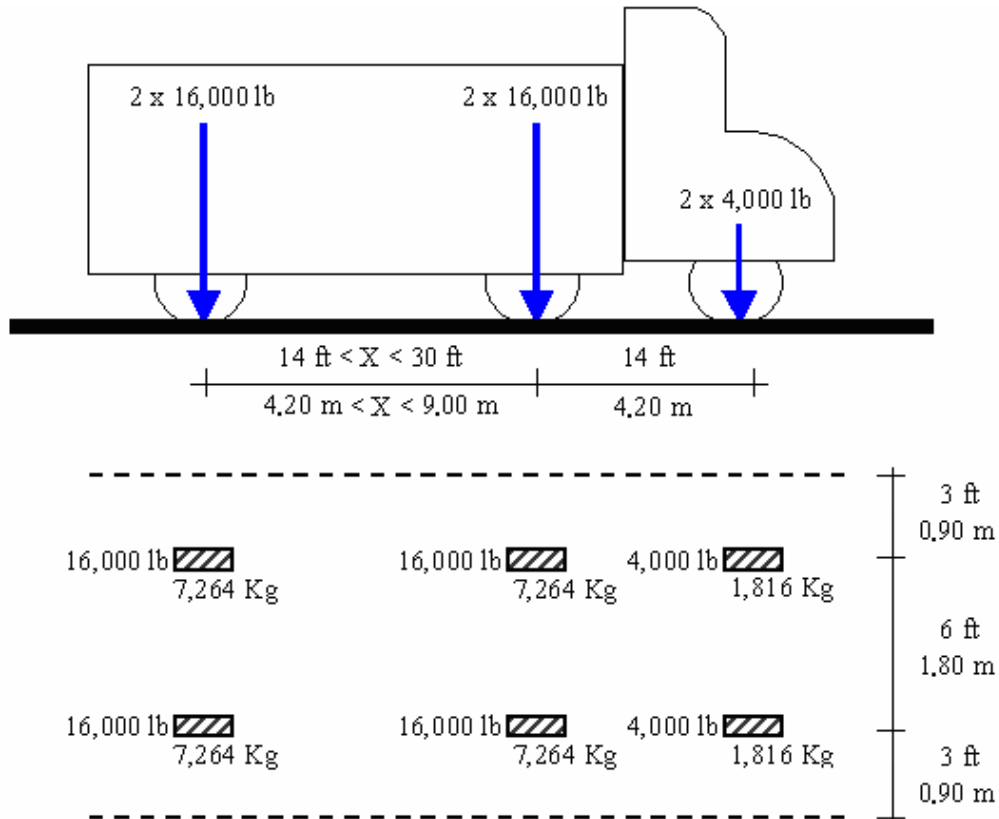


En ambos tipos de carga se presupone que actúan sobre 1 carril del puente con un ancho de 12 pies (3.60 m). Los restantes carriles deberán ser sometidos a cargas similares.

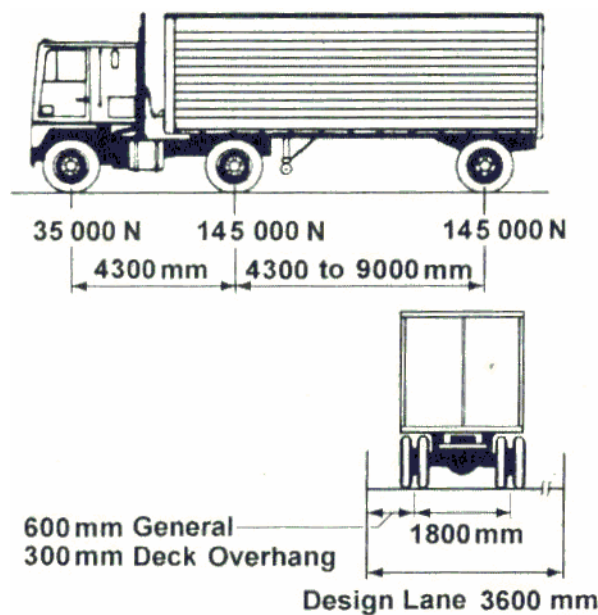


a. Camión de Tres Ejes:

El **Camión de 3 Ejes** tiene 32.7 T de peso que se suele identificar históricamente como HS20-44, y se describe a continuación:



