

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
Escuela de Graduados



ANÁLISIS Y DISEÑO DE PUENTES COLGANTES

TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE
MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL

Presentado por
Luis Zegarra Ciquero

Asesor
Dr. Marcial Blondet S.

Diciembre 2007



A Cristina,
que con su perseverancia y esfuerzo
ha hecho posible la culminación de este trabajo.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

A : Sr. Luis Antonio Zegarra Ciquero
Sección Maestría en Ingeniería Civil

De : Decano de la Escuela de Graduados

Fecha : 10 de enero del 2005

Visto el informe del profesor asesor propuesto, así como la opinión favorable del Coordinador de la Maestría, esta Dirección ha dispuesto la aprobación de su plan de tesis sobre *“Análisis y diseño de puentes colgantes”* para optar el grado académico de Magíster en Ingeniería Civil y como asesor al Dr. Marcial Blondet Saavedra.

Atentamente,


Máximo Vega-Centeno
Decano



cc. Dr. Marcial Blondet Saavedra
/paa.

INDICE

CAPÍTULO I GENERALIDADES

1.1	OBJETIVO Y ALCANCES	1
1.2	ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO	1
1.3	INTRODUCCIÓN	2
1.4	CARACTERÍSTICAS	3
1.5	RESEÑA HISTÓRICA	4
1.6	NORMA DE PUENTES AASHTO LRFD – 2004	7

CAPITULO II ELEMENTOS DE UN PUENTE COLGANTE

2.1	LOS CABLES	9
2.1.1	Materiales	9
2.1.2	Protección contra la corrosión	11
2.2	LAS PENDOLAS	12
2.3	LA VIGA DE RIGIDEZ	15

CAPITULO III ANALISIS

3.1	HIPÓTESIS PARA EL ANÁLISIS	19
3.2	RELACIONES ENTRE FUERZAS EN EL CABLE	19
3.3	CABLE CON APOYOS AL MISMO NIVEL, SOMETIDO A UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA EN PROYECCIÓN HORIZONTAL	21
3.4	CABLE CON APOYOS A DISTINTO NIVEL, SOMETIDO A UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA EN PROYECCIÓN HORIZONTAL	23
3.5	CABLE CON APOYOS AL MISMO NIVEL, SOMETIDO A UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA A LO LARGO DEL CABLE	24

CAPITULO IV DISEÑO DE UN PUENTE

4.1	DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO	27
4.1.1	Ubicación del Puente	27
4.1.2	Características y cargas empleadas	28
4.1.3	Dimensionamiento Preliminar	28
4.2	ANALISIS SISMICO	30
4.2.1	Parámetros generales	30

4.2.2	Resultados del análisis sísmico	30
4.2.3	Fuerza cortante en la base del puente	31
4.2.4	Desplazamientos máximos	33
4.3	ELEMENTOS	33
4.4	CARGAS	34
4.4.1	Carga permanente	34
4.4.2	Sobrecarga. Camión HS20	35
4.4.3	Sobrecarga en veredas	36
4.4.4	Carga de viento	36
4.4.5	Cambio de temperatura	37
4.5	RESULTADOS	39
4.5.1	Viga soporte de losa	39
4.5.2	Fuerzas axiales en la estructura principal	40
4.5.3	Momentos flectores en la estructura principal	49
4.6	DISEÑO DE ELEMENTOS	57
4.6.1	Losa del tablero	57
4.6.2	Vigas de soporte de la losa	58
4.6.3	Cable principal	58
4.6.4	Péndolas	59
4.6.5	Cámara de anclaje	59
	CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	61
	BIBLIOGRAFIA	62
	ANEXO 1	63
	ANEXO 2	66
	ANEXO 3	72
	ANEXO 4	79

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 OBJETIVO Y ALCANCES

En nuestro país es muy escasa la información sobre los procedimientos y detalles del análisis y diseño de Puentes Colgantes. Los Puentes Colgantes de luces importantes que se han construido han sido adquiridos generalmente en el extranjero, incluyendo el diseño estructural dentro del monto del contrato.

Esta limitación ha impedido que se tenga ingenieros con experiencia en este tipo de diseño, en un número semejante a los que se tiene en el diseño de otros tipos de puentes.

El Objetivo principal de este trabajo es presentar las características importantes y el procedimiento de diseño que deben tener estos puentes, particularmente los de luces intermedias, ya que nuestros obstáculos naturales no hacen necesarios puentes colgantes de grandes luces.

Se complementa este objetivo con la presentación del diseño de un puente colgante de 100m de luz, acompañado por un juego de planos para construcción.

Dentro de los Alcances de este trabajo, se analizan las condiciones de cargas permanentes, sobrecargas, efectos de temperatura, sismo y viento. El tratamiento de esfuerzos de viento no considera los problemas de inestabilidad aerodinámica, a los que pueden ser sensibles los puentes colgantes de grandes luces.

No se analizan los procedimientos constructivos para el tendido de los cables principales, operación que se complica y requiere procedimientos especiales cuando las luces son grandes.

Tampoco se analizan los procedimientos de diseño y de construcción referidos a la cimentación, por considerarse que no son diferentes a los correspondientes a otros tipos de puentes.

1.2 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

En el Capítulo I se presentan las Características y una Reseña Histórica de los Puentes Colgantes.

En el Capítulo II se describen las características y proporciones adecuadas de los principales componentes de un Puente Colgante.

En el Capítulo III se presentan las hipótesis que se plantean para el análisis de los Puentes Colgantes. Se presentan las ecuaciones que permiten el análisis de estos puentes bajo la Teoría de Pequeñas Deflexiones, las que son adecuadas para un pre dimensionamiento ó para el diseño de puentes de pequeñas luces.

En el Capítulo IV se presenta el diseño de un puente colgante de 100m de luz, incluyendo el pre dimensionamiento, la determinación de las cargas actuantes, el

análisis para estas cargas y el diseño de los distintos elementos estructurales. En el Anexo 4 se presentan los planos para su construcción.

El Capítulo V presenta las Conclusiones finales.

1.3 INTRODUCCION

Se denomina puente colgante a una estructura que permite cruzar, a distinto nivel, un obstáculo y está compuesta por un tablero soportado mediante péndolas verticales o inclinadas de cables, que son la estructura portante, y que cuelgan apoyados en dos torres.

La necesidad de cruzar obstáculos naturales, sean ríos o quebradas, ha hecho que desde muy antiguo el hombre desarrolle este tipo de puentes. En el Perú, en la época de los incas, se emplearon sistemas de sogas denominados oroyas, con un cable, o huaros, con dos cables, y puentes colgantes que empleaban cables formados por varias sogas hechas de fibras vegetales del maguey. Estos puentes no tenían vigas de rigidez.

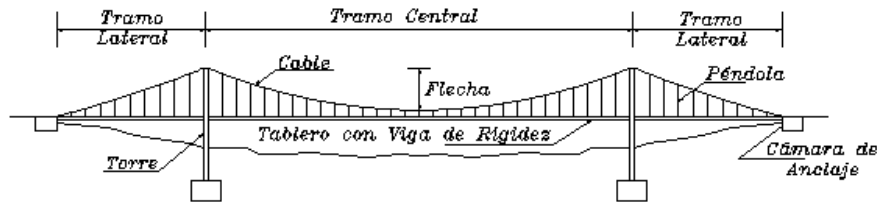
Uno de los más notables fue el puente sobre el río Apurímac, en la vecindad de Curahuasi, que formó parte del camino imperial al Chinchaysuyo (Gallegos, Héctor). Este puente fue descrito por E. G. Squier que lo recorrió en la década de 1860 durante sus viajes por el Perú, preparó el dibujo que se adjunta y lo publicó en un libro el año 1877. Squier dice que este puente tenía una luz del orden de 45m y se hallaba a unos 35m sobre el cauce del río con su parte central a unos 4m por debajo de los extremos. Su estructura portante estaba formada por cinco cables de fibra de maguey de unos 12cm de diámetro, sobre los que se hallaba la plataforma formada por pequeñas varas de caña atadas transversalmente con tiras de cuero sin curtir. Estos cables se reemplazaban cada año. Este puente colgante fue usado por cerca de 500 años, por desuso y falta de mantenimiento colapsó en la década de 1890.



Puente colgante inca sobre el río Apurímac – Figura 1.1
(Squier 1877)

1.4 CARACTERÍSTICAS

Los puentes colgantes modernos tienen los elementos que aparecen en la figura siguiente:



ELEMENTOS DE UN PUENTE COLGANTE

Figura 1.2

Sus características principales son las siguientes:

- Tienen un tramo central, el principal, de luz grande, con dos tramos laterales con luces que varían entre 0.20 a 0.50 de la luz del tramo central.
- Dos cables flexibles de acero que forman la estructura portante, con una flecha del orden de 1/10 de la luz del tramo central.
- Dos torres, de acero o de concreto armado, entre el tramo central y los dos tramos laterales, que sirven de apoyo a los cables de acero.
- Un tablero, que es la superficie de tráfico, colgado de los cables mediante péndolas que pueden ser verticales o inclinadas.
- Las vigas de rigidez que distribuyen las cargas concentradas de los vehículos evitando las deformaciones locales de la estructura y proporcionando la rigidez torsional y de flexión necesaria para evitar oscilaciones peligrosas por efectos del viento.¹
- Dos cámaras de anclaje que sirven para fijar los cables al terreno, resistiendo normalmente por gravedad las fuerzas horizontales que transmiten dichos cables.

En el Anexo 1 se encuentra la lista de los Puentes Colgantes más grandes del mundo, recopilada por Juhani Virola en el año 2002. Con información tomada de varias de las referencias indicadas en la Bibliografía, se presenta a continuación una tabla con las relaciones Luz de Tramo Lateral/Luz Central y Flecha/Luz Central empleadas en muchos puentes modernos, que justifican las relaciones dadas en los párrafos anteriores.

PUENTE	Año	Luz del tramo Central (L)	L1/L	f/L
Akashi-Kaikyo	1998	1991 m	0.482	0.101
Storebaelt	1998	1624 m	0.329	0.111

Humber	1981	1410 m	0.376/0.199	0.082
Jiangyin (China)	1999	1385 m	0.583	0.095
Tsing Ma (Hong Kong)	1997	1377 m	0.299	0.091
Verrazano Narrows	1964	1298 m	0.137	0.090
Second Bosphorus	1988	1090 m	0.193	0.083

1.5 RESEÑA HISTORICA

Los puentes colgantes con sogas flexibles como cables han sido empleados desde épocas remotas como ya se ha indicado en el caso de los antiguos peruanos.

Los puentes colgantes con características semejantes a los empleados en la actualidad aparecen a mediados del siglo XVIII en Inglaterra y Alemania (Steinman 1929), formando los cables con cadenas conectadas con pines y barras de ojo, con luces entre 20m y 30m. El puente Menai, en Gales, diseño de Thomas Telford, se terminó en 1826 con 176m de luz empleando cables con cadenas (Ryall MJ).



Puente colgante del Menai, Gales, 1826 – Figura 1.2

En 1864 se terminó el puente colgante Clifton, en Inglaterra, diseño de Isambard Brunel, con 213m de luz y que tenía dos cables formados cada uno por tres cadenas de hierro forjado.



Puente colgante de Clifton, Inglaterra, 1864 – Figura 1.3

En la segunda mitad del siglo XIX los más importantes puentes colgantes se construyen en los Estados Unidos, destacando los hechos por John A. Roebling, ingeniero nacido en Alemania, que en 1854 terminó de construir un puente con 248m de luz y 65m por encima de las turbulentas aguas del río Niágara; este proyecto fue considerado imposible para muchos y fue el primer puente de dos tableros, uno para el paso de ferrocarriles y el segundo para el paso peatonal y de carruajes. Uno de los puentes más notables de Roebling fue el de Brooklyn, en New York, terminado por su hijo en 1883 después de su muerte a consecuencia de heridas en un accidente durante la construcción del puente (Lainez-Lozada 1996).

Se aprecia el gran avance en la construcción de estos puentes al ver que ya en 1927 se construye un puente en Detroit con 564m de luz, cuatro años más tarde se termina el puente George Washington en New York con 1067m de luz y en 1937 se inaugura el Golden Gate en San Francisco con 1280m de luz.



Puente colgante Golden Gate, San Francisco, 1937 – Figura 1.4

Un problema muy importante para la seguridad de estos puentes se presentó cuando comienzan a construirse con vigas de rigidez cada vez más esbeltas y sufren el efecto del viento, en particular el efecto de las ráfagas de viento. En 1940 se terminó de construir el puente de Tacoma, con 854m de luz central, con vigas de rigidez de alma llena de sólo 2.40m de peralte sin arriostramiento lateral en su parte inferior lo que originó que tuviera una rigidez torsional muy reducida. A los pocos meses de haberse puesto en servicio este puente colapsó cuando su tablero fue destrozado por oscilaciones torsionales producidas por vientos con velocidades menores a 72 kph (Salvadori 1992). Esto llevó a la necesidad de considerar la estabilidad aerodinámica de los puentes y a los ensayos en túneles de viento.

En 1957 se termina el puente Mackinac de 1158m de luz central y en 1964 el de Verrazano Narrows en New York de 1298m de luz central. Estos fueron los últimos grandes puentes construidos en Estados Unidos. A partir de estos años la construcción de grandes puentes colgantes se traslada a Europa, Japón y China.

En 1964 se termina en Inglaterra el puente de Forth Road de 1006m de luz central. En 1966 el puente Severn de 988m de luz central y tramos laterales de 305m, en Inglaterra, diseño de Freeman Fox and Partners. Este puente marca una gran diferencia con los puentes americanos por dos nuevas ideas para reducir la inestabilidad aerodinámica al emplear un tablero formado por una viga cajón de forma aerodinámica en lugar de las vigas de rigidez convencionales, con un ahorro significativo en el peso del tablero, y el empleo de péndolas inclinadas en dos direcciones que aumentan la rigidez en el plano del cable. Este tipo de diseño se adoptó después de efectuar ensayos exitosos en túneles de viento. En la mayor parte de las péndolas se colocó amortiguadores viscosos para reducir su vibración debida al viento.



Puente colgante Severn, Inglaterra, 1966 – Figura 1.5



Colgador superior



Anclaje de péndola



Sección del tablero

Detalles del Puente Severn – Figura 1.6

Este concepto ha sido aplicado al puente sobre el Bósforo en Turquía en 1973, con 1074m de luz central, el puente Humber en Inglaterra en 1981, con 1410m de luz central y el Storebaelt East en Dinamarca en 1998, con 1624m de luz central (Ryall MJ).

1.6 NORMA DE PUENTES AASHTO LRFD – 2004

En su artículo 4.6.3.8 - Refined Methods of Analysis – Suspension Bridges, establece que los efectos de las fuerzas en los Puentes Colgantes serán analizados por la Teoría de Deflexiones Grandes para las cargas verticales. Los efectos de las cargas de viento serán analizados teniendo en cuenta la rigidización de tracción (tension stiffening) de los cables. La rigidez torsional del tablero puede despreciarse para asignar fuerzas a los cables, colgadores y componentes de las vigas de rigidez.

En los Comentarios indica que anteriormente, los puentes colgantes de pequeña luz han sido analizados por la Teoría Convencional de Pequeñas Deflexiones, empleándose factores de corrección para los puentes de luces medias. Actualmente hay disponibles comercialmente programas de cómputo adecuados para emplear la Teoría de Deflexiones Grandes, por lo que no se justifica dejar de emplearla.

En el artículo 6.4.8.4 – Materials – Bridge Strand, indica que los cordones (strands) para puentes deben cumplir la Norma ASTM A586 – Standard Specification for Zinc-Coated Parallel and Helical Steel Wire Structural Strand y en caso que se empleen alambres rectos la Norma ASTM A603 – Standard Specification for Zinc-Coated Steel Structural Wire Rope. Estas dos normas se reproducen en los ANEXOS 2 y 3.



CAPITULO II

ELEMENTOS DE UN PUENTE COLGANTE

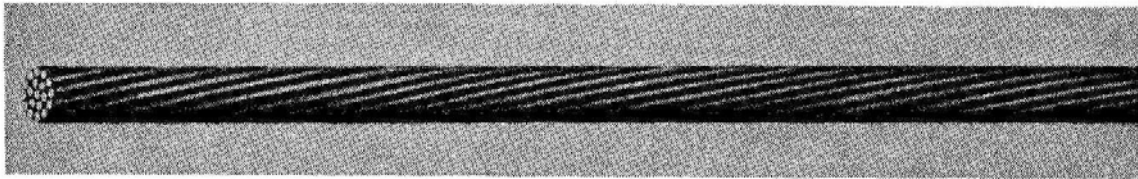
2.1 LOS CABLES

2.1.1 Materiales

Los cables son los elementos más importantes para resistir las cargas externas en la estructura de un puente colgante. El cable puede presentar diversas configuraciones, pero todas ellas se basan en el empleo de alambres delgados de alta resistencia.

En puentes colgantes de pequeña luz se emplea generalmente cordones o strands individuales o en grupos de cordones paralelos. En puentes colgantes de mayor luz se emplean cordones o strands trenzados formando cables o cables formados por alambres paralelos.

Un cordón o strand está formado por una o más capas de alambre colocadas helicoidalmente alrededor de un alambre central recto. Los alambres que forman el cordón deben ser de acero al carbono galvanizado en caliente o por un proceso electrolítico.



One-inch-diameter strand

Cordón de 16 alambres (Preston 1960) – Figura 2.1

En la figura 2.1 se muestra un cordón galvanizado de 1" de diámetro, formado por 16 alambres.

De acuerdo a la norma ASTM A 603, el área de los alambres que forman el cordón incluye el recubrimiento de zinc, por lo que las tensiones mínimas exigidas son aparentemente menores que para los alambres sin galvanizar. El alambre del que se fabrica el cordón debe tener una resistencia mínima en tracción de 1 520 MPa (220 ksi) y el cordón tiene una resistencia mínima de rotura que aparece en la Tabla 1 de la norma ASTM A 586, con un valor aproximado de 1 380 MPa (200 ksi).

El módulo mínimo de elasticidad del cordón preestirado aparece en la Tabla 6 de la norma ASTM A 586, con un valor mínimo de 165 500 MPa (24 000 ksi) para cordones hasta de 2-9/16" de diámetro nominal y de 158 600 MPa (23 000 ksi) para cordones de diámetro mayor.

No es práctico aplicar el proceso de aliviar tensiones en los cordones de diámetro grande que se emplean en puentes colgantes, para eliminar las tensiones internas producidas en el proceso de fabricación de los cordones, debido a que los alambres exteriores podrían

alcanzar la temperatura crítica y cambiar a una estructura cristalina antes que los alambres interiores queden aliviados de las tensiones internas. En estos casos se emplea el preestiramiento, proceso en que el cordón es estirado a una tensión no mayor que el 55% de la resistencia mínima de rotura que aparece en la Tabla 1 de la norma ASTM A 586 manteniendo la carga en ese valor por un período corto de tiempo. Después de este proceso el cordón tiene buenas propiedades elásticas hasta esta carga.

Otro tipo de cable que se emplea para puentes de luces grandes es el de alambres paralelos, que ya se está empleando en muchos puentes en Japón y China. Un ejemplo es el Puente de Angostura sobre el río Orinoco en Venezuela, terminado en 1967, con 712m entre centros de torres; en el que cada uno de los dos cables tiene 7 182 alambres galvanizados lisos paralelos de 5mm de diámetro, lo que hace un cable de 47cm de diámetro.