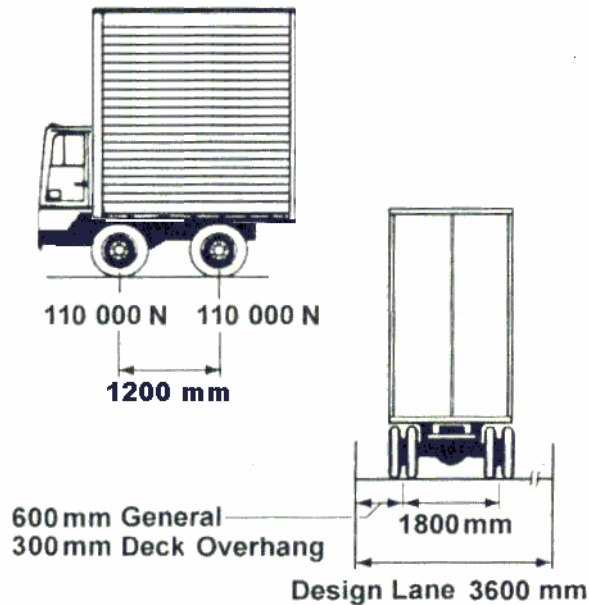
Camión o Tren de Carga de 3 Ejes



El camión de 3 ejes debe incluir adicionalmente una **Carga de Impacto (IM)** por acción dinámica, que es un porcentaje de la carga del camión.

b. Camión de Dos Ejes:

El **Camión Tándem de 2 Ejes** tiene un peso total de 22 T, y consiste de un par de ejes de carga de 11 T cada uno (5.5 T en cada llanta), separados apenas 4 pies (1.20 m) entre sí en la dirección longitudinal, y sus llantas están separadas 6 pies (1.80 m) en la dirección transversal.

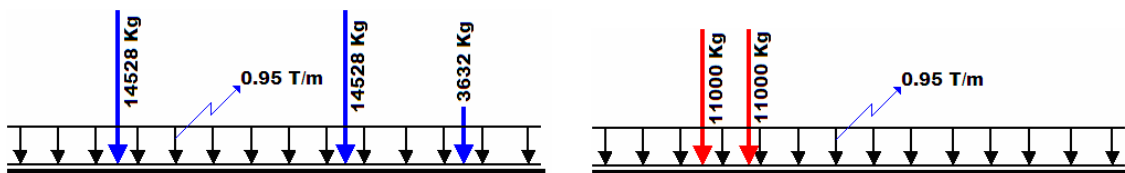


El camión de 2 ejes también debe incluir una **Carga de Impacto (IM)** por acción dinámica, que también es un porcentaje de la carga del camión tándem.

c. Carga Distribuida de Carril:

La carga de diseño de carril consiste de una carga uniformemente distribuida de 0.95 T/m colocados en dirección longitudinal, ubicados en un ancho de 3 m (como en los camiones, existe un sobrecarga de 0.30 m a cada lado para cubrir el carril). **La carga distribuida no está sujeta a efecto dinámico de impacto.**

De acuerdo a AASHTO, cada carril del puente estará sometido a la acción de uno de los camiones (de 3 ejes o de 2 ejes) combinado con la carga distribuida de carril, ubicando dichas cargas en los sitios que produzcan las máximas solicitaciones y los máximos esfuerzos. La carga distribuida se puede ubicar también en el sector donde actúan las cargas concentradas de los camiones.

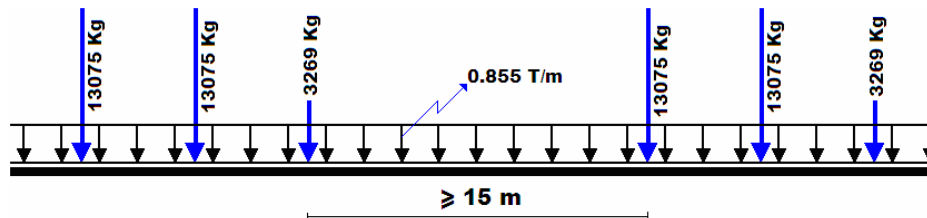


La combinación de los camiones de 2 o 3 ejes, y la carga distribuida se identifica como **carga vehicular HL-93** (en versiones anteriores del código se utilizaban la carga concentrada y la carga distribuida como condiciones de carga independientes).

El camión tándem con la carga distribuida complementaria es usualmente crítico para puentes de luces extremadamente pequeñas (menores a 6 m); el camión de 3

ejes con su carga distribuida es crítico para luces medianas y grandes (mayores a 15 m).

Para el cálculo de momentos flectores negativos máximos en apoyos intermedios, y para la determinación de reacciones máximas en pilas intermedias, como un estado de carga adicional **también se cargará la estructura con el 90% de 2 camiones de 3 ejes con el 90 % de la carga distribuida**. Los 2 camiones se considerarán movilizándose en caravana (uno tras otro en la misma dirección), separados al menos 15 m entre ellos.