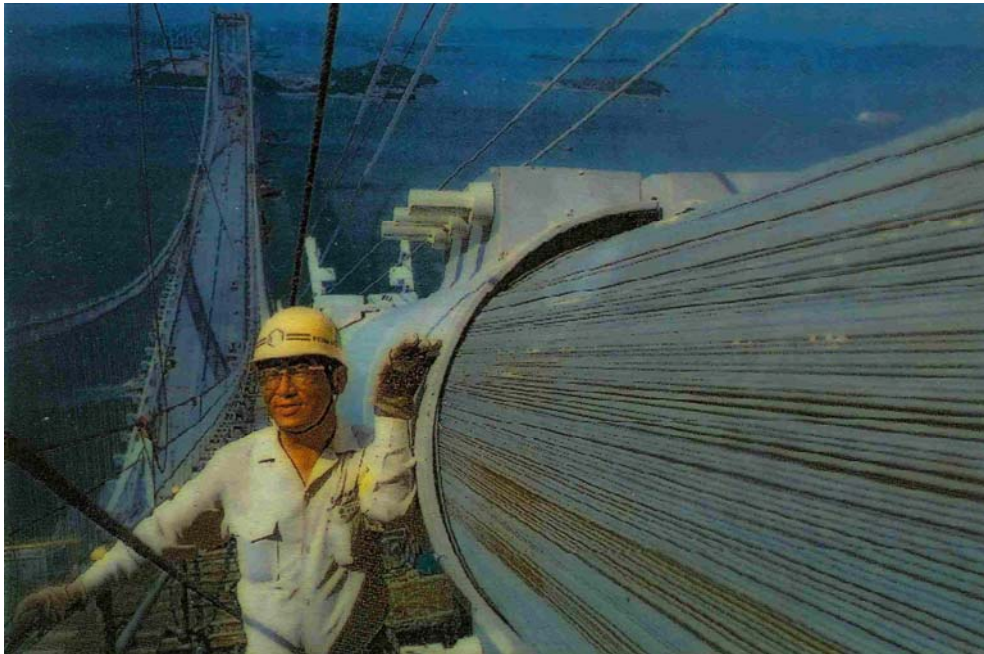


Cable de alambres paralelos – Figura 2.2
(Puente de Angostura 1967)

En la figura 2.2 se observa uno de los cables del puente colgante sobre el río Orinoco, donde se puede observar también los flejes metálicos para mantener compactados los alambres del cable.

En la figura 2.3 se observa un cable de alambres paralelos del puente Minami Binan-Seto, entre Honshu y Shikoku en el Japón, con 1 100m de luz entre centros de torres; cada uno de los dos cables tiene 34 417 alambres galvanizados lisos paralelos de 5mm de diámetro,

lo que hace un cable de un metro de diámetro. En la figura se ve una de las abrazaderas para fijar las péndolas.



Puente Minami Bisan-Seto - Figura 2.3

2.1.2 Protección contra la corrosión

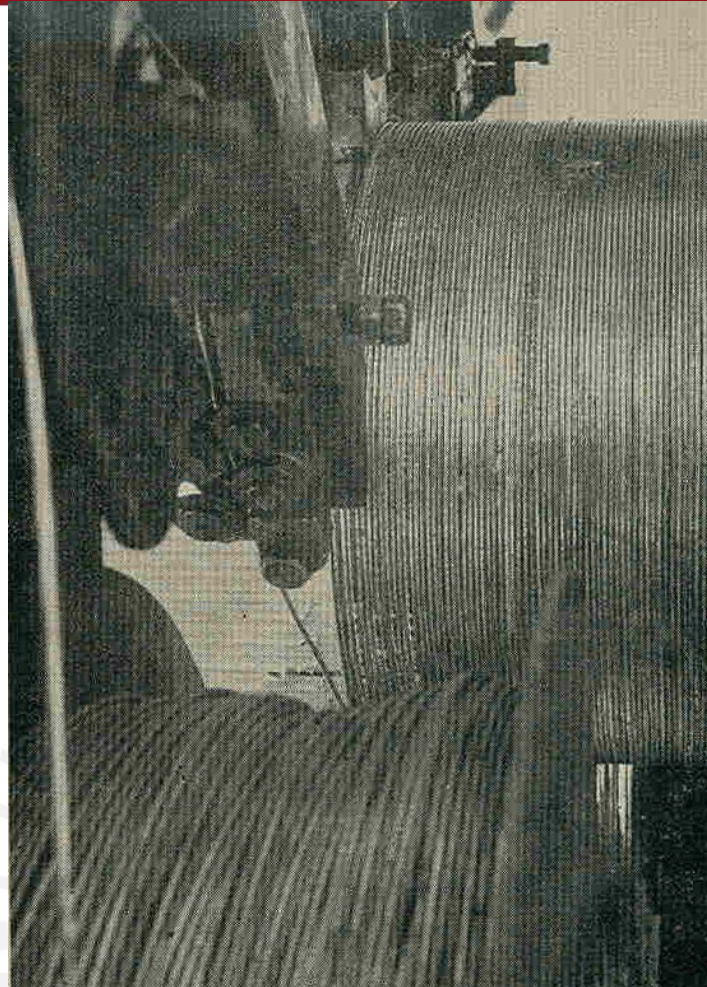
Dado que los cables están a la intemperie, es necesario protegerlos contra la corrosión. El procedimiento usualmente empleado es usar cordones fabricados con alambres galvanizados ó alambres lisos galvanizados para cables de alambres paralelos.

El alambre galvanizado puede ser de tres clases, A ó B ó C, según el peso del recubrimiento de zinc que se le ha colocado. Este peso del recubrimiento de zinc se expresa en onzas por pie cuadrado de superficie del alambre sin recubrir. El recubrimiento de clase B tiene el doble de peso que el de clase A y el recubrimiento de clase C tiene el triple de peso que el de clase A.

Para alambres lisos de 5mm de diámetro, con un galvanizado de clase A, el peso del recubrimiento de zinc es de 1 onza por pie cuadrado de superficie del alambre sin recubrir. Para el galvanizado de clase B ó C el recubrimiento de zinc es de 2 ó 3 onzas por pie cuadrado de superficie del alambre sin recubrir.

En los cordones de clase B ó C sólo los alambre exteriores del cordón tienen recubrimiento de zinc de la clase B ó C, todos los alambres interiores tienen recubrimiento de zinc de la clase A.

En los casos de puentes de luces grandes con cables formados por alambres paralelos, se emplean alambres galvanizados, y terminado el proceso de construcción de los cables, como protección adicional se coloca usualmente una capa de pintura anticorrosiva especial y se envuelve con alambre galvanizado formando una hélice con alambres totalmente pegados, como se aprecia en la figura 2.4.



(Puente de Angostura 1967) - Figura 2.4

En esta figura se observa a la izquierda el cable de 47cm de diámetro que ya ha sido pintado y a la derecha la capa de alambre galvanizado de 3,86mm de diámetro y la máquina que lo está colocando.

2.2 LAS PÉNDOLAS

Son los elementos doblemente articulados que transmiten las cargas del tablero del puente y de las vigas de rigidez a los cables. Pueden estar formados por uno ó dos cordones y de acuerdo con esto cambia la manera de conectarlos al cable. Estas péndolas se colocan verticalmente, aunque en algunos puentes se les ha colocado inclinadas para mejorar el comportamiento aerodinámico (Severn, Humber), pero esto aumenta la variación de esfuerzos debidos a la sobrecarga por lo que no se les ha seguido empleando (Ryall MJ).

El espaciamiento entre péndolas se selecciona de manera que coincida con los nudos de la viga de rigidez, en puentes de pequeña luz se colocan en cada nudo y en puentes de luz grande generalmente cada dos nudos, dando espaciamientos del orden de 5.00m a 15.00m.

Cuando la péndola está formada por un cordón, se le fija a la abrazadera colocada en el cable, en su parte inferior, como se ve en la figura 2.5. Como en este caso, la péndola no se

dobla alrededor del cable, no necesita ser flexible, por lo que pueden emplearse alambres paralelos o también barras redondas lisas si las fuerzas no son grandes. En el caso de emplear barras redondas lisas, la conexión puede ser soldada; si se emplean alambres paralelos o cordones, el anclaje es una pieza metálica tronco cónica hueca que se rellena usualmente con zinc fundido (sockets).

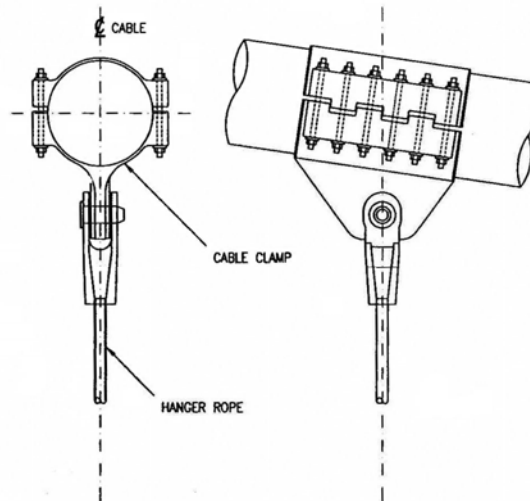


Figure 11.22.

Péndola formada por un cordón (Ryall MJ) - Figura 2.5

En este caso de péndola formada por un cordón, los pernos que permiten ajustar la abrazadera al cable se hallan dispuestos verticalmente, como se ve en la figura 2.5. Cuando la péndola está formada por dos cordones, normalmente envuelve el cable pasando por una ranura de la abrazadera, la que tiene sus pernos de ajuste colocados horizontalmente, como se ve en la figura 2.6.

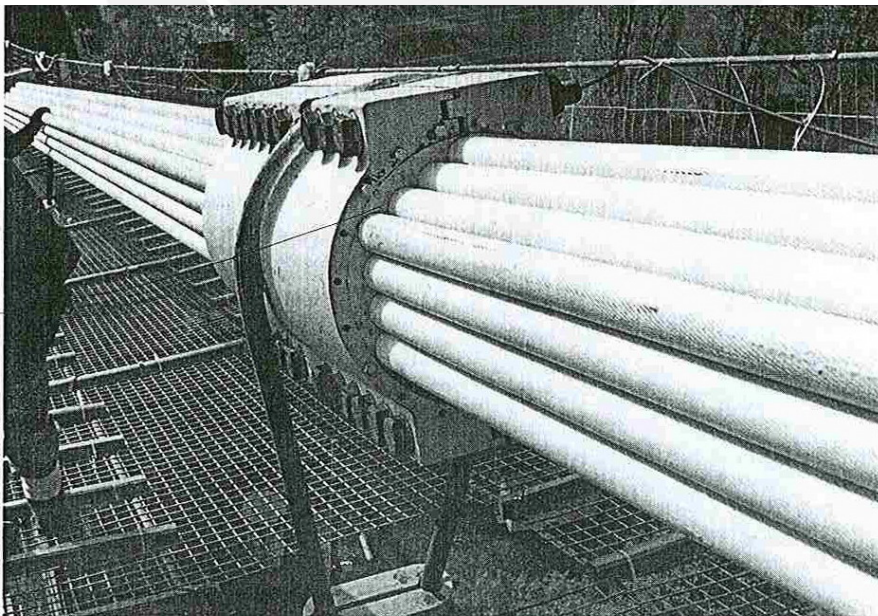
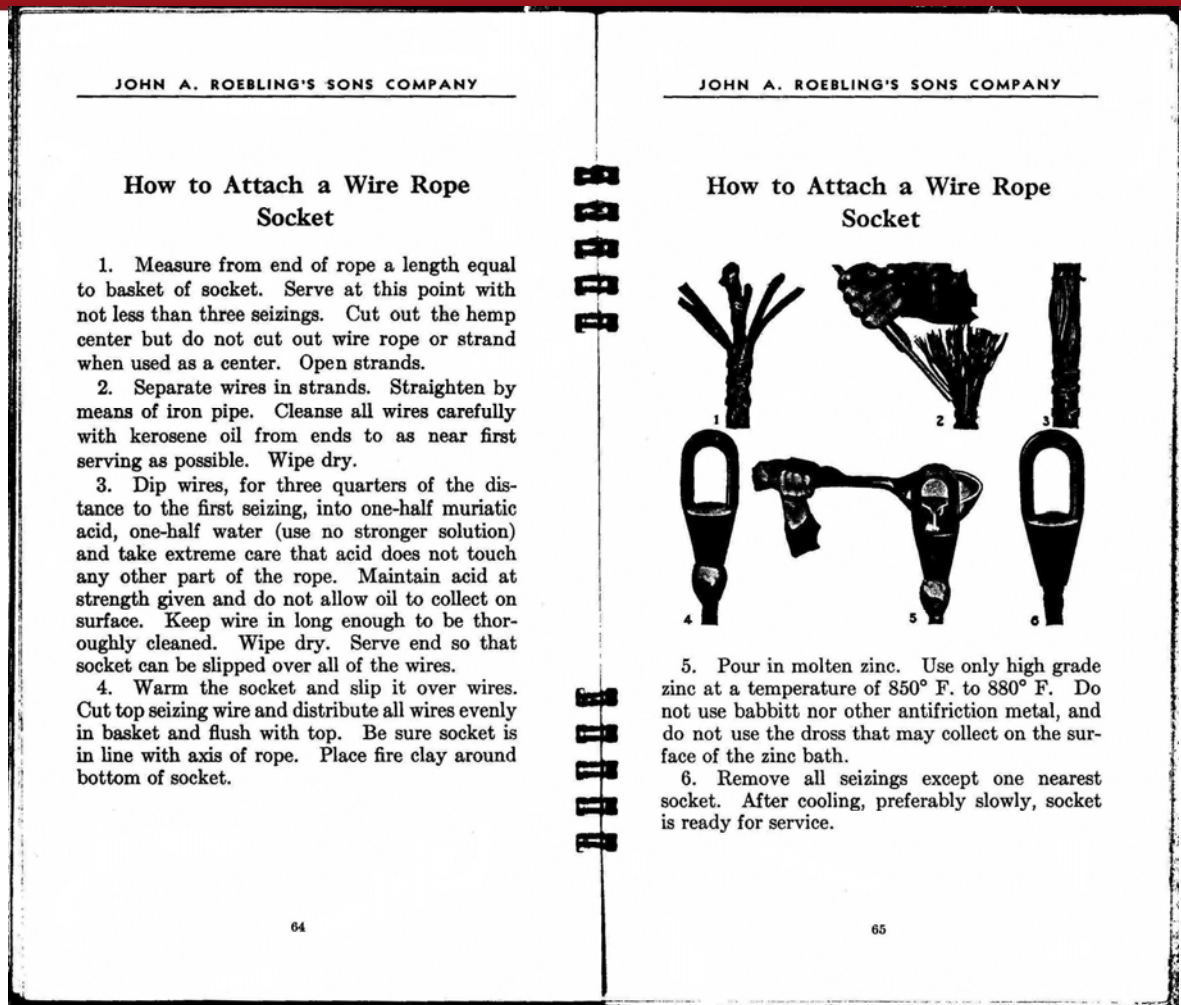


Figure 11.23.

Péndola formada por dos cordones (Ryall MJ) - Figura 2.6

El anclaje del cordón o paquete de cordones que se ve en la figura 2.5 se prepara como se indica en la figura 2.7 (ROEBLING 1943, American TIGER 1945):

1. Medir del extremo del paquete de cordones o del cordón una longitud igual a la de la taza del anclaje. Amarrarlo en este punto con no menos de tres ligaduras para evitar que se destuerzan los cordones o los alambres. Abrir los cordones cuando se trata de un paquete de cordones.
2. Separar los alambres en cada cordón. Enderécelos con ayuda de un tubo de fierro. Limpiar todos los alambres cuidadosamente con un solvente o gasolina, desde el extremo hasta lo más cerca posible a la primera ligadura. Séquelos.
3. Sumerja los alambres, hasta los tres cuartos de la distancia a la primera ligadura, en una solución mitad de ácido muriático y mitad de agua (no emplee una solución más fuerte) y sea muy cuidadoso en evitar que el ácido no toque ninguna otra parte del cordón. Mantenga la solución en la proporción indicada y no permita que se acumule aceite en su superficie. Mantenga los alambres sumergidos el tiempo suficiente para que queden completamente limpios, alrededor de treinta segundos a un minuto. Enseguida, para neutralizar el ácido, se sumergen los alambres en agua hirviendo a la que se le ha agregado una pequeña cantidad de soda cáustica. Séquelos. Amarrarlos en el extremo de manera que el anclaje, que es una pieza metálica tronco cónica hueca, pueda deslizarse sobre todos los alambres.
4. Caliente el anclaje para eliminar cualquier humedad y para evitar que el zinc fundido endurezca antes de haber llenado completamente la taza del anclaje y luego deslícelo sobre todos los alambres. Corte la ligadura superior y distribuya todos los alambres uniformemente en la taza del anclaje y póngalos a nivel con su parte superior. Asegúrese que el anclaje este alineado con el eje del cordón o cordones. Coloque arcilla refractaria alrededor de la parte baja del anclaje.
5. Vaciar zinc fundido en la taza del anclaje. Emplee sólo zinc de alta calidad a una temperatura de 450°C a 470°C . No emplee babbitt ni otro metal antifricción (babbitt es una aleación patentada de un metal antifricción), y no use la espuma que se puede formar en la superficie del zinc fundido.
6. Remueva todas las ligaduras excepto la más cercana al anclaje. Después del enfriamiento, que de preferencia debe hacerse lentamente, el anclaje esta listo para ser empleado.



Como colocar un cable en el anclaje (ROEBLING 1943) – Figura 2.7

En la figura 2.8 se muestran dimensiones de un tipo de anclaje con pasador, también existen anclajes cerrados con una abrazadera y anclajes abiertos con pernos roscados, lo que permite adaptarse a diferentes condiciones de apoyo de las péndolas.

2.3 LA VIGA DE RIGIDEZ

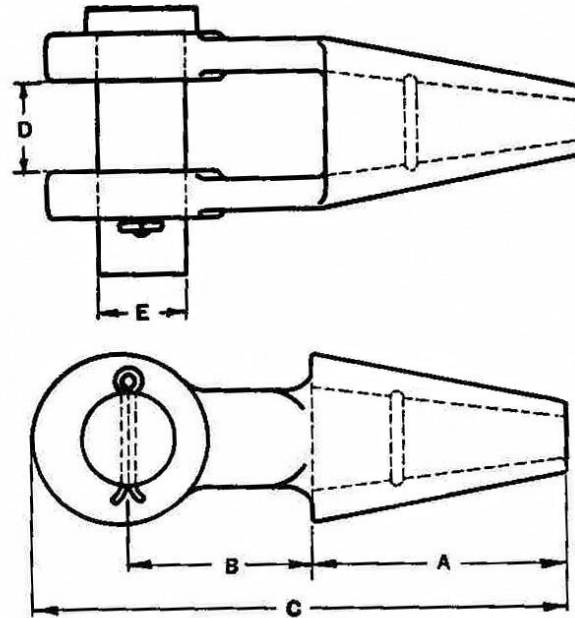
Tiene por función recibir las cargas concentradas que actúan en el tablero y repartirlas uniformemente sobre las péndolas, lo que permite mantener la forma de los cables. Normalmente se le diseña como articulada sobre las torres. Las tres formas usualmente empleadas son:

- viga reticulada de bridas paralelas
- viga de alma llena, de plancha soldada
- viga de sección cajón integrada con la estructura del tablero

La viga de rigidez debe asegurar un buen comportamiento estructural del puente así como permitir que la estructura sea económica; para esto debe tener un peso reducido,

buenas características aerodinámicas y funcionando integralmente con el tablero debe permitir que haya una rigidez torsional importante.

TIGER OPEN WIRE ROPE SOCKETS



Tiger Wire Rope Sockets are drop-forged from high grade SAE forging steel and normalized to give a fine grain structure.

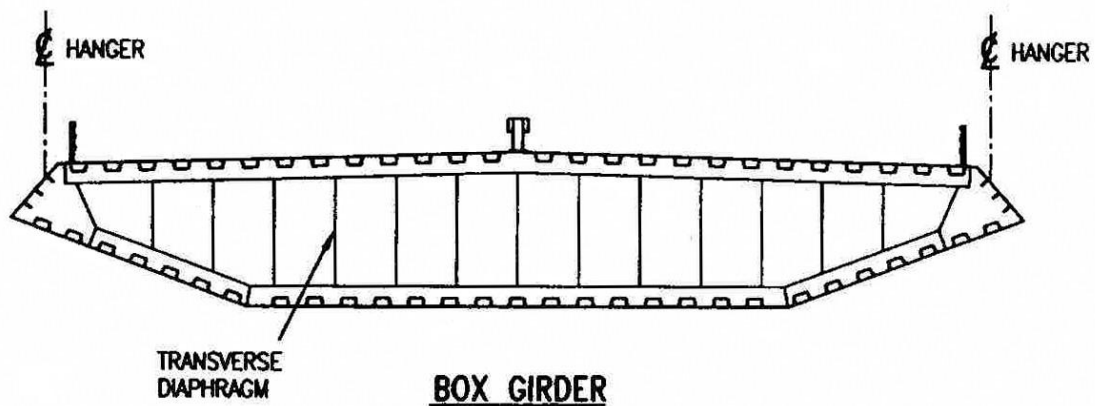
Dimensions of Sockets

Rope Diameter Inches	Length of Basket A	Distance from Basket to Center Line of Pin B	Overall Length C	Opening Between Jaws D	Diameter of Pin E	Approximate Weight Pounds
1/4	2	1 9/16	4 5/16	1 1/16	1 1/16	0.9
5/16 - 3/8	2	1 3/4	4 5/8	1 3/16	1 3/16	1.1
7/16 - 1/2	2 1/2	2	5 9/16	1	1	2.3
9/16 - 5/8	3	2 1/2	6 3/4	1 1/4	1 3/16	3.8
3/4	3 1/2	3	7 15/16	1 1/2	1 3/8	6.0
7/8	4	3 1/2	9 1/4	1 3/4	1 5/8	10.0
1	4 1/2	4	10 9/16	2	2	15.5
1 1/8	5	4 1/2	11 13/16	2 1/4	2 1/4	22.0
1 1/4	5 1/2	5	13 3/16	2 1/2	2 1/2	32.0
1 3/8	5 1/2	5	13 3/16	2 1/2	2 1/2	32.0
1 1/2	6	6	15 1/8	3	2 3/4	46.0
1 5/8	6 1/2	6 1/2	16 1/4	3	3	55.0
1 3/4	7 1/2	7	18 1/4	3 1/2	3 1/2	85.0
1 7/8	7 1/2	7	18 1/4	3 1/2	3 1/2	85.0
2 - 2 1/8	8 1/2	9	21 1/2	4	3 3/4	125.0
2 1/4 - 2 3/8	9	10	23 1/2	4 1/2	4 1/4	165.0

Pins are turned. Holes are 1/32 inch larger than pin diameters.

Dimensiones de anclaje con pasador – Figura 2.8
(American TIGER 1945)

La solución empleando vigas de sección cajón integradas con la estructura del tablero muestra buenas características aerodinámicas, rigidez torsional elevada por ser una sección cerrada y poco peso por integrar la viga de rigidez al tablero. El tablero es en este caso de estructura metálica, de sección ortotrópica, con los elementos longitudinales apoyados en diafragmas transversales a distancias del orden de 4.00m, como se ve en la figura 2.9. Este tipo de secciones puede alcanzar relaciones luz/peralte en el rango de 300 a 400.



Tablero de sección cajón - Figura 2.9
(Ryall MJ)

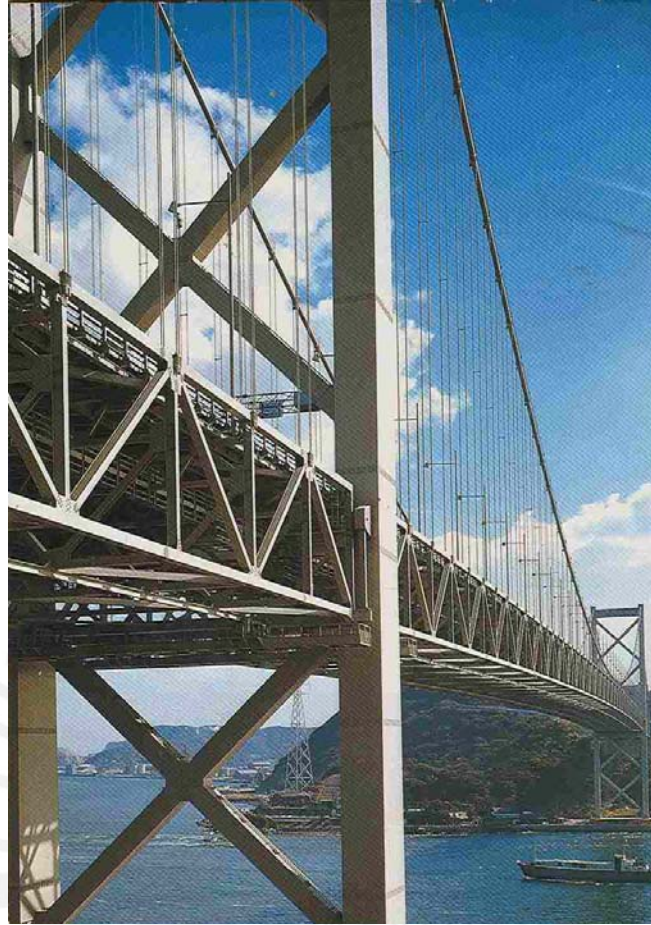
Las vigas de sección cajón fueron empleadas por primera vez en el puente Severn en 1966, de 988m de luz entre torres, y por su economía y buen comportamiento ante fuerzas de viento por su forma aerodinámica, su empleo se ha ido generalizando. Se considera que una luz del tramo principal del orden de 1750m es actualmente el límite práctico para este tipo de sección por estabilidad aerodinámica ante vientos de alta velocidad.

La solución empleando vigas reticuladas de bridas paralelas ha sido la solución preferida, con el tablero a nivel de la brida superior para que funcione como arriostramiento de los elementos en compresión y un sistema de arriostramiento en la brida inferior con vigas transversales también reticuladas coincidiendo con los nudos de la viga de rigidez como se aprecia en la figura 2.10. Los tableros con vigas de rigidez reticuladas tienen relaciones luz/peralte en el rango de 75 a 175.

Cuando el puente lleva tráfico en dos niveles o cuando lleva tráfico ferroviario las vigas de rigidez deben ser reticuladas de bridas paralelas (Ryall MJ). El puente colgante Tsing Ma en Hong Kong con 1377m de luz, terminado el 1997, y el Akashi Kaikyo en Japón con 1991m de luz, terminado el 1998, son puentes modernos, de gran luz, con vigas de rigidez reticuladas de bridas paralelas.

En la figura 2.10 se muestra el puente Kanmon, con una luz central de 712m, entre las islas de Honshu y Kyushu en el Japón, apreciándose la viga de rigidez reticulada y las péndolas de dos cordones en cada nudo de la viga de rigidez.

La solución empleando vigas de alma llena, de plancha soldada, tiene malas características aerodinámicas, por lo que solo es aconsejable para puentes colgantes de luces pequeñas. El primer puente colgante de Tacoma, terminado de construir el año 1941 tenía una luz central de 854m. El proyecto original de Eldridge tenía vigas de rigidez de



Viga de rigidez reticulada – Figura 2.10

7.60m de peralte, con una relación luz/peralte de 112. Para reducir el costo del puente Moisseiff, consultor del puente Golden Gate, presento una propuesta con vigas de rigidez de alma llena de 2.40m de peralte, con una relación luz/peralte de 355. Cuatro meses después de haberse inaugurado colapsó este puente, por inestabilidad aerodinámica ante vientos moderados con velocidades menores a 72 km/hora (Salvadori 1992).

CAPITULO III

ANALISIS

3.1 HIPOTESIS PARA EL ANALISIS

Para presentar los procedimientos de análisis de puentes colgantes es necesario indicar las hipótesis en que se basan:

- El cable es perfectamente flexible, sólo puede resistir esfuerzos de tracción. Esto significa que los momentos de flexión son nulos en todos los puntos del cable.
- El cable es homogéneo y de sección constante.
- Las cargas que actúan en el cable hacen que en condiciones de servicio su comportamiento sea elástico, siguiendo la ley de Hooke.
- El eje del cable se desplaza solo en el plano vertical.
- La carga externa es vertical y distribuida sobre la proyección horizontal del cable.
- Las vigas de rigidez son articuladas en las torres, horizontales, inicialmente rectas, de inercia constante y colgada del cable en toda su longitud.

3.2 RELACIONES ENTRE FUERZAS EN EL CABLE

El cable está sometido a una carga externa vertical $q(x)$, transmitida por las péndolas. Si denominamos A y B a los puntos de apoyo del cable en las torres, en el caso más general se tendrá que estos puntos no están en una línea horizontal, presentando un desnivel h como se indica en la figura siguiente:

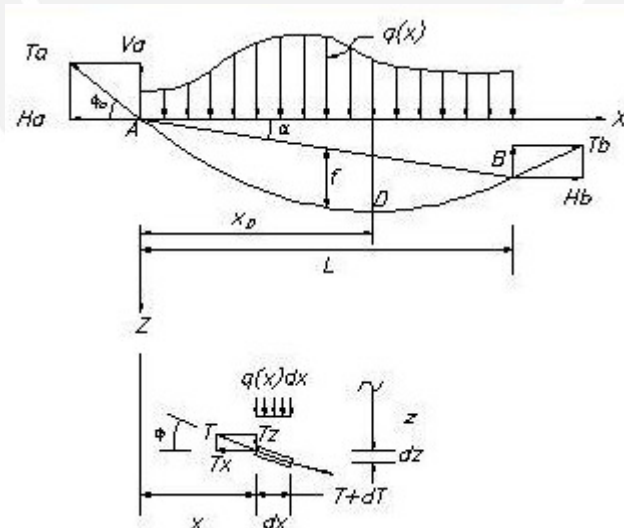


Figura 3.1

Las ecuaciones de equilibrio del elemento diferencial de longitud indicado en la figura 3.1 son:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow -T_x + (T_x + dT_x) = 0 \quad (3-1)$$

$$\sum F_z = 0 \Rightarrow -T_z + (T_z + dT_z) + q(x)dx = 0 \quad (3-2)$$

De (3-1) se halla:

$$dT_x = 0 \Rightarrow T_x = \text{constante} = H \quad (3-3)$$

Esto indica que la componente horizontal de la tracción variable T en el cable, a una distancia x del apoyo A, es una constante que llamamos H. De la figura 3.1 se tiene que:

$$T \cos \phi = T_x = H$$

$$T = \frac{H}{\cos \phi} = H \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \phi} = H \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2} \quad (3-4)$$

Siendo el valor de H constante, el valor mínimo de T se obtendrá cuando la tangente al cable sea horizontal, $\operatorname{tg}(\phi)=0$, resultando:

$$T_{\min} = H$$

El valor máximo de T se presenta donde el ángulo ϕ es máximo, lo que corresponde al apoyo más elevado, en este caso el apoyo A.

De (3-2) se halla:

$$dT_z = -q(x)dx \quad (3-5)$$

De la figura 3.1 se encuentra que:

$$T_z = T_x \operatorname{tg} \phi = H \operatorname{tg} \phi = H \frac{dz}{dx}$$

Diferenciando esta ecuación:

$$dT_z = \frac{dT_z}{dx} dx = H \frac{d^2 z}{dx^2} dx$$

Reemplazando este valor en (3-5) se tiene:

$$H \frac{d^2 z}{dx^2} dx = -q(x)dx$$

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = -\frac{q(x)}{H} \quad (3-6)$$

Esta es la ecuación diferencial de la elástica del cable. Integrando esta ecuación:

$$\frac{dz}{dx} = -\frac{1}{H} \int_0^x q(x)dx \quad (3-7)$$

En Timoshenko 1954, pág. 70, se muestra que si consideramos una viga horizontal simplemente apoyada en A y B, con la misma luz y carga que el cable se tiene que:

$$-q(x)dx = d(Q(x)) \quad (3-8)$$

donde Q(x) es la fuerza cortante de la viga horizontal en la sección considerada y donde además:

$$Q(x)dx = d(M(x))$$

siendo $M(x)$ el momento de flexión de la viga horizontal en la sección considerada.

Reemplazando (3-8) en (3-7) se obtiene:

$$\frac{dz}{dx} = -\frac{1}{H} \int_0^x q(x) dx = \frac{Q(x)}{H} + C_1$$

$$z = \int_0^x \left[\frac{Q(x)}{H} + C_1 \right] dx = \frac{M(x)}{H} + C_1 x + C_2$$

Para calcular las constantes C_1 y C_2 se tiene que:

$$x = 0 \Rightarrow z = 0 ; M(0) = 0 \Rightarrow C_2 = 0$$

$$x = L \Rightarrow z = h ; M(L) = 0 \Rightarrow C_1 = \frac{h}{L}$$

Luego:

$$\frac{dz}{dx} = \frac{Q(x)}{H} + \frac{h}{L} ; z = \frac{M(x)}{H} + \frac{h}{L} x \quad (3-9)$$

Si los dos apoyos del cable están al mismo nivel, $h=0$. Si $h>0$, el punto B está debajo del punto A y si $h<0$, el punto B está por encima de A.

3.3 CABLE CON APOYOS AL MISMO NIVEL, SOMETIDO A UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA EN PROYECCIÓN HORIZONTAL

En este caso $h=0$ y la carga repartida tiene por valor $q(x) = w = \text{constante}$. En la viga horizontal en que se obtuvo la ecuación (3-8), se tiene:

$$Q(x) = \frac{wL}{2} - wx = w \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$M(x) = \frac{wL}{2} x - \frac{wx^2}{2}$$

Reemplazando este último valor en (3-9) se tiene:

$$z = \frac{1}{H} \left(\frac{wL}{2} x - \frac{wx^2}{2} \right) \quad (3-10)$$

Como de acuerdo con (3-3), H es constante, la forma que toma el cable en este caso es la de una parábola de segundo grado.

La flecha máxima del cable, $z = f$, se presenta para $x = L/2$. Reemplazando estos valores en la ecuación (3-10):

$$f = \frac{1}{H} \left(\frac{wL}{2} x \frac{L}{2} - \frac{wL^2}{2x4} \right) = \frac{wL^2}{8H}$$

$$H = \frac{wL^2}{8f} \quad (3-11)$$

Reemplazando este valor de H en (3-10) se obtiene la ecuación del cable:

$$z = 4f \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L} \right) \quad (3-12)$$

La tensión máxima en el cable se va a presentar en los apoyos. Para aplicar la ecuación (3-4) calculamos:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \phi_a &= \frac{2f}{\left(\frac{L}{2}\right)} = \frac{4f}{L} \\ T_a &= H \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \phi} = \frac{wL^2}{8f} \sqrt{1 + \frac{16f^2}{L^2}} \end{aligned} \quad (3-13)$$

Una información necesaria para la construcción es la determinación de la longitud del cable entre los apoyos A y B. Esta longitud está dada por:

$$s_0 = 2 \int_0^{L/2} \left[1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} dx \quad (3-14)$$

Para que sea más simple el cálculo del valor de la integral, trasladamos el origen de coordenadas al punto más bajo de la parábola, en el centro de la luz, obteniendo como ecuación del cable:

$$z = 4f \frac{x^2}{L^2} ; \quad \frac{dz}{dx} = \frac{8fx}{L^2} \quad (3-15)$$

Reemplazando (3-15) en (3-14) se tiene:

$$s_0 = 2 \int_0^{L/2} \left[1 + \frac{64f^2 x^2}{L^4} \right]^{\frac{1}{2}} dx \quad (3-16)$$

En de Losada 1951, pág. 491, se tiene la solución de esta integral, obteniéndose:

$$s_0 = \frac{L}{2} \sqrt{1 + \frac{16f^2}{L^2}} + \frac{L^2}{8f} L_e \left[\frac{4f}{L} + \sqrt{1 + \frac{16f^2}{L^2}} \right] \quad (3-17)$$

Donde L_e indica logaritmo neperiano. Una solución aproximada del valor de la longitud del cable se obtiene desarrollando en una serie infinita el radical de la integral en (3-16):

$$s_0 = 2 \int_0^{L/2} \left[1 + \frac{64f^2 x^2}{2L^4} - \frac{64^2 f^4 x^4}{8L^8} + \frac{64^3 f^6 x^6}{16L^{12}} - \dots \right] dx$$

Luego:

$$s_0 = L \left[1 + \frac{8f^2}{3L^2} - \frac{32f^4}{5L^4} + \frac{256f^6}{7L^6} - \dots \right]$$

Las relaciones f/L usuales en puentes colgantes no exceden de 0.11 como se ha mostrado en 1.2, por esto es usual emplear, en cálculos preliminares o para puentes de pequeña luz, la fórmula anterior con sólo dos sumandos, lo que produce un error menor a 1 por mil:

$$s_0 = \left[1 + \frac{8f^2}{3L^2} \right] L \quad (3-18)$$

3.4 CABLE CON APOYOS A DISTINTO NIVEL, SOMETIDO A UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA EN PROYECCIÓN HORIZONTAL

Este caso se presenta en los tramos laterales de un puente colgante. De acuerdo con la figura 3.1, la luz del tramo es L y la flecha f se mide al centro de la luz, verticalmente, a partir de la línea inclinada que une los apoyos.

Denominamos D al punto donde la tangente al cable es horizontal, y donde la Fuerza T va a ser mínima. Combinando las ecuaciones (3-12) y (3-9) tenemos la ecuación del cable correspondiente a este caso:

$$z = 4f \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L} \right) + \frac{h}{L} x \quad (3-19)$$

Calculamos el valor de x_D correspondiente al punto donde el cable tiene la tangente horizontal:

$$\begin{aligned} \frac{dz}{dx} &= \frac{4f}{L} - \frac{8f}{L^2} x_D + \frac{h}{L} = 0 \\ x_D &= \left(1 + \frac{h}{4f} \right) \frac{L}{2} \end{aligned} \quad (3-20)$$

La longitud s del cable se calcula como la suma de dos longitudes, s_{AD} y s_{DB} , hallándose cada una empleando las fórmulas de 2.3 divididas entre 2, por corresponder a media longitud de las parábolas.

Como el cable es continuo entre el tramo lateral y el tramo central, sobre la torre de apoyo la fuerza H debe ser igual a ambos lados para evitar una fuerza no equilibrada que produzca flexión sobre la torre. En este caso, si llamamos L y f a la luz y flecha del tramo central, y L_1 y f_1 a la flecha del tramo lateral se debe cumplir que:

$$\begin{aligned} \frac{wL^2}{8f} &= \frac{w_1 L_1^2}{8f_1} \\ f_1 &= f \left(\frac{w_1}{w} \right) \left(\frac{L_1}{L} \right)^2 \end{aligned} \quad (3-21)$$

3.5 CABLE CON APOYOS AL MISMO NIVEL, SOMETIDO A UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA A LO LARGO DEL CABLE

La ecuación de la curva que toma el cable en este caso de carga se denomina una catenaria y corresponde a cargas semejantes al peso propio del cable.

El origen de coordenadas y la orientación de los ejes se adoptan como se indica en la figura siguiente:

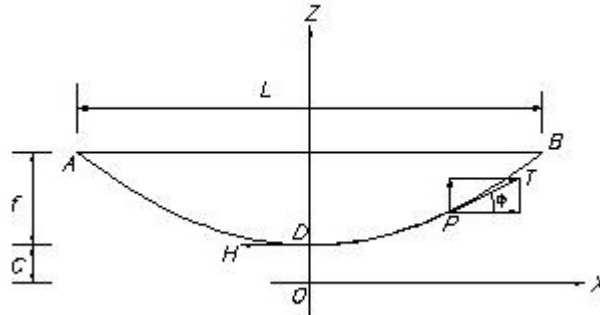


Figura 3.2

Si s es la longitud del cable entre D y P , el peso del segmento DP de cable es qs , donde q es el peso por unidad de longitud del cable. El equilibrio de fuerzas en el punto P de la figura 3.2, teniendo en cuenta el resultado calculado en la ecuación (3-3), es:

$$T \cos \phi = H \quad ; \quad T \sin \phi = qs$$

Definimos una constante C que sea el cociente de la constante H entre el peso q , de valor constante por unidad de longitud del cable:

$$C = \frac{H}{q} \Rightarrow H = qC \tag{3-22}$$

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{T \sin \phi}{T \cos \phi} = \frac{qs}{H} = \frac{qs}{qC} = \frac{s}{C}$$

Luego:

$$s = C(\operatorname{tg} \phi) \tag{3-23}$$

Esta es la ecuación de la catenaria y la constante C , cuyo valor está en (3-22), es llamada el parámetro de la catenaria. Transformamos esta ecuación a coordenadas cartesianas:

$$C \frac{dz}{dx} = s$$

Derivando esta ecuación respecto a x :

$$C \frac{d^2 z}{dx^2} = \frac{ds}{dx} = \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}$$

Para poder integrar esta ecuación diferencial, la modificamos de la siguiente forma:

$$C \frac{\frac{d}{dx} \left(\frac{dz}{dx} \right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2}} = 1 \quad (3-24)$$

En Granville 1952, pag. 521, se encuentra que este cociente es la derivada de:

$$C \frac{d}{dz} \left[\operatorname{senh}^{-1} \left(\frac{dz}{dx} \right) \right] = 1$$

donde se está empleando la derivada de la función inversa del seno hiperbólico. Empleando este resultado, la integración de (3-24) resulta en:

$$C \operatorname{senh}^{-1} \left(\frac{dz}{dx} \right) = x + A$$

Empleando la definición de función inversa este resultado se puede escribir como:

$$\left(\frac{dz}{dx} \right) = \operatorname{senh} \left(\frac{x + A}{C} \right)$$

Para calcular el valor de la constante A se conoce que para $x = 0$ la tangente es horizontal, luego:

$$\left(\frac{dz}{dx} \right) = \operatorname{senh} \left(\frac{0 + A}{C} \right) = 0 \Rightarrow A = 0$$

$$\left(\frac{dz}{dx} \right) = \operatorname{senh} \left(\frac{x}{C} \right)$$

Integrando esta ecuación se obtiene:

$$z = C \cosh \left(\frac{x}{C} \right) + B$$

Si hacemos que para $x=0$ se tenga que $z=C$, como se ha indicado en la figura 3.2:

$$C = C \cosh \left(\frac{0}{C} \right) + B \Rightarrow C = C + B \Rightarrow B = 0$$

Luego, la ecuación cartesiana de la catenaria es:

$$z = C \cosh \left(\frac{x}{C} \right) \quad (3-25)$$

Si se conoce la luz L y la flecha f de la catenaria, se determina el valor de C de la ecuación (3-25), ya que se conocen las coordenadas $x = L/2$ y $z = C + f$. Reemplazando en (3-25) se halla:

$$C = \frac{f}{\cosh \left(\frac{L}{2C} \right) - 1} \quad (3-26)$$

El valor de C tiene que obtenerse por tanteos, haciendo coincidir el valor de los 2 miembros de (3-26).

La tensión T en cualquier punto del cable vale:

$$T^2 = H^2 + q^2 s^2 = q^2 C^2 + q^2 s^2 = q^2 (s^2 + C^2) \quad (3-27)$$

pero:

$$s = C \operatorname{tg} \phi = C \frac{dz}{dx} = C \operatorname{senh} \left(\frac{x}{C} \right)$$

$$s^2 = C^2 \operatorname{senh}^2 \left(\frac{x}{C} \right) = C^2 \left[\cosh^2 \left(\frac{x}{C} \right) - 1 \right] = z^2 - C^2$$

Reemplazando este valor en (3-27) se tiene:

$$T^2 = q^2 (s^2 + C^2) = q^2 (z^2 - C^2 + C^2) = q^2 z^2$$

Luego:

$$T = qz \Rightarrow T_{\max} = q(C + f) \Rightarrow T_{\min} = H = qC \quad (3-28)$$

$$s = C \operatorname{senh} \left(\frac{x}{C} \right) = \sqrt{z^2 - C^2} \quad (3-29)$$

Si se comparan los resultados obtenidos de un cable parabólico y uno con la ecuación de una catenaria, con la misma luz L , flecha f y carga w , para relaciones f/L que no excedan de 0.1, los resultados para el cable parabólico difieren del cable con forma de catenaria en valores por defecto que no exceden de 1.5 por ciento. Esta pequeña diferencia justifica la práctica usual para puentes pequeños y medianos, de considerar todas las cargas uniformemente repartidas en proyección horizontal y que el cable toma una forma parabólica.

CAPITULO IV

DISEÑO DE UN PUENTE

4.1 DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

La presente Memoria de Cálculo forma parte del Proyecto de Construcción del Puente Inkachaka sobre el río Pampas ubicado en el distrito de Saurama de la Provincia de Vilcashuamán del Departamento de Ayacucho.

El área de estudio que comprende el emplazamiento del Puente vehicular Inkachaka, se encuentra ubicada sobre el río Pampas, muy cerca de la antigua obra inca denominada Inkachaka en el distrito de Saurama de la Provincia de Vilcashuamán del Departamento de Ayacucho y específicamente en la zona en la cual se ha proyectado el encuentro de las carreteras que partiendo desde Saurama por la margen izquierda y partiendo de Uranmarca por la margen derecha han de llegar a encontrarse cerca de la zona de Inkachaka.

4.1.1 Ubicación del Puente

La ubicación del Puente Inkachaka sobre el río Pampas, de acuerdo a la información cartográfica a escala 1:100,000 del IGN correspondiente a la Hoja 28-O (Chincheros), corresponde a una zona en la cual el río ha formado un gran meandro con un radio promedio de 0.80 Km. en una longitud de 2.50 Km. Esta ubicación corresponde aproximadamente a las siguientes coordenadas geométricas:

Coordenada Norte: 8'484,500

Coordenada Este: 639,000

Altitud: 2,055.000 m.s.n.m.

Sobre esta zona se ha efectuado un análisis minucioso de las condiciones naturales del emplazamiento para el Puente Inkachaka, cuya ubicación se ha determinado tomando en cuenta los criterios generales siguientes:

- Posición del trazo de la actual carretera afirmada, sin tener carácter limitativo.
- Ubicación en un tramo del río Pampas preferentemente recto y con ocurrencia del flujo de agua en condiciones casi uniformes.
- Ubicación en un punto del cauce del río lo más estrecho posible, que permita una menor longitud de luz del Puente Inkachaka.
- Posición del eje del Puente Inkachaka formando un ángulo recto con el eje principal del río.
- Ubicación en una zona lo suficientemente estable de manera que no se necesite cambiar la forma de la sección del río para mejorar las condiciones del flujo de agua.
- Ubicación en una zona en la cual el historial de migración del río y sus tendencias geomorfológicas se muestren estables y sin mayores cambios.
- Existencia de puntos potenciales sobre el río para un posible control hidráulico.

- Ubicación en una zona del río en donde las características geomecánicas del subsuelo permitan una cimentación adecuada y de fácil construcción.
- Consideración del uso de tierras adyacentes y propiedad privada.
- Disponibilidad relativa de materiales de construcción.
- Máxima eficiencia económica.
- Mínimo impacto ambiental

Tomando en cuenta los criterios antes mencionados, es que se ha ubicado el eje del Puente Inkachaka a unos 50.0 m. aguas abajo de la ubicación de la obra inca denominada Inkachaka; lo que corresponde a una cota de fondo del lecho del río igual a 2,491.000 m.s.n.m., acorde a la información topográfica disponible proporcionada por el CTAR – Ayacucho y la Municipalidad Distrital de Saurama; la cual ha sido complementada y verificada por el Consultor. El eje del Puente proyectado es sensiblemente recto con respecto al curso principal del río.

4.1.2 Características y Cargas Empleadas

El puente tiene 100 m. de luz, es de una sola vía de tránsito y por la naturaleza del proyecto se ha considerado diseñar en este caso un Puente Colgante. El puente tiene una losa de concreto armado de 20 cm. de espesor, soportada por vigas metálicas transversales a la dirección del tráfico, a su vez estas vigas se apoyan en dos vigas metálicas reticuladas colgadas de péndolas que se sujetan de los cables principales. En este caso se ha considerado colocar columnas de concreto armado como soporte de los cables del Puente Colgante.

El análisis y diseño se ha desarrollado de acuerdo con las exigencias del Manual de Diseño de Puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E-030, la Norma Peruana de Cargas E-020, las Normas del American Concrete Institute ACI-318-99 para los elementos de concreto armado y las Normas AASHTO para los elementos metálicos y detalles especiales.

La sobrecarga móvil empleada en el diseño corresponde a los camiones HS20 de la norma AASHTO.

La resistencia del terreno empleada es 2.30 kg/cm² de acuerdo con el Estudio de Mecánica de Suelos elaborado por el Ing. Erasmo Matos Espinosa en diciembre de 2005.

Para las estructuras de concreto armado se ha empleado concreto de $f'c = 210$ kg/cm² y acero corrugado de grado 60, $f_y = 4200$ kg/cm². Para las estructuras metálicas se ha empleado acero A-36, soldadura E7018, pernos A-325 y para los cables se han empleado cordones ASTM A586.

4.1.3 Dimensionamiento Preliminar

La luz del puente está establecida en 100.00m. Como el puente es de solo una vía, el ancho de vía es de 3.60m y al considerar dos veredas peatonales se ha tomado un ancho entre ejes de vigas longitudinales de 5.45m. Para dimensionar la viga de rigidez, se ha escogido una

relación luz/peralte de 50, lo que lleva a un peralte entre ejes de 2.00m y de afuera a afuera de la viga de 2.50m. Como flecha del cable se ha escogido 1/10 de la luz o sea 10.00m y se le hace pasar al centro de la luz 2.50m encima de la viga de rigidez. Con esto la altura de las torres es de 15.00m sobre el nivel inferior de la viga de rigidez.

Para poder hacer un dimensionamiento preliminar de los elementos de cables: el cable principal y las péndolas, debemos determinar las cargas repartidas actuantes.

La carga permanente, cuya evaluación en detalle se muestra en 4.4.1, tiene el siguiente valor:

- Losa = $0.20 \times 5.45 \times 2400 = 2616 \text{ kg/m}$
- Veredas = $2 \times 0.25 \times 0.90 \times 2400 = 1080 \text{ kg/m}$
- Asfalto = $3.65 \times 0.05 \times 2000 = 365 \text{ kg/m}$
- Vigas metálicas = estimado = 1500 kg/m
- Cable + péndolas = estimado = 200 kg/m

Esto hace un total de 5761 kg/m que es soportado por los dos cables principales. Por cable es 2881 kg/m.

La sobrecarga está formada por dos partes, una sobrecarga repartida que actúa en todo el puente y un camión de 3 ejes, con un peso total de 32740 kg, que se ubica al centro del puente por ser la posición más desfavorable. Hallamos una carga repartida equivalente al peso del camión, para efectos de flexión, con un valor de $2P/L$, de acuerdo con la norma a esta parte de la sobrecarga se le multiplica por el coeficiente de impacto. El valor total de la sobrecarga será de:

- s/c repartida = 970 kg/m
- s/c concentrada = $2 \times 32740 \times 1.33 / 100 = 871 \text{ kg/m}$

Esto hace un total de 1841 kg/m que es soportado por los dos cables principales. Por cable es 921 kg/m.

Empleando la solución aproximada, de acuerdo con (3-13), la tracción máxima en cada cable es:

$$T = \frac{wL^2}{8f} \sqrt{1 + \frac{16f^2}{L^2}} = \frac{(2881 + 921) \times 100^2}{8 \times 10} \times \sqrt{1 + \frac{16 \times 10^2}{100^2}} = 511860 \text{ kg}$$

Si aceptamos un factor de seguridad de 3, expresamos el valor en ton. cortas y empleamos un cable formado por 7 cordones, cada uno de los cordones debe tener una resistencia de:

$$T_u = 3 \times 511.86 \times 1.1 / 7 = 241.3 \text{ ton. cortas}$$

En la Norma ASTM A 586, Tabla 1, del Anexo 2 se encuentra que se deben emplear cordones de 2" de diámetro que tienen una resistencia última de 245 ton cortas.

Para las péndolas se ha considerado que 2 cables de 7/8" en cada una son suficientes.

Con este predimensionamiento se ha preparado el modelo estructural para el análisis computacional de la estructura.

4.2 ANÁLISIS SÍSMICO

4.2.1 Parámetros Generales

El análisis sísmico se ha efectuado de acuerdo a las indicaciones del Manual de Diseño de Puentes, 2003. Se ha empleado un modelo tridimensional con tres coordenadas dinámicas por nivel, tomando en cuenta deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial. Los apoyos se han considerado como empotramientos perfectos en el nivel superior de las zapatas. En este caso en particular, al realizar el análisis sísmico empleando el método de superposición espectral se debe considerar como criterio de superposición la Combinación Cuadrática Completa (CQC), como lo indica la Norma AASHTO LRFD 2004 en 4.7.4.3.3.

Tal como lo indica el Manual de Diseño de Puentes en 2.4.3.11, los parámetros para definir el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones son:

Coeficiente de Aceleración $A = 0.30 \text{ g}$; de acuerdo al plano de isoaceleraciones presentado en el EMS y en el Manual en su Apéndice A.

Zona Sísmica = 4 ; $0.29 < A$

Coeficiente de Sitio $S = 1.2$; Perfil de suelo tipo II.

Factor de Reducción $R = 3$; Columnas de concreto armado.

Factor de Amplificación Sísmica:

$$C = \frac{1.2AS}{T^{\frac{2}{3}}} \quad C \leq 2.5A$$

En las siguientes figuras, 4.1 a 4.3, se muestra el puente en una vista del modelo tridimensional preparado para usarlo con el programa SAP2000 así como las configuraciones deformadas obtenidas en la dirección longitudinal X-X y transversal Y-Y.

Para el peso de la estructura se ha considerado la carga permanente total más el 50% de la sobrecarga, de acuerdo a lo indicado en la parte final de los comentarios de la Norma AASHTO en 3.4.1.

4.2.2 Resultados del Análisis Sísmico

El Análisis Sísmico se hizo de acuerdo a lo indicado en el Manual de Diseño de Puentes. Como resultado del análisis sísmico se obtuvieron los desplazamientos laterales en cada nivel y las fuerzas de sección en los elementos. A continuación se muestran los resultados para las direcciones X-X e Y-Y.

Los períodos de vibración fundamentales son los siguientes:

	Período T (seg)	% Participación
Dirección X-X	0.72	47%

Dirección Y-Y	17.02	48%
---------------	-------	-----

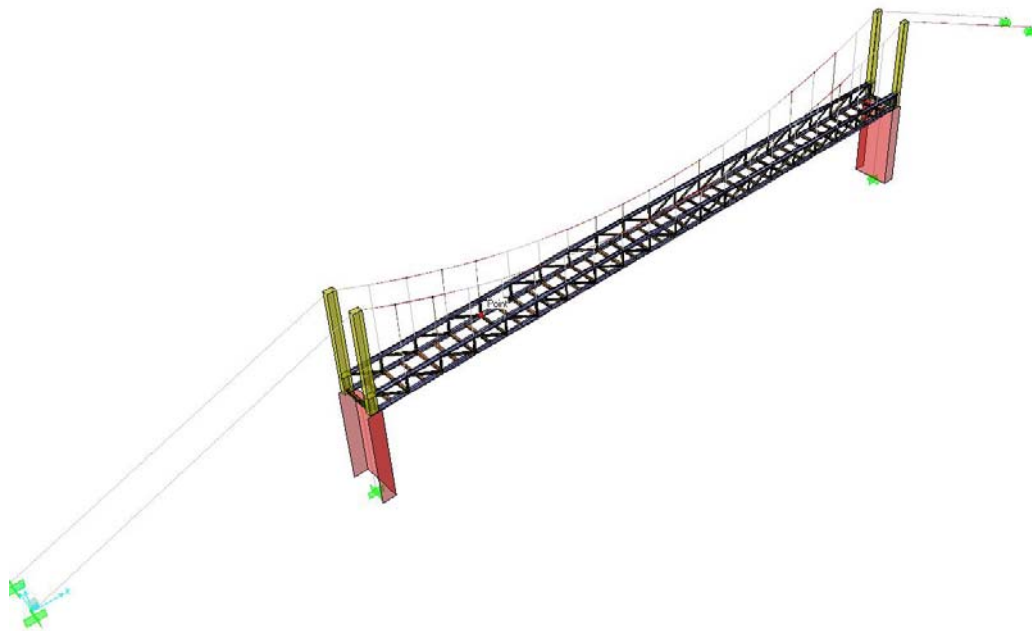
En la dirección X-X, longitudinal, con los tres primeros modos de vibración se alcanza un 90% de participación, estando estos tres modos desacoplados de los otros modos de vibrar.

En la dirección Y-Y, transversal, se necesita considerar los seis primeros modos de vibración para alcanzar el 91% de participación y todos ellos están acoplados con los modos rotacionales en esa dirección.

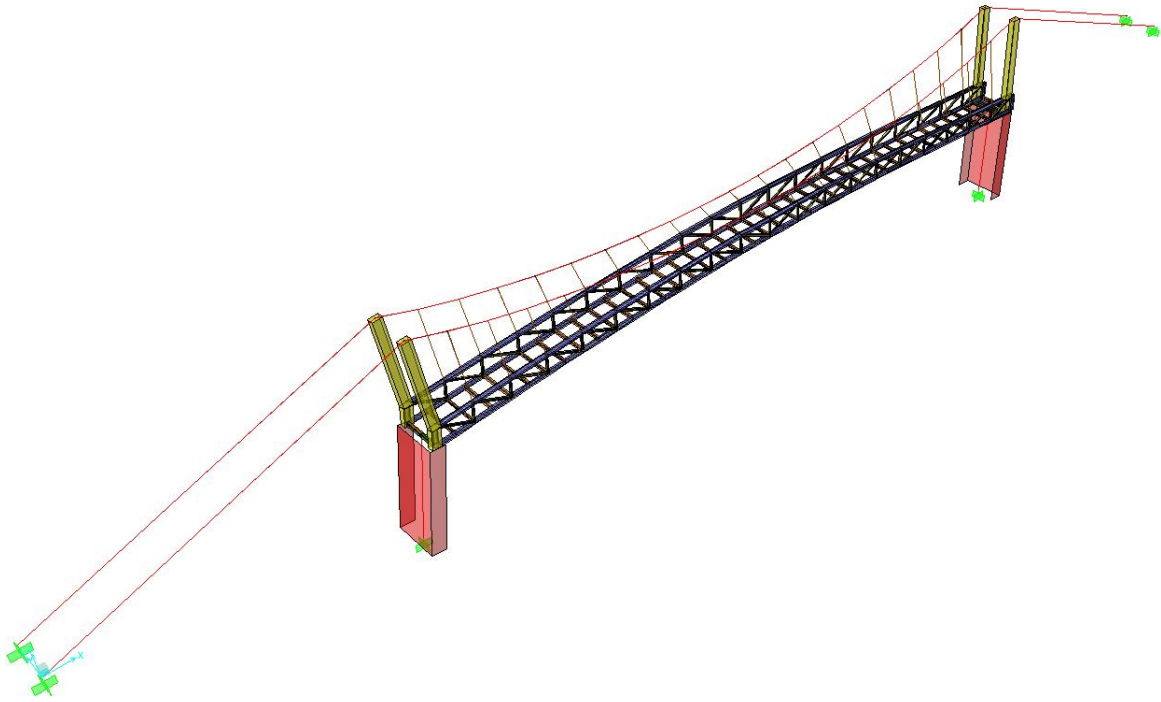
De acuerdo con 2.11.3.4 del Manual de Diseño de Puentes, cuando hay acoplamiento de modos en cada modo de vibración, es necesario emplear un análisis espectral multimodal usando un modelo tridimensional para representar la estructura. Esto concuerda con la manera de modelar y analizar este puente.

4.2.3 Fuerza Cortante en la Base del Puente

	V dinámico(t)
Dirección X-X	100.66
Dirección Y-Y	47.93

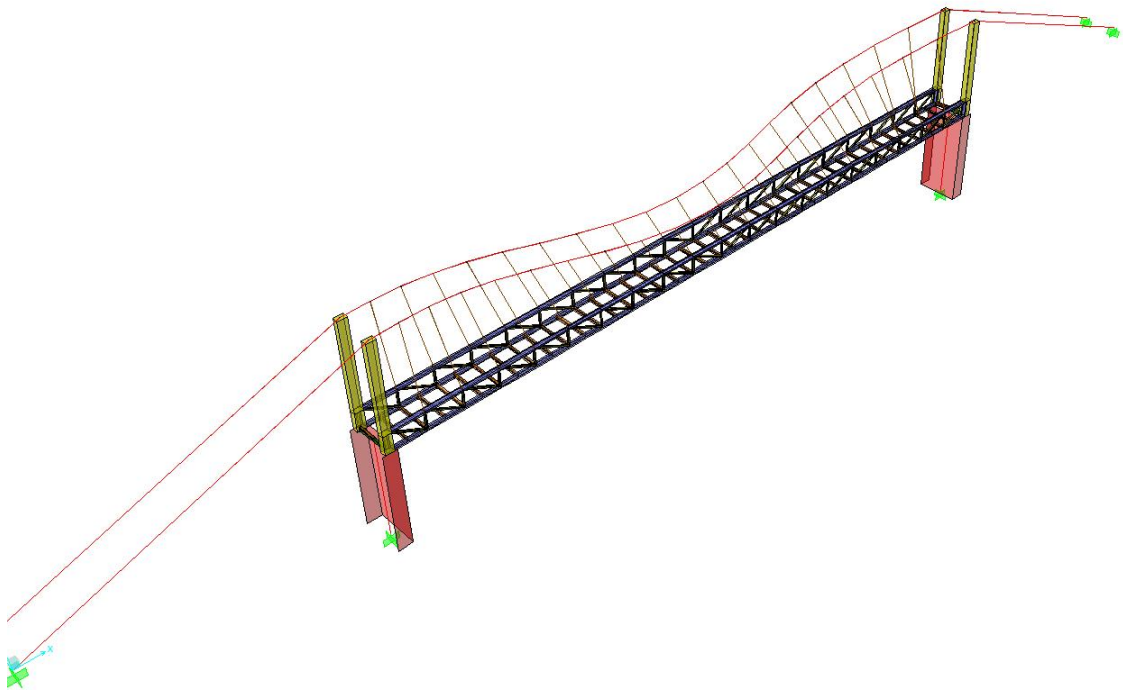


MODELO ESTRUCTURAL – Figura 4.1



CONFIGURACIÓN DEFORMADA DEL MODO FUNDAMENTAL EN X-X

Figura 4.2



CONFIGURACION DEFORMADA DEL MODO FUNDAMENTAL EN Y-Y

Figura 4.3

4.2.4 Desplazamientos Máximos

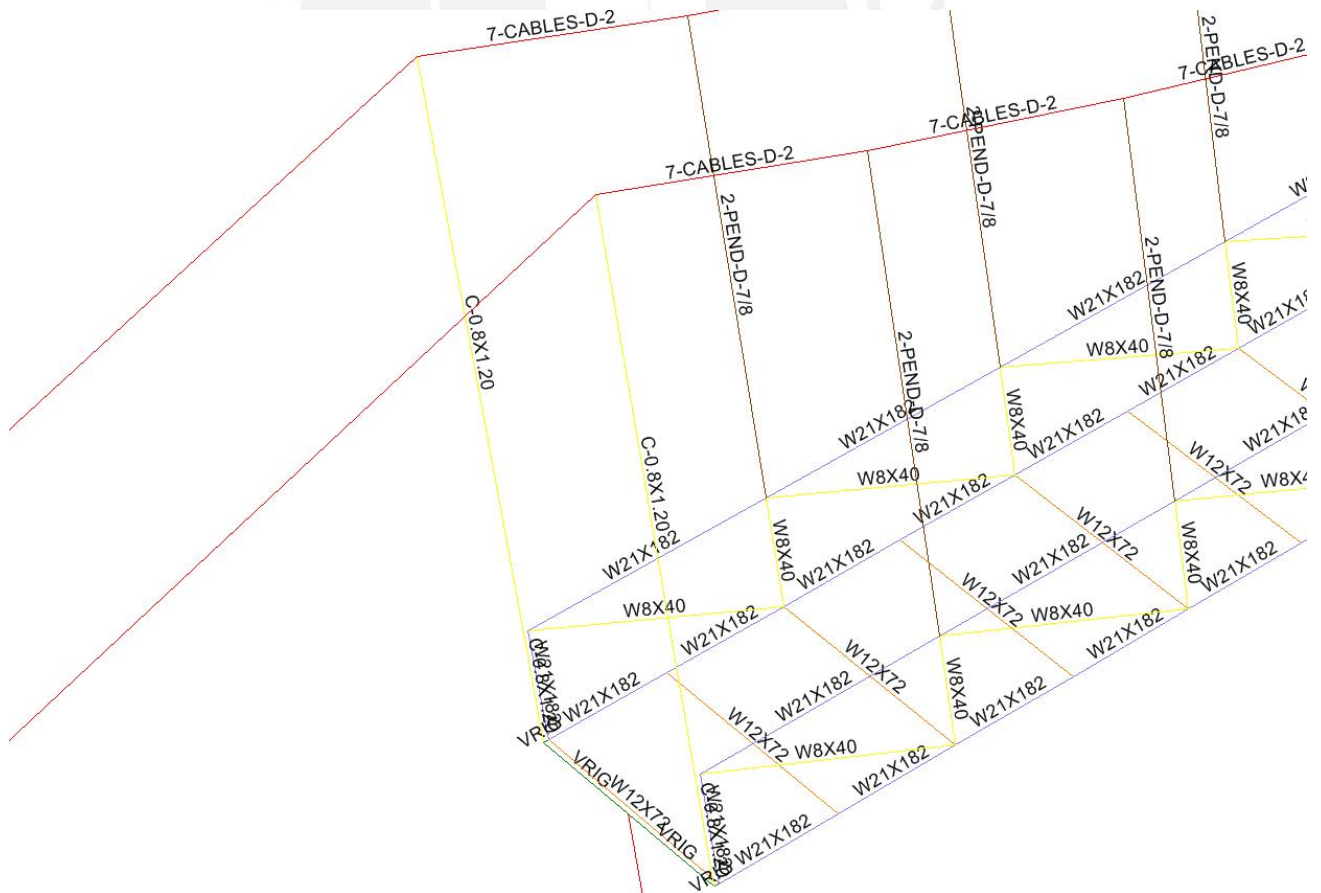
Los resultados obtenidos en la columna de concreto armado son los siguientes:

- Dirección XX: 1.068 cm = 0.000712 H (H = 15.00 m)
- Dirección YY: 8.838 cm = 0.005892 H

El Manual de Puentes no tiene ninguna limitación sobre desplazamientos máximos. Como comparación, se puede apreciar de los valores anteriores que los desplazamientos laterales máximos cumplen con las exigencias de la Norma E.030 para edificios de concreto armado, ya que no exceden de 0.007H.

4.3 ELEMENTOS

Para el análisis de la estructura, tanto para solicitaciones sísmicas, de viento y para cargas de gravedad con el programa SAP 2000, se ha empleado el modelo mostrado en la figura 4.1 y una vez determinadas las solicitaciones y efectuado el diseño de los distintos elementos que aparecen en los planos del Anexo IV se han modificado los elementos del modelo a los que aparecen en la Figura 4.4



SECCIONES EN PUENTE COLGANTE – Figura 4.4

4.4 CARGAS

4.4.1 Carga permanente

Se evalúa por m^2 de superficie del tablero y como carga concentrada en el espaciamiento de las vigas transversales. Se está previendo que en el futuro se pueda colocar una carpeta asfáltica de 5cm de espesor.

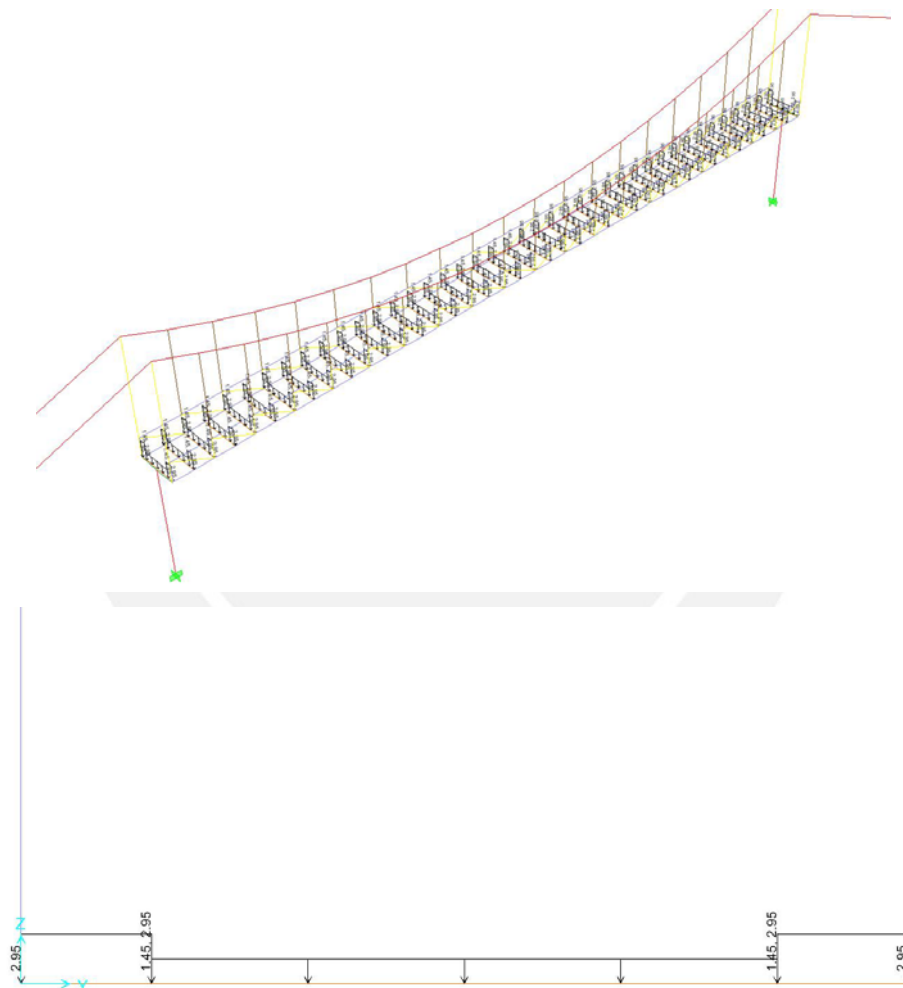
$$\text{Losa} : 2.40 \times 2.0 = 0.48 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Asfalto: } 2.00 \times 0.05 = 0.10 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Vereda: } 2.40 \times 0.25 = 0.60 \text{ t/m}^2$$

$$w_{cm} = 0.58 \text{ t/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 1.45 \text{ t/m}$$

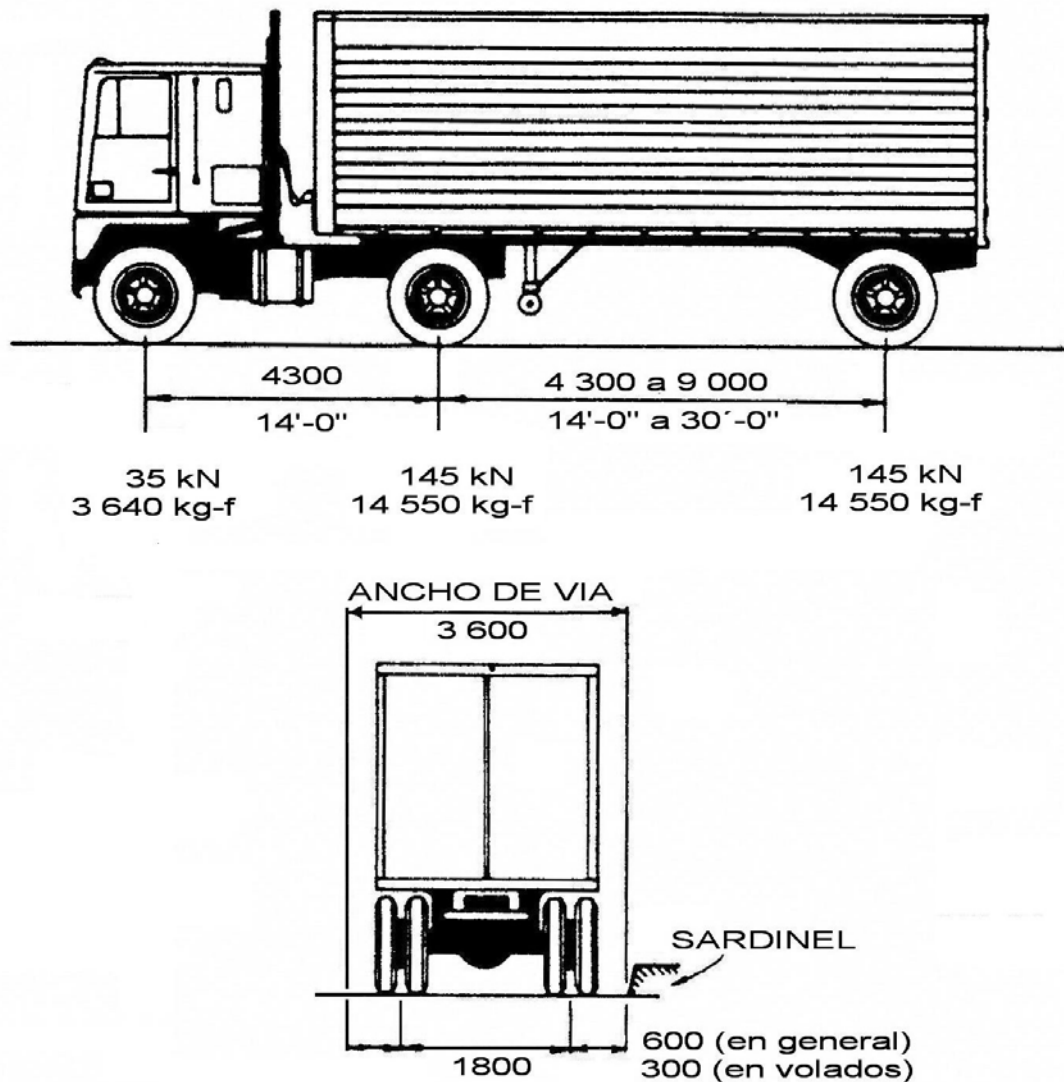
$$w_{cm} = 0.60 \text{ t/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 1.50 \text{ t/m}$$



Cargas Permanentes Concentradas – Figura 4.5

4.4.2 Sobrecarga. Camión HS20

De acuerdo con lo indicado en el Manual del Ministerio de Transportes y la Norma AASHTO la sobrecarga HS20 puede ser representada, como se indica en la figura 4.6, por las tres cargas puntuales de un camión de diseño, las que deben incrementarse en un 33% por efectos de impacto, más una carga de 970 kg-f/m uniformemente distribuida en un ancho de 3.00m en la dirección transversal, y que se aplicará en todas aquellas porciones del puente en que produzca un efecto desfavorable. No se considerará efectos de impacto para esta última carga repartida.



CAMION DE DISEÑO

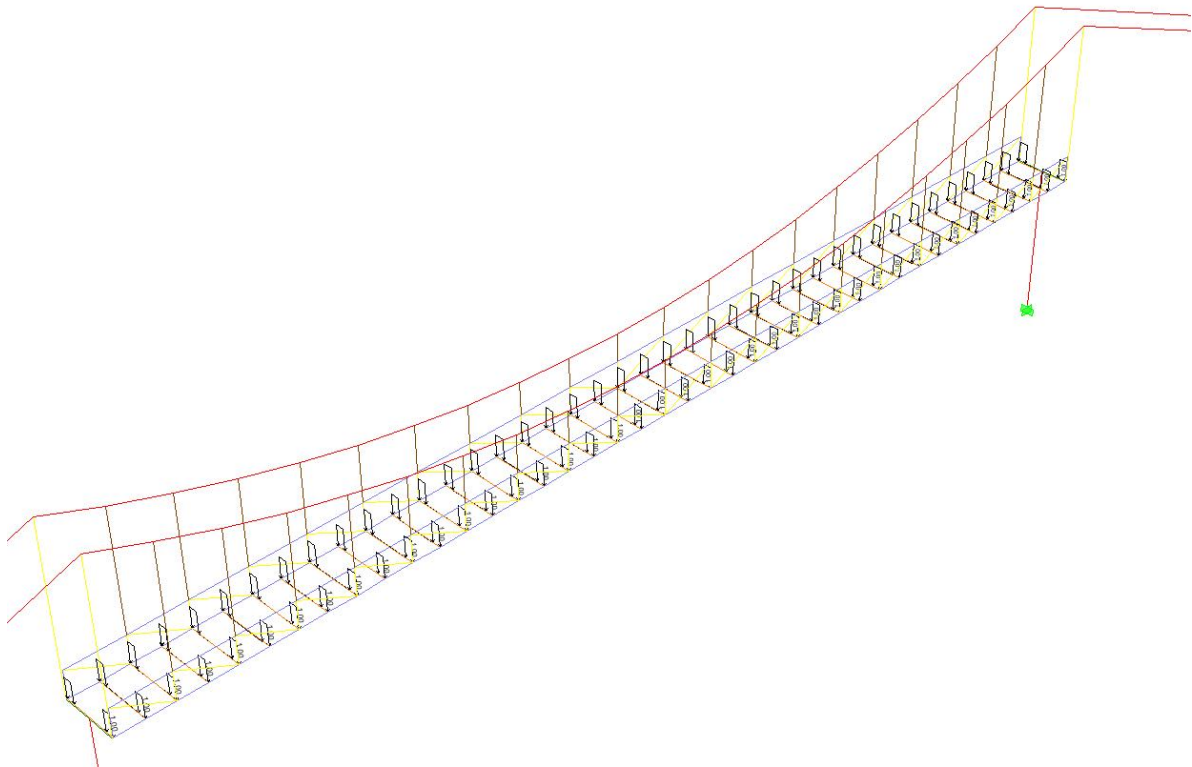


CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA

Sobrecarga HS20 – Figura 4.6

4.4.3 Sobrecarga en Veredas

Como sobrecarga de veredas se ha considerado un valor de 400 kg-f/m^2 . Como carga concentrada en el espaciamiento de las vigas transversales el valor es $w_{cv} = 0.40 \text{ t/m}^2 \times 2.5\text{m} = 1.00 \text{ t/m}$.



Sobrecarga en veredas – Figura 4.7

4.4.4 Carga de Viento

Estas cargas se han tomado según las indicaciones de 2.4.5.10 del Manual de Diseño de Puentes. La velocidad de referencia, correspondiente a una altura de 10m se ha tomado del plano del Anexo 2 de la Norma de Cargas E.020, y para la ubicación del puente da un

valor de 65 km/h. Como la distancia entre el nivel de agua y la parte superior del tablero no alcanza 10m, esta es la velocidad de diseño.

- $V_z = 65 \text{ km/h}$
- $P_B = 150 \text{ kg-f/m}^2$ (Tabla 2.4.3.10.2-1 del Manual)
- $P = P_B (V_z/100)^2 = 64.6 \text{ kg-f/m}^2$

Presión horizontal sobre los elementos:

$$W_{21}: \quad w = 64.6 \text{ kg-f/m}^2 \times 0.53 \text{ m} = 34.46 \text{ kg-f/m}$$

$$W_8 : \quad w = 64.6 \text{ kg-f/m}^2 \times 0.20 \text{ m} = 13.13 \text{ kg-f/m}$$

Presión horizontal sobre los vehículos, $p = 150 \text{ Kg/m}$ colocada en la brida superior.

Presiones verticales sobre el tablero:

$$P_s = 100 \text{ kg-f/m}^2 \times 5.10 \text{ m} = 510 \text{ Kg/m}$$

De acuerdo lo indicado en el Manual en 2.4.3.10.4, el 75% actúa al lado de barlovento y el 25% al lado de sotavento:

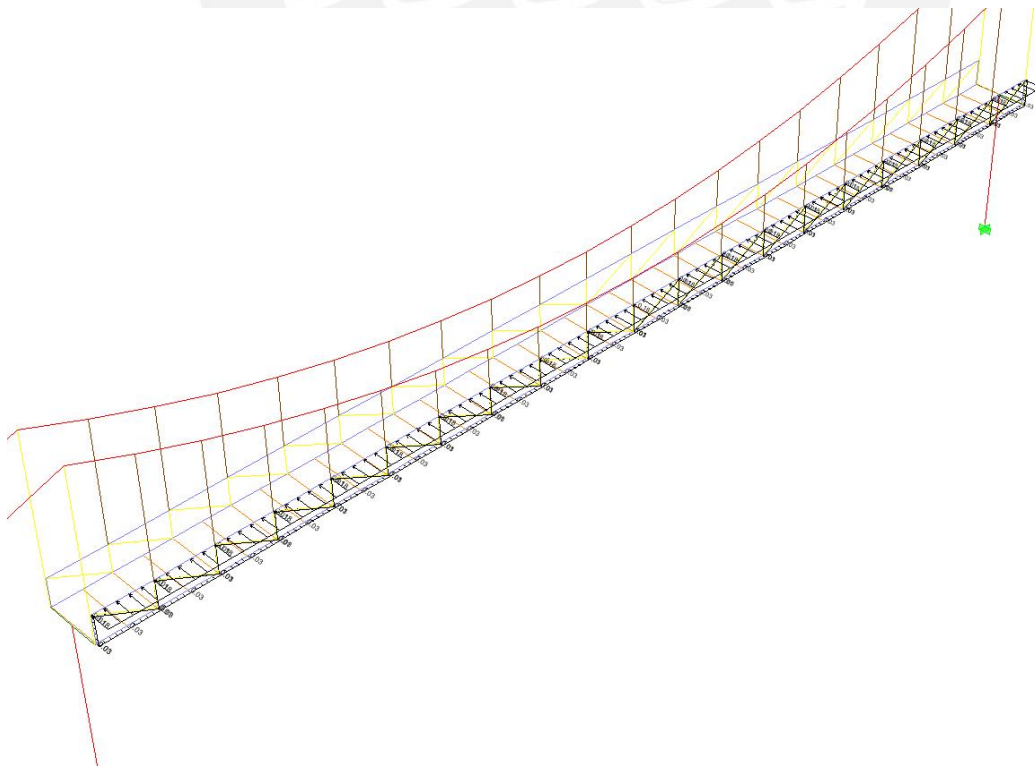
$$510 \text{ Kg/m} \times 0.75 = 382.5 \text{ Kg/m}$$

$$510 \text{ Kg/m} \times 0.25 = 127.5 \text{ Kg/m}$$

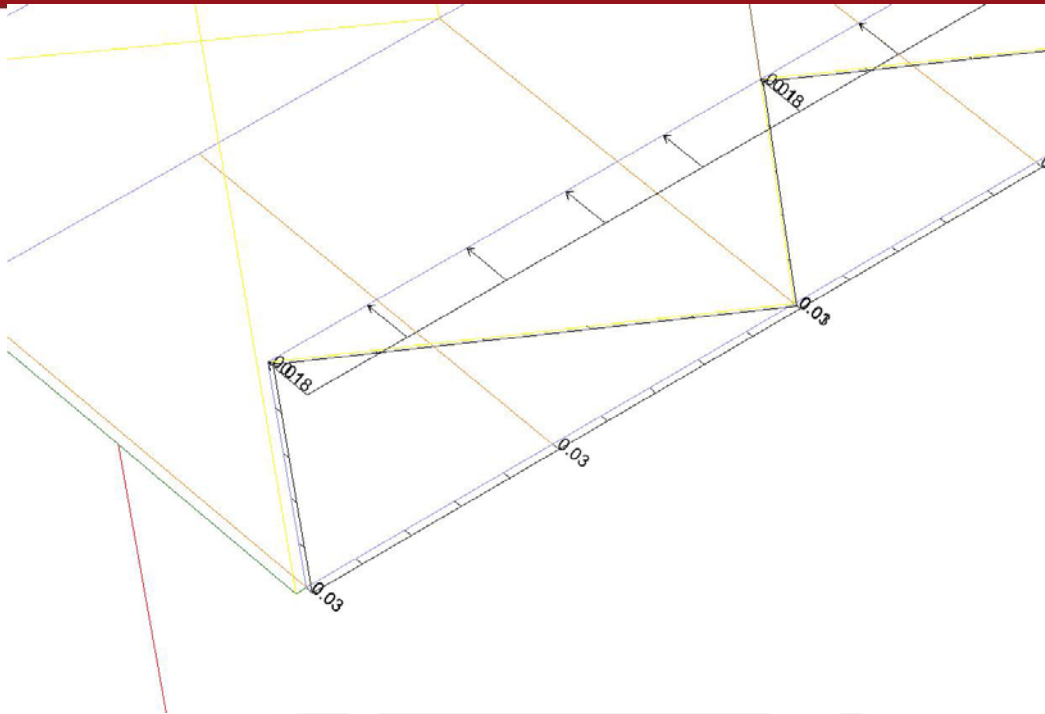
No se considera necesario hacer estudios de estabilidad aerodinámica cuando, de acuerdo a lo indicado en 2.4.3.10.5 del manual de Diseño de Puentes y en 3.8.3.1 de la Norma AASHTO, la relación luz/ancho del tablero es menor que 30. En este caso es 18.3.

4.4.5 Cambio de Temperatura

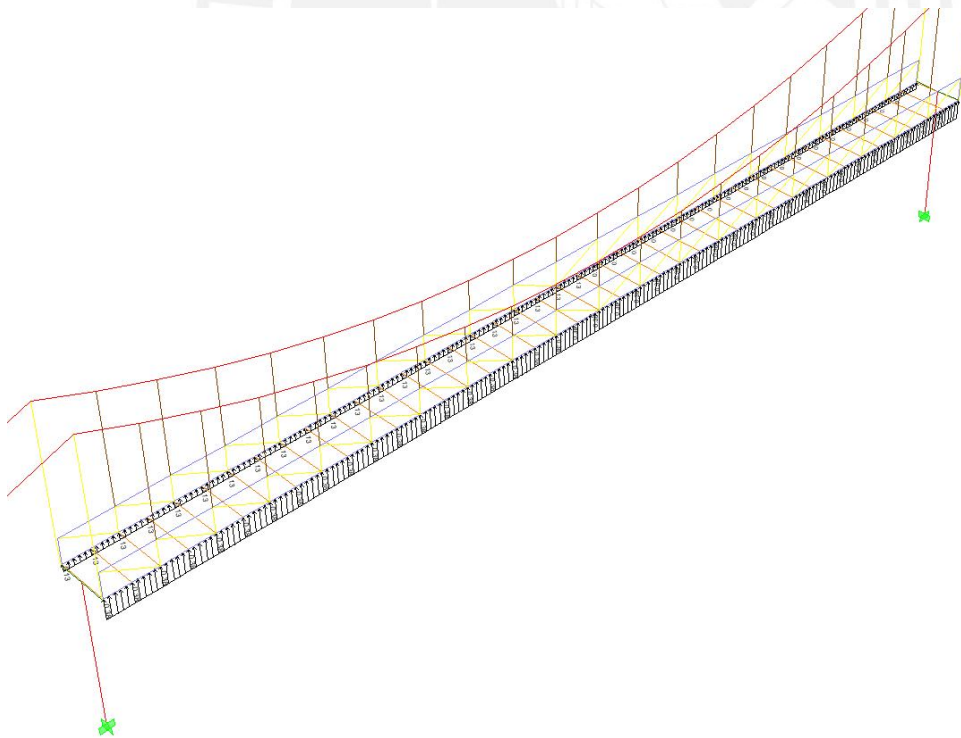
En este caso se ha tomado en cuenta una variación de 20°C y se han procedido a calcular los esfuerzos por este efecto.



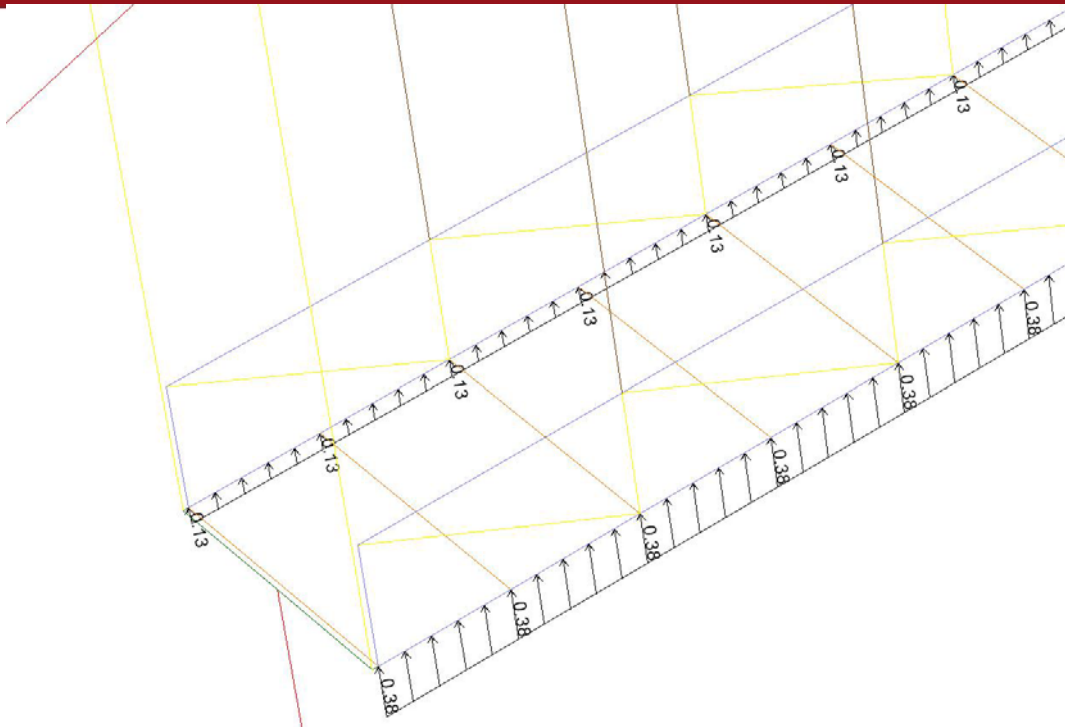
CARGAS DE VIENTO EN LA DIRECCION Y-Y – Figura 4.8



DETALLE DE CARGAS DE VIENTO EN LA DIRECCION Y-Y – Figura 4.9



CARGAS DE VIENTO EN LA DIRECCION Z-Z – Figura 4.10

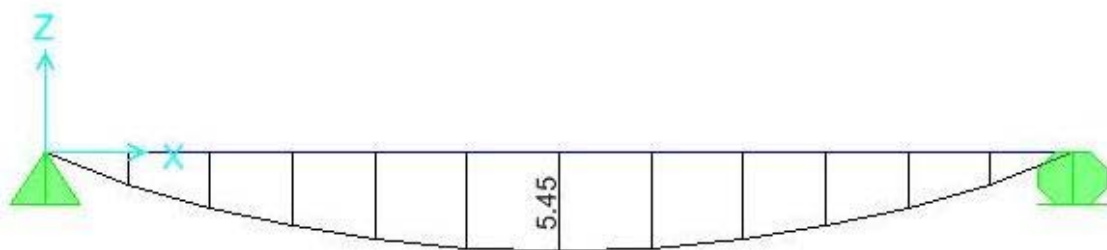


DETALLE DE CARGAS DE VIENTO EN LA DIRECCION Z-Z – Figura 4.11

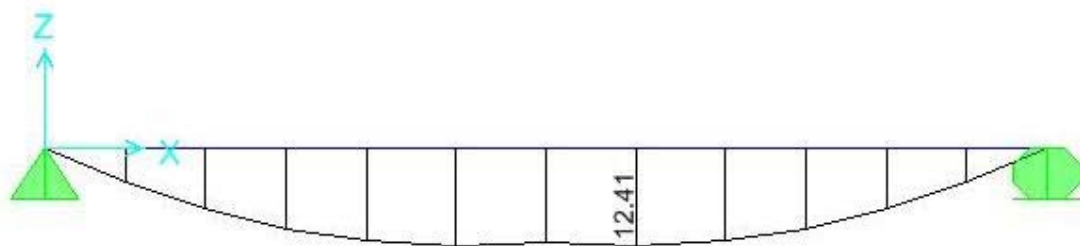
4.5 RESULTADOS

4.5.1 Viga soporte de Losa

Se muestran los diagramas de momentos, en txm , para el diseño de las vigas transversales.

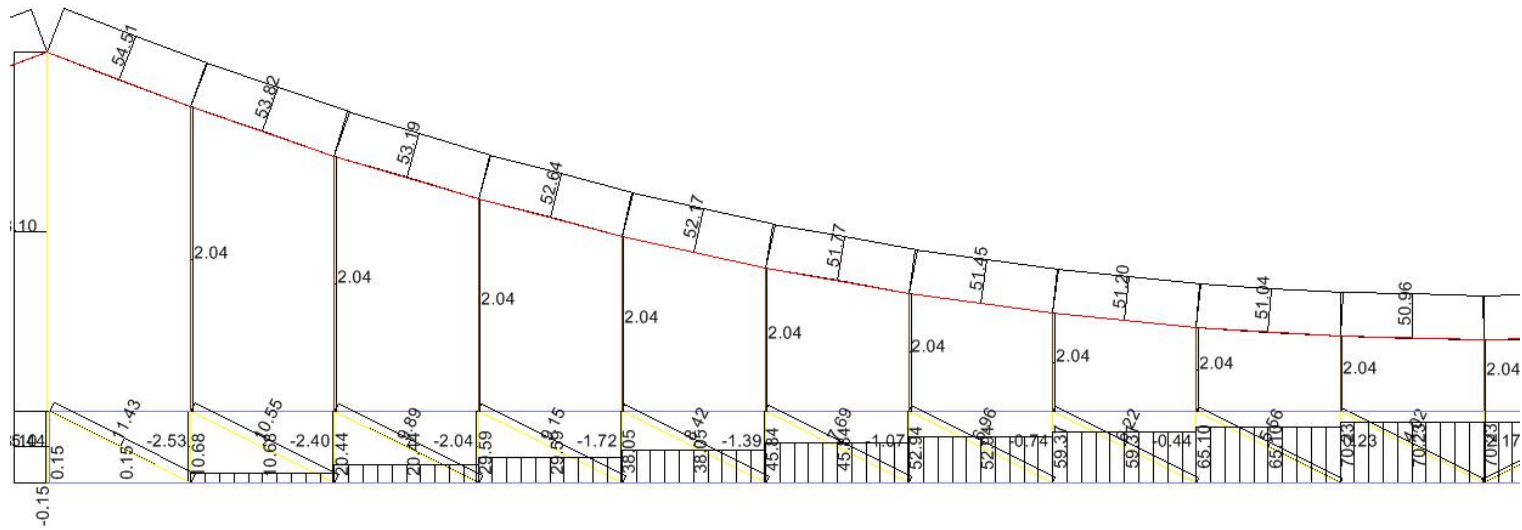


DMF – Cargas Permanentes

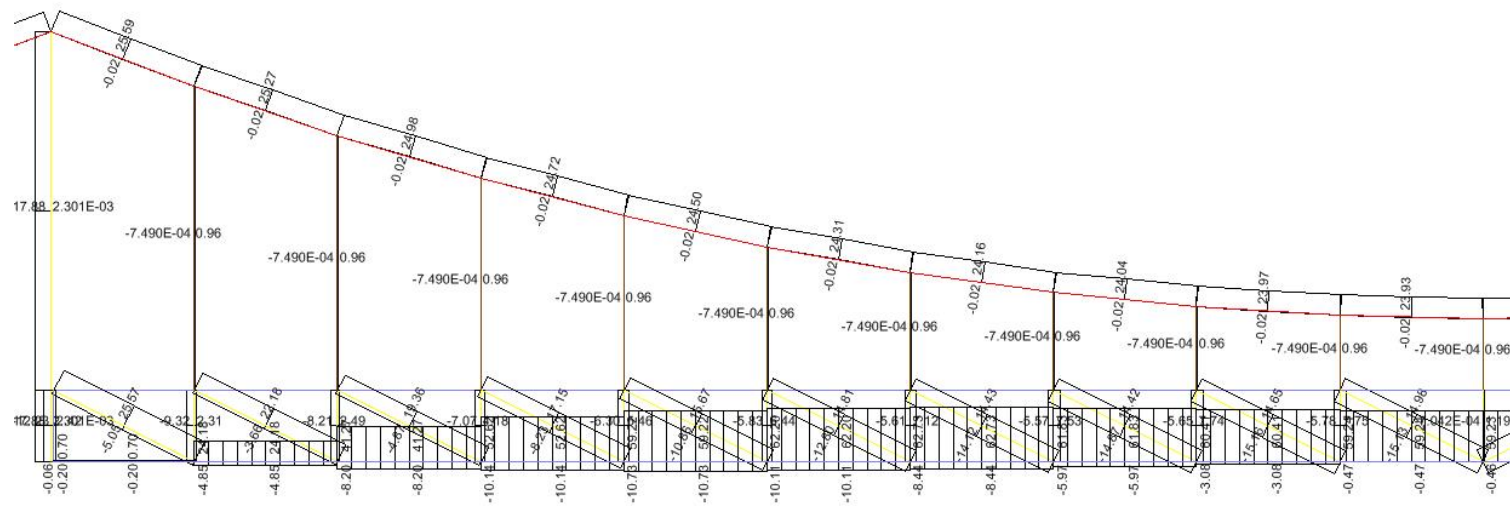


DMF – Sobrecarga

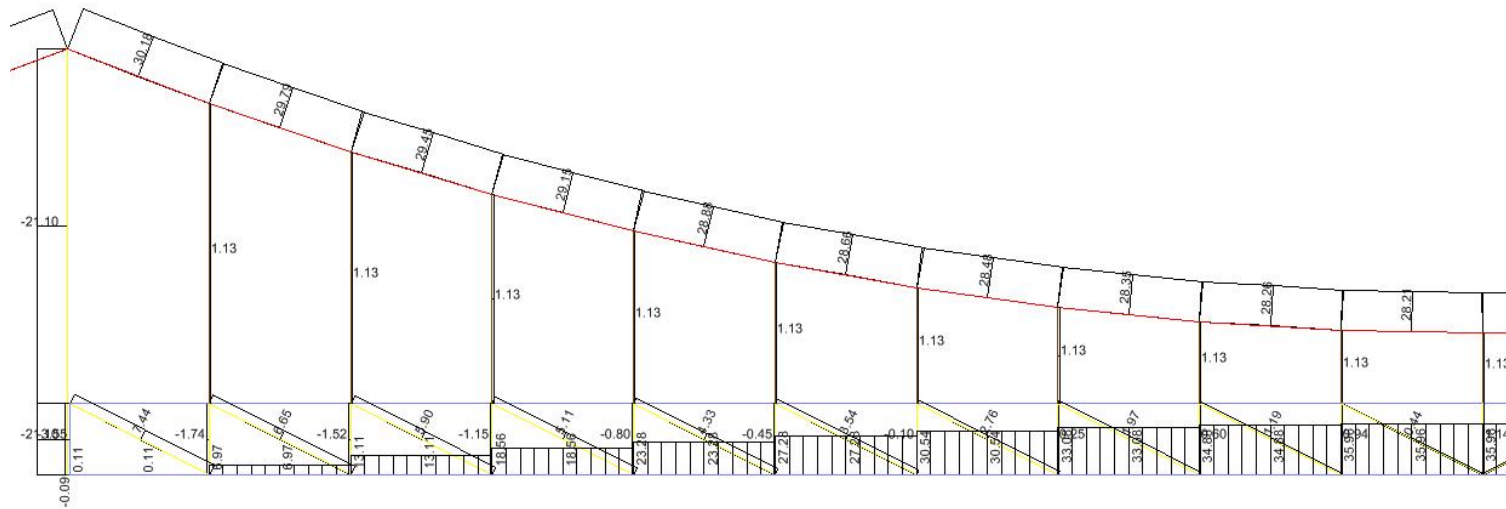
4.5.2.2 Sobrecarga HS20 – Repartida



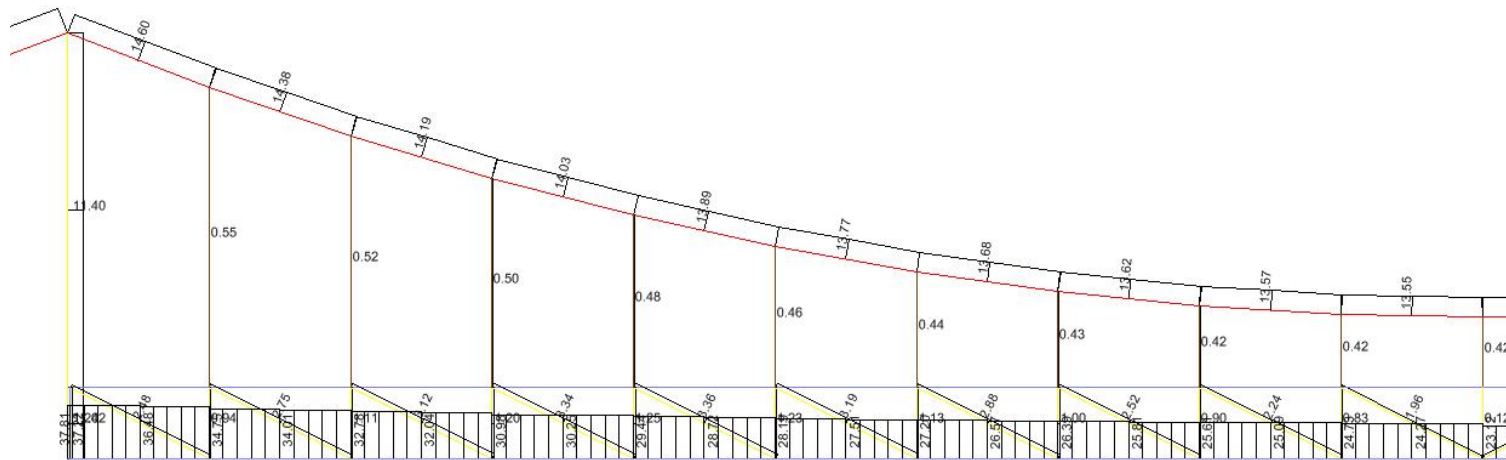
4.5.2.3 Sobrecarga HS20 - Puntual



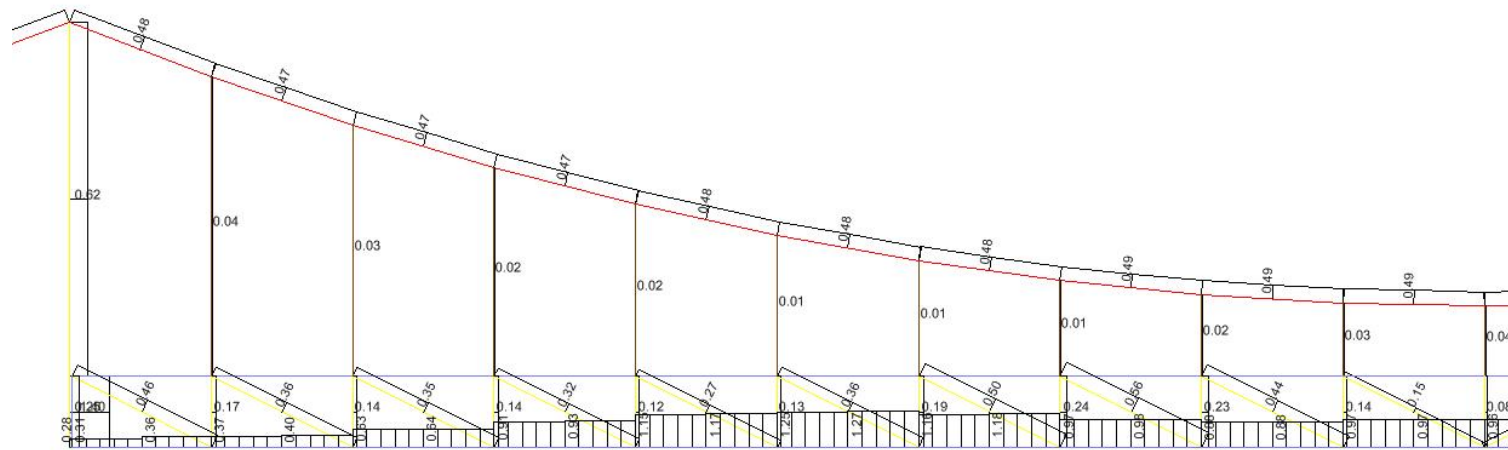
4.5.2.4 Sobrecarga de Veredas



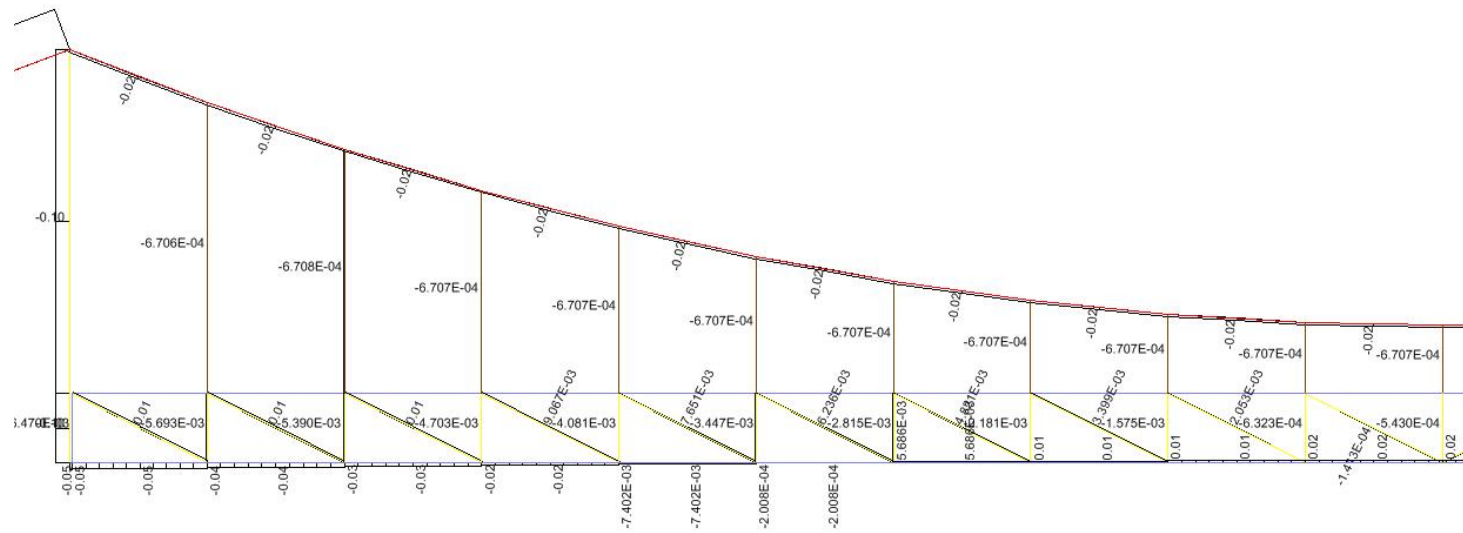
4.5.2.5 Sismo X-X



4.5.2.6 Sismo Y-Y



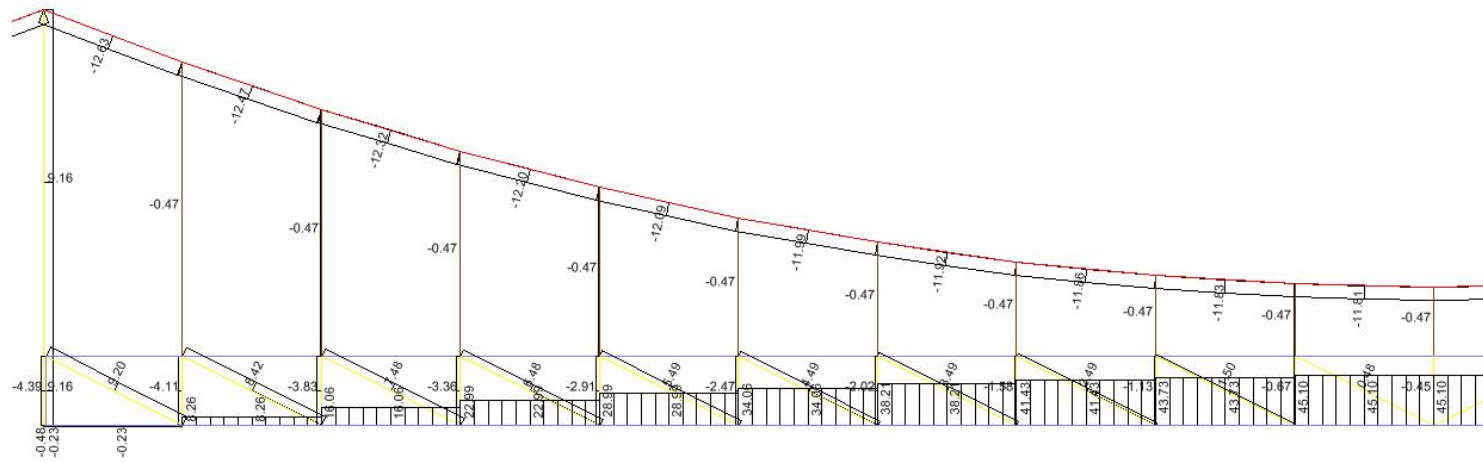
4.5.2.7 Viento Y-Y



4.5.2.8 Viento Z-Z

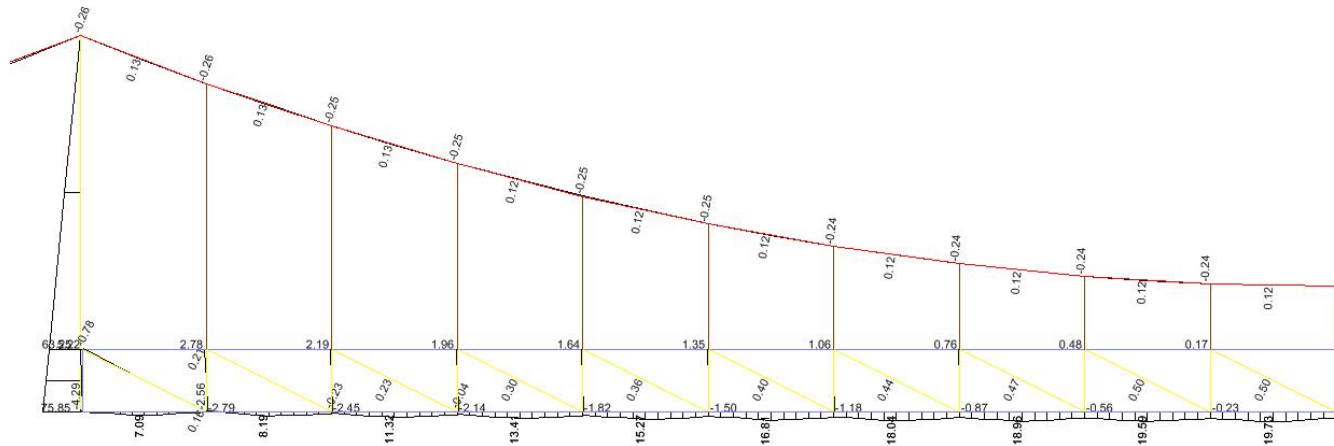


4.5.2.9 Cambio de Temperatura

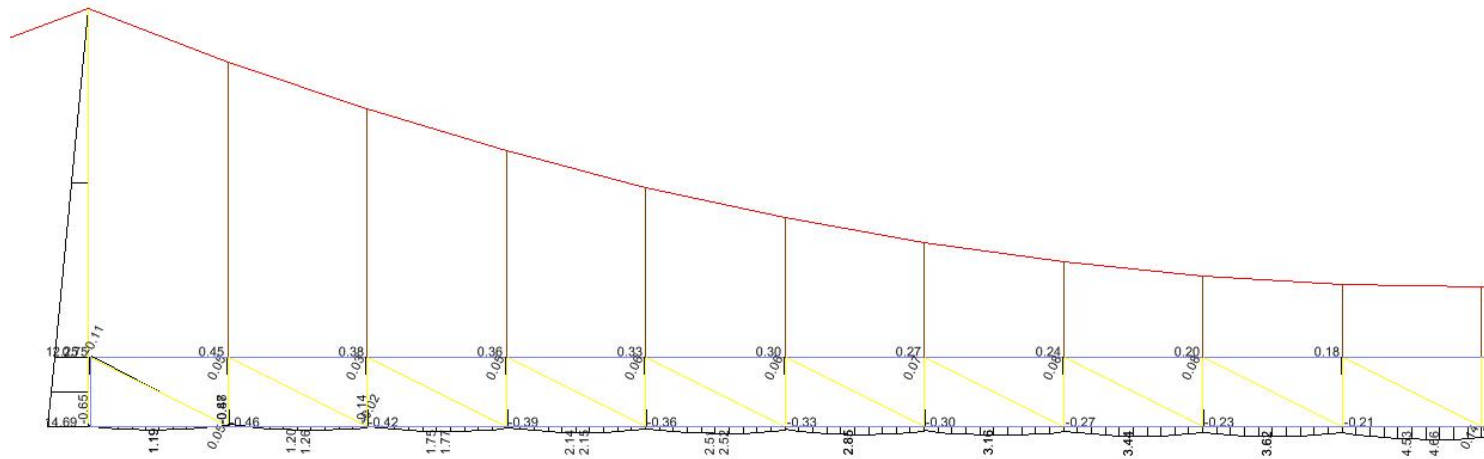


4.5.3 MOMENTOS FLECTORES EN LA ESTRUCTURA PRINCIPAL (en t·xm)

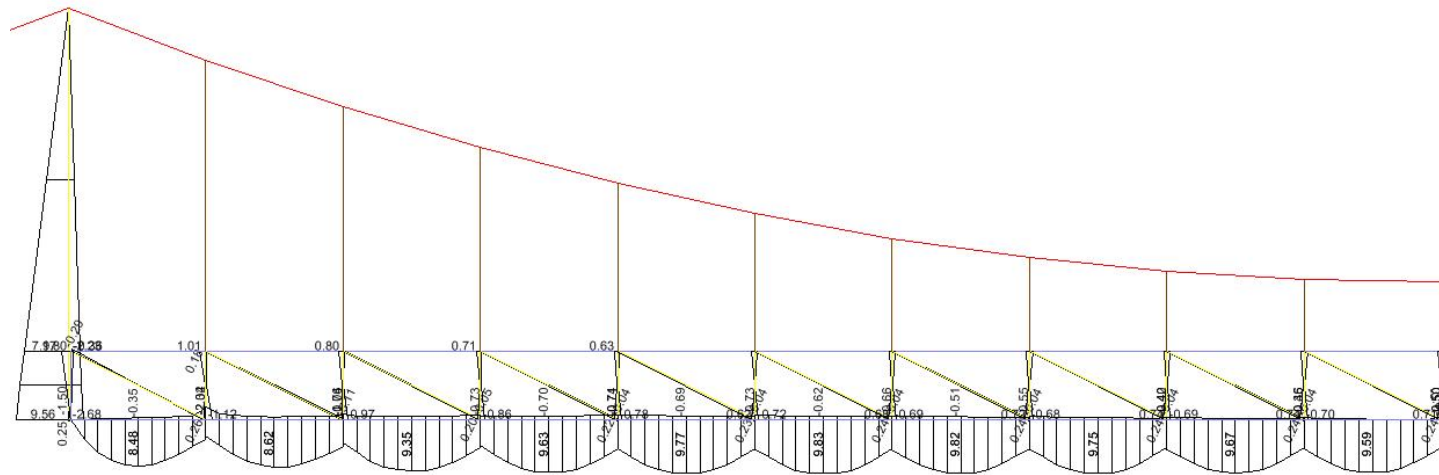
4.5.3.1 Cargas Permanentes: peso propio + losa de concreto +asfalto + vereda



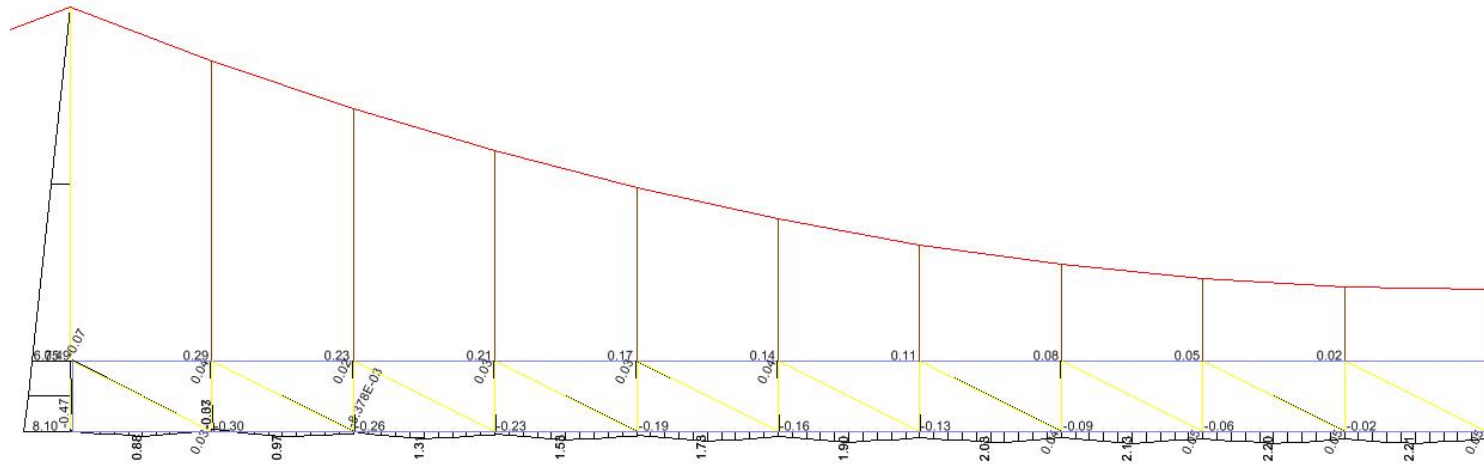
4.5.3.2 Sobrecarga HS20 – Repartida



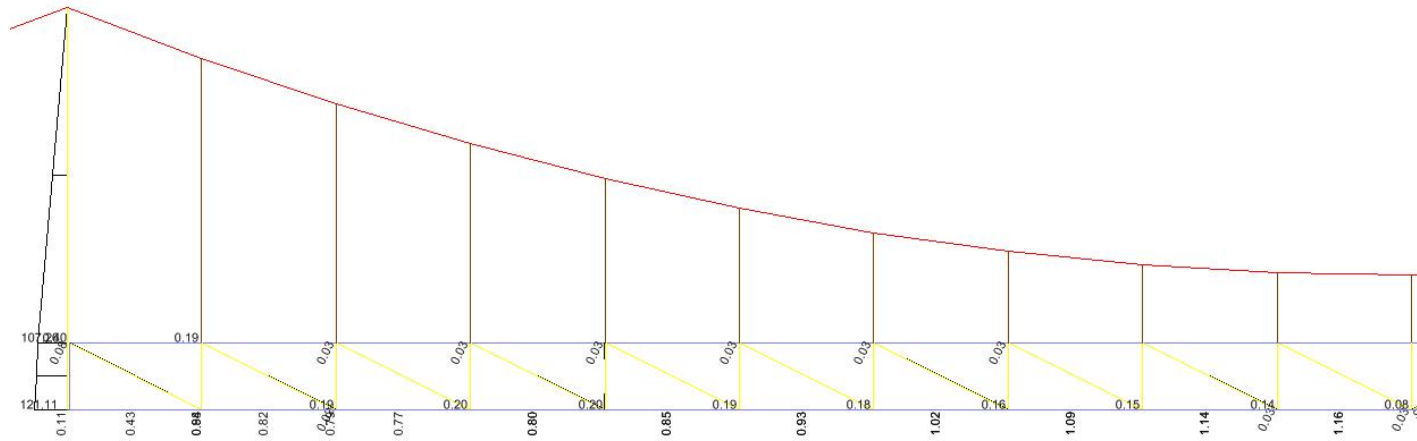
4.5.3.3 Sobrecarga HS20 - Puntual



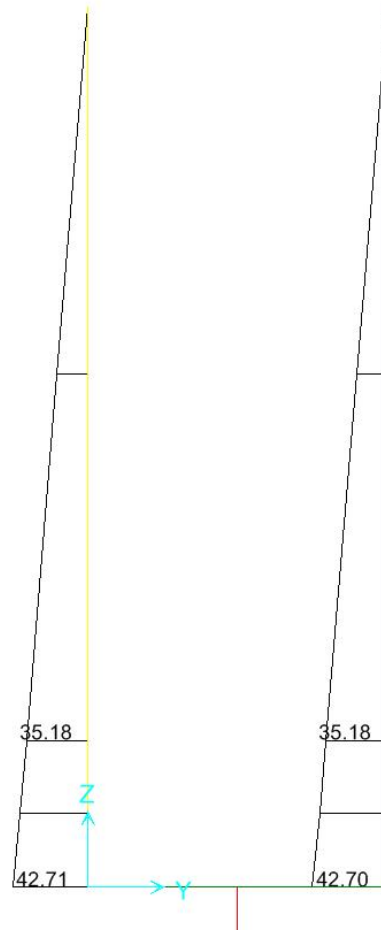
4.5.3.4 Sobrecarga de Veredas



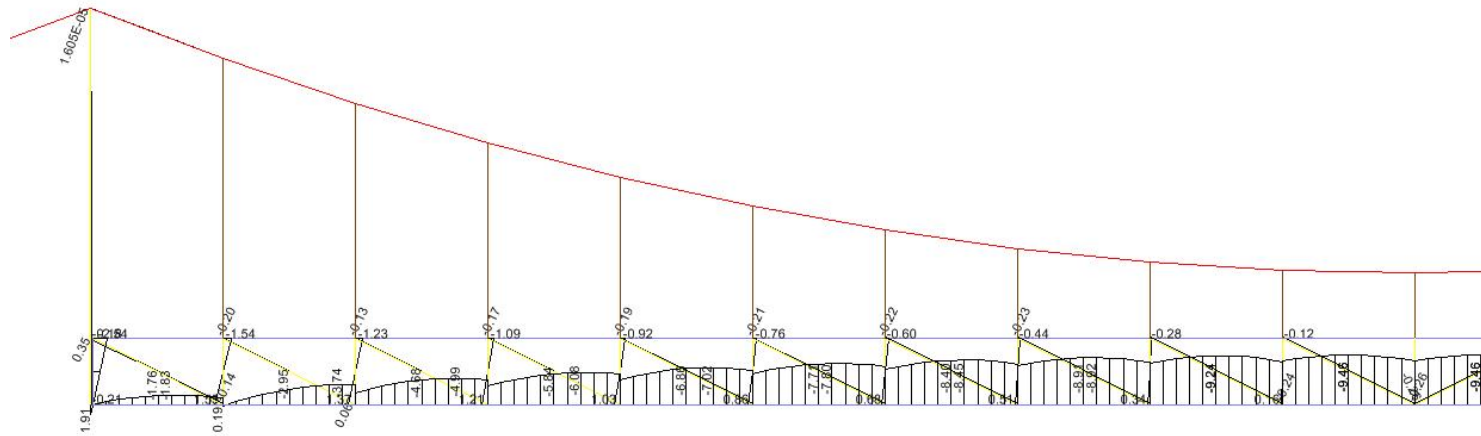
4.5.3.5 Sismo X-X



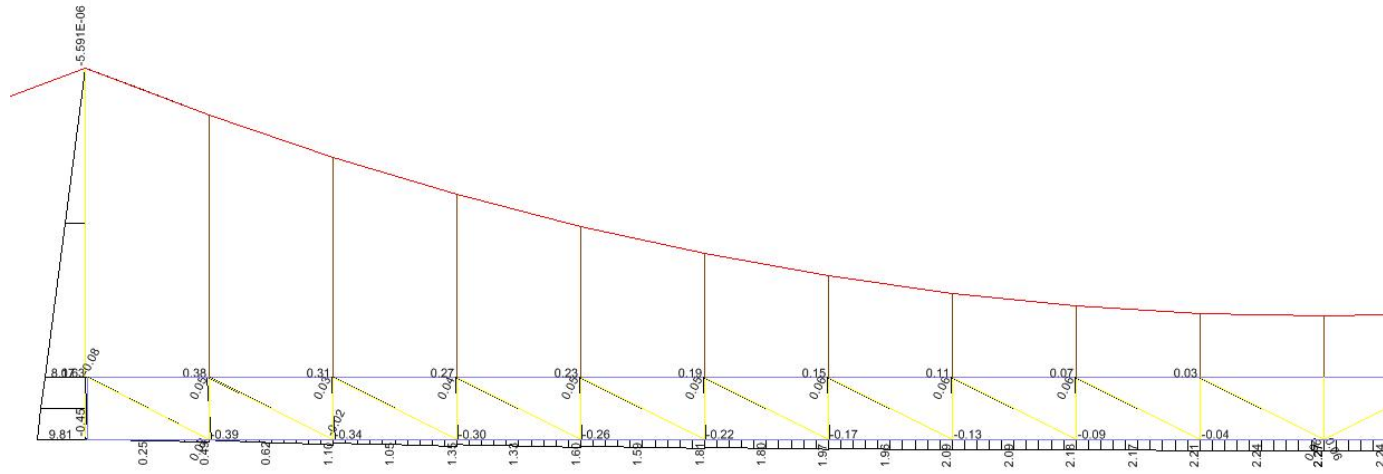
4.5.3.6 Sismo Y-Y



4.5.3.7 Viento Z-Z



4.5.3.8 Cambio de Temperatura



4.6 DISEÑO DE ELEMENTOS

4.6.1 Losa del tablero

Es una losa continua de concreto armado de 20 cm de espesor, de 5.45 m de ancho y apoyada sobre vigas metálicas de 30 cm de ancho, espaciadas cada 2.50m. El concreto es de resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y el acero es de grado 60, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

La relación de lados de la losa es:

$$\frac{a}{b} = \frac{5.45}{2.50} = 2.18 > 1.5 \Rightarrow \text{Losa armada en 1 sentido}$$

Por estar apoyada en vigas metálicas:

$$L = 2.50\text{m} - 0.30\text{m}/2 = 2.35\text{m} = 7.708 \text{ ft}$$

Para no verificar deflexiones en la losa, se recomienda:

$$h(ft) \geq \frac{L+10}{30} = \frac{7.708+10}{30} = 0.59 \text{ ft} = 18.0\text{cm}$$

Como el espesor escogido de la losa es 20cm, mayor que 18cm, no es necesario verificar deflexiones.

En 4.4.2 se muestra el tren de cargas correspondiente al camión HS20. Por ser la separación entre ejes del camión 4.30m mayor que la luz de la losa = 2.35m, el momento máximo de flexión en la losa se produce para un eje de ruedas colocado al centro de la luz. El ancho de distribución de la rueda del camión, para armadura paralela al sentido del tráfico, es:

$$E \text{ (ft)} = 4 + 0.06L = 4 + 0.06 \times 7.708\text{ft} = 4.462\text{ft} = 1.36\text{m}$$

Según se muestra en 4.4.2 la carga del eje de 2 ruedas es de 14550 kg. La carga por rueda dividida entre el ancho de distribución e incrementada en 33% por efecto de impacto es:

$$P = \frac{14550\text{kg}}{2 \times 1.36\text{m}} \times 1.33 = 7114.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

El momento máximo de flexión en la losa, afectado por un factor 0.8 por ser una losa continua, considerando la carga puntual y la sobrecarga repartida es:

$$M_L = \frac{7114.5 \times 2.35}{4} \times 0.8 + \frac{970 \times 2.35^2}{3 \times 8} \times 0.8 = 3522 \frac{\text{kgxm}}{\text{m}}$$

Para calcular el momento debido a cargas permanentes hallamos la carga actuante:

$$\text{Peso propio de la losa} = 0.20 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Asfalto} = 0.05\text{m} \times 2000 \text{ kg/m}^3 = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$w_D = 580 \text{ kg/m}^2$$

El momento máximo de flexión para cargas permanentes es:

$$M_D = \frac{580 \times 2.35^2}{8} \times 0.8 = 320 \frac{\text{kgxm}}{\text{m}}$$

El momento último para el diseño es:

$$M_u = 1.25M_D + 1.75M_L = 1.25 \times 320 + 1.75 \times 3522 = 6564 \frac{\text{kgxm}}{\text{m}}$$

$$d = 20\text{cm} - 6\text{cm} = 14\text{cm}$$

Para este momento último y peralte útil, se encuentra:

$$A_s = 14.07 \text{ cm}^2/\text{m} = \Phi 5/8'' @ 0.125\text{m}$$

Perpendicularmente a este refuerzo longitudinal con el eje del puente, debe colocarse un acero transversal de distribución, con $S = 2350\text{mm}$:

$$A_{st} = \frac{17.5}{\sqrt{S}} A_s = \frac{17.5}{\sqrt{2350}} 14.07 = 5.08 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = \phi 1/2'' @ 0.20\text{m}$$

4.6.2 Vigas de soporte de la losa

De acuerdo a lo indicado en 4.5.3, el momento de flexión total actuante sobre las vigas metálicas de soporte de la losa, considerando el efecto de impacto sobre la carga viva, es:

$$M_D = 5.45 \text{ txm}$$

$$M_L = 12.41 \text{ txm}$$

Luego, en condiciones de servicio:

$$M = 5.45 + 1.3 \times 12.41 = 21.583 \text{ txm}$$

El esfuerzo admisible en flexión para acero A-36 es:

$$F_b = 20 \text{ ksi} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

El modulo de sección necesario para la viga es:

$$S_b = \frac{M}{F_b} = \frac{21583 \times 100}{1400} = 1541.6 \text{ cm}^3 = 94.1 \text{ in}^3$$

Para el perfil W12x72 escogido, se tiene:

$$S_x = 97.4 \text{ in}^3 > 94.1 \Rightarrow \text{CONFORME}$$

4.6.3 Cable Principal

De acuerdo a lo indicado en 4.5.2, las fuerzas de tracción actuantes en el cable para las distintas condiciones de carga son:

Carga permanente	T = 281.70 t.
Carga viva vehicular	T = 54.51 t
Carga viva en veredas	T = 30.18 t
Sismo en X-X	T = 14.60 t
Sismo en Y-Y	T = 0.48 t
Cambio de temperatura	T = 12.63 t

El coeficiente de impacto, para la carga viva vehicular, es 0.33.

El viento produce fuerzas despreciables sobre el cable, como se encuentra en 4.5.2, por lo que no se han indicado.

En la determinación de la fuerza de tracción máxima de diseño no consideramos la sollicitación sísmica, porque el 30% de incremento en los esfuerzos admisibles cuando se considera el sismo hace que no sea crítica.

La tracción máxima actuante es:

$$T_{\max} = 281.70 + 54.51 \times 1.33 + 30.18 + 12.63 = 397.0 \text{ t}$$

Vamos a emplear 7 cables estructurales de diámetro nominal 1-3/4", de alambre helicoidal, Norma ASTM A586 con recubrimiento de zinc de clase A. La resistencia mínima de rotura de cada cable es 188 ton cortas, lo que da una resistencia total de rotura de:

$$T_u = 7 \times 188 = 1316 \text{ ton cortas} = 1196 \text{ ton.}$$

El factor de seguridad para el cable es de:

$$F.S. = 1196/397 = 3.01 > 3.0 \text{ CONFORME}$$

4.6.4 Péndolas

Para las péndolas empleamos en cada lado del puente 2 cables de 3/4" de diámetro, todos los cables de las mismas características ya indicadas para el cable principal.

Las cargas actuantes en cada una de las péndolas son:

	Φ 3/4"
Carga permanente	T = 9.94 t
Carga viva vehicular	T = 2.04 t
Carga viva en veredas	T = 1.13 t
Sismo en X-X	T = 0.55 t
Sismo en Y-Y	T = 0.04 t
Cambio de temperatura	T = 0.47 t

En la determinación de la fuerza de tracción máxima de diseño no consideramos la sollicitación sísmica, porque el 30% de incremento en los esfuerzos admisibles cuando se considera el sismo hace que no sea crítica.

La tracción máxima actuante es:

$$T_{\max} = 9.94 + 2.04 \times 1.33 + 1.13 + 0.47 = 14.25 \text{ t}$$

La resistencia mínima de rotura del cable de 3/4" es 34 ton cortas. Esto da una resistencia total de rotura para los 2 cables de 3/4" de:

$$T_u = 2 \times 34 = 68 \text{ ton cortas} = 61.8 \text{ ton.}$$

El factor de seguridad para el cable de 2 de 3/4" es de:

$$F.S. = 61.8/14.25 = 4.33 > 3.0 \text{ CONFORME}$$

4.6.5 Cámara de anclaje

Se construye una cámara de anclaje para los dos cables principales en cada lado del puente. La tracción máxima actuante en cada cable, calculada en 6.3, es:

$$T_{\max} = 2 \times 397 \text{ t} = 794 \text{ t}$$

Las componentes de esta fuerza de tracción son:

$$\text{Comp. Vertical hacia arriba} = V = 278.8 \text{ t}$$

$$\text{Comp. Horizontal} = H = 743.5 \text{ t}$$

El volumen de concreto de la cámara de anclaje es de 327.08 m³ más 61 m³ de relleno encima de la cámara de anclaje. Esto da un peso total de:

$$W = 327.08 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ t/m}^3 + 61 \text{ m}^3 \times 1.8 \text{ t/m}^3 = 785 + 110 = 895 \text{ t}$$

El coeficiente de seguridad al levantamiento del anclaje es:

$$\text{c.s.v.} = 895/278.8 = 3.2 \quad \text{CONFORME}$$

Para considerar la seguridad al desplazamiento horizontal, consideramos un coeficiente de fricción de 0.60 correspondiente a concreto sobre material gravoso y la resistencia ofrecida por el suelo correspondiente a un ángulo $\Phi = 32^\circ$.

$$E_R = (895 - 278.8) \times 0.6 + (0.5 \times 1.8 \times 4.8^2 \times 3.254) \times 8.3 = 929.8 \text{ t}$$

El coeficiente de seguridad al desplazamiento horizontal del anclaje es:

$$\text{c.s.d.} = 929.8/743.5 = 1.25 \quad \text{CONFORME}$$

Para calcular el anclaje de cada cable de 2" de diámetro, se tiene que en cada una de las siete unidades actúa una fuerza de tracción de:

$$T = 397 \text{ t} / 7 \text{ cables} = 56.7 \text{ t/cable}$$

Cada cable se va a anclar con dos varillas lisas de acero A-36, con un esfuerzo admisible de 20 ksi = 1400 kg/cm². El área necesaria de cada varilla es:

$$A_v = \frac{56700}{2 \times 1400} = 20.25 \text{ cm}^2$$

Como estas varillas van a ser fileteadas para emplearlas como pernos, buscamos en el Manual del AISC a que diámetro corresponde esta área en la zona fileteada. **Empleamos varillas redondas de 2-1/2" que tienen un área en la zona fileteada de 24.4 cm².**

El dispositivo de anclaje, para no producir aplastamiento sobre el concreto, tiene una dimensión de 40cm x 12cm x 6cm de espesor. La fuerza de tracción de 55 t produce sobre el concreto de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, una compresión de:

$$f_p = \frac{56700}{40 \times 12} = 118 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.56 f'_c < 0.7 f'_c \Rightarrow \text{CONFORME}$$

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Se ha presentado el procedimiento de diseño que deben tener estos puentes, particularmente los de luces intermedias, así como las características importantes y relaciones que deben cumplir para tener un comportamiento adecuado ante las sollicitaciones externas.
2. En los puentes de luces del orden de 400m, que corresponden a luces que se pueden presentar en ríos de nuestra selva, se necesitan comparaciones económicas entre puentes colgantes metálicos y puentes atirantados, de concreto ó de acero, para facilitar la elección del tipo adecuado de puente.
3. Aplicando el procedimiento anterior se pueden plantear comparaciones de soluciones para puentes de menor luz, de manera de que estableciendo los precios unitarios correspondientes a una ubicación particular, se pueda establecer la luz a partir de la cual los puentes colgantes son la solución económica.
4. Es necesario iniciar las investigaciones del comportamiento aerodinámico de puentes colgantes en túneles de viento, que es el procedimiento de análisis aceptado por las Normas para los casos en que las relaciones luz/ancho de tablero excedan de 30.

BIBLIOGRAFIA

1. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. 2004. Third Edition.
2. American TIGER BRAND Wire Rope. 1945. United States Steel Export Company, New York, USA.
3. Bangash MYH. Prototype bridge structures: analysis and design. Thomas Telford, London.
4. De Losada y Puga, Cristóbal. 1951. Curso de Análisis Matemático, Tomo I. Lima, Universidad Católica del Perú.
5. Gallegos, Héctor. LOS PUENTES COLGANTES EN EL PERU PRECOLOMBINO. El Ingeniero Civil, No. 55, pág. 4 a 12.
6. Granville, William. 1952. Cálculo Diferencial e Integral. Unión Tipográfica Editorial Hispano-Americana, México,
7. Lainez-Lozada, Pedro. 1996. Los Roebling y los puentes colgantes. El Ingeniero Civil, No. 103, Julio-Agosto 1996, pág. 14 a 18.
8. Lainez-Lozada, Pedro. Puentes de cables colgantes y atirantados. El Ingeniero Civil, No. 116, pág. 183 a 189.
9. MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES. 2003. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, Dirección de Normatividad Vial. Lima, Julio 2003.
10. Preston, H Kent. 1960. Practical Prestressed Concrete. McGraw-Hill Book Company, INC, New York.
11. PUENTE DE ANGOSTURA, sobre el Rio Orinoco. 1967. Ministerio de Obras Públicas. Venezuela
12. Quiroga. 1958. Puentes, Apuntes de Clase. Universidad Nacional de Ingeniería.
13. Ravara, Artur. 1969. DINAMICA DE ESTRUTURAS. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, Novembro de 1962.
14. ROEBLING Wire Rope and Fittings. 1943. John A. Roebling's Sons Company, Trenton, New Jersey.
15. Ryall MJ, Parke GAR and Harding JE. Manual of Bridge Engineering. The Institution of Civil Engineers.
16. Squier EG. 1877. Peru: Incidents of Travel and Explorations in the Land of the Incas. AMS Press Inc, New York.
17. Salvadori, Mario and Levy, Matthys. 1992. WHY BUILDINGS FALL DOWN. W. W. Norton & Company, New York.
18. Steinman DB. 1929. A PRACTICAL TREATISE ON SUSPENSION BRIDGES Their Design, Construction and Erection. John Wiley & Sons Inc.
19. Timoshenko S. 1954. Resistencia de Materiales. Primera Parte. ESPASA-CALPE S.A., Madrid.
20. Walter, René. 1988. Cable stayed bridges. Thomas Telford, London.



World's Longest Bridge Spans

Longest Bridge Spans are categorised in following tables according to the structural type of the main span. The number given in the span columns is a centre to centre distance of supports, piers, towers or pylons in metres. If the lengths of several spans in one bridge are equal, it is mentioned in Notes column. Year means the year of completion or intended completion if known.

Chronological List

1. Suspension Bridges

No.	Bridge	Span	Location	Country	Year	Notes
1	Akashi-Kaikyo	1991	Kobe-Naruto	Japan	1998	
2	Great Belt East	1624	Korsor	Denmark	1998	
3	Runyang	1490	Zhenjiang-Yangzhou	China	2005	
4	Humber	1410	Kingston-upon-Hull	UK	1981	
5	Jiangyin	1385	Jiangsu	China	1999	
6	Tsing Ma	1377	Hong Kong	China	1997	
7	Verrazano-Narrows	1298	New York, NY	USA	1964	
8	Golden Gate	1280	San Francisco, CA	USA	1937	
9	Höga Kusten	1210	Kramfors	Sweden	1997	
10	Mackinac	1158	Mackinaw City, MI	USA	1957	
11	Minami Bisan-seto	1100	Kojima-Sakaide	Japan	1988	
12	Fatih Sultan Mehmet	1090	Istanbul	Turkey	1988	
13	Bosporus	1074	Istanbul	Turkey	1973	
14	George Washington	1067	New York, NY	USA	1931	
15	Kurushima-3	1030	Onomichi-Imabari	Japan	1999	
16	Kurushima-2	1020	Onomichi-Imabari	Japan	1999	
17	Ponte 25 de Abril	1013	Lisbon	Portugal	1966	
18	Forth Road	1006	Edinburgh	UK	1964	
19	Kita Bisan-seto	990	Kojima-Sakaide	Japan	1988	
20	Severn	988	Bristol	UK	1966	
21	Yicang	960	Hubei	China	2001	
22	Shimotsui-seto	940	Kojima-Sakaide	Japan	1988	
23	Xiling	900	Sanxia	China	1996	

<http://www.hut.fi/Units/Departments/R/Bridge/longspan.html>

16/07/2002

24	Boca Tigris-1	888	Humen	China	1997	
25	Ohnaruto	876	Kobe-Naruto	Japan	1985	
26	Volgograd	874	Volga River	Russia	1955	*)
27	Tacoma	853	Puget Sound, WA	USA	1950	
28	Askoy	850	Bergen	Norway	1992	
29	Innoshima	770	Onomichi-Imabari	Japan	1983	
30	Akinada	750	Hiroshima	Japan	1999	
31	Semipalatinsk	750	Irtys River	Kazakhstan	2000	
32	New Carquinez Strait	728	California	USA	2002	
33	Zaporoze	720	Dniepr River	Ukraine	1979	
34	Hakucho	720	Muroran	Japan	1998	
35	Angostura	712	Ciudad Bolivar	Venezuela	1967	
36	Kanmon	712	Honshu-Kyushu	Japan	1973	
37	Transbay	704	San Francisco, CA	USA	1936	2 spans
38	Bronx-Whitestone	701	New York, NY	USA	1939	
*)	Dismantled					
Updated 29.6.2001		Copyright © 2002 Juhani Virola		Maintained byLBE		

<http://www.hut.fi/Units/Departments/R/Bridge/longspan.html>

16/07/2002





Designation: A 586 – 04a

Standard Specification for Zinc-Coated Parallel and Helical Steel Wire Structural Strand¹

This standard is issued under the fixed designation A 586; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope*

1.1 This specification covers zinc-coated steel wire structural strand, for use where a high-strength, high-modulus, multiple-wire tension member is desired as a component part of a structure. The strand is available with parallel or helical wire construction.

1.1.1 The strand is available with several zinc coating classes and with two strength grades, as described in Section 4.

1.2 The strand is furnished with Class A weight zinc-coated wires throughout. It can be furnished with Class B weight or Class C weight zinc-coated outer wires