Ciertas solicitaciones de diseño requieren que simultáneamente se carguen varios o todos los carriles de un puente (v.g.r. reacciones máximas en estribos, reacciones máximas en pilas). Mientras mayor es el número de carriles cargados, menor es la probabilidad de que todos ellos tengan simultáneamente las cargas máximas. El código AASHTO recomienda los siguientes factores multiplicadores de carga viva vehicular que dependen del número de carriles cargados, los que se detallan en la siguiente tabla:

Número de Carriles Cargados	Factor “m” de Múltiple Presencia
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

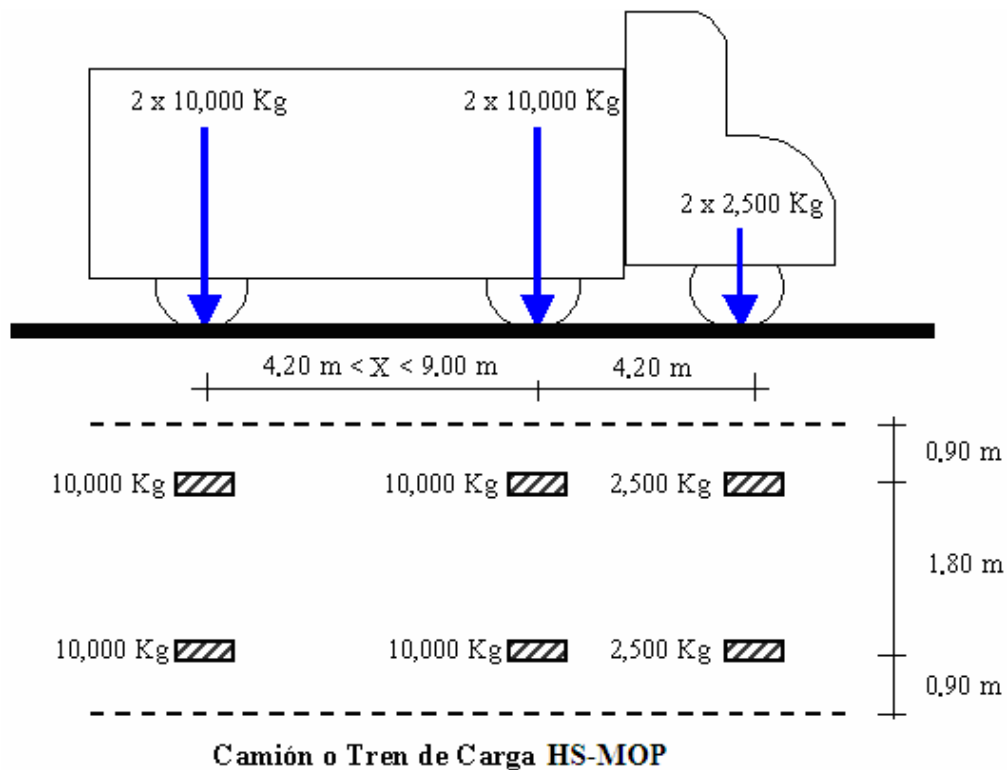
Con el propósito de determinar el número de carriles cargados, cuando se incluye la carga peatonal, esta última puede ser considerada como un carril adicional cargado.

En general cada carril tiene un ancho de 3.60 m, pero cuando el ancho efectivo vehicular (descontado el ancho peatonal) de un puente está entre 6 m y 7.20 m se asumirá excepcionalmente que dispone de dos carriles vehiculares. Con anchos menores a 6 m se asume que se dispone de un solo carril vehicular.

Los factores anteriores no se utilizan cuando se emplean los factores de distribución aproximados especificados en 4.6.2.2 y 4.6.2.3 de AASHTO (factores de distribución de carga viva vehicular hacia vigas longitudinales).

d. Camión HS-MOP:

El Ministerio de Obras Públicas del Ecuador ha establecido como norma de diseño dentro del país, un camión de 3 ejes que es aproximadamente un 35% mayor que el HS20-44 de AASHTO, denominado HS-MOP, con un peso total de 45 T, cuyas cargas de rueda en los dos ejes posteriores son de 10,000 Kg, y en el eje anterior son de 2,500 Kg.



El camión HS-MOP es generalmente crítico cuando se tiene puentes de luz pequeña (entre 6 y 15 m).

3.4 IMPACTO DINÁMICO DE LA CARGA VIVA MÓVIL:

Los camiones de 2 y 3 ejes, por tener grandes masas concentradas, cuando circulan sobre el tablero de puente provocan un efecto dinámico vertical importante que de acuerdo al código se puede cuantificar como un porcentaje del peso de dichos camiones (**IM**) conforme a la siguiente tabla:

Componentes	Combinaciones de Carga	IM
Uniones de Tablero	Todos los Estados Límites	75% de LL
Todos los otros componentes	Estado Límite de Fatiga y Fractura	15% de LL
	Todos los otros Estados Límites	33% de LL

Debido a que la carga distribuida representa a muchos vehículos pequeños y medianos, tiene un efecto dinámico mucho menor pues es improbable que todos los vehículos tengan componentes verticales dinámicos simultáneamente en la misma dirección con valor máximo. El código AASHTO LRFD especifica que ese efecto dinámico no requiere ser considerado en la carga distribuida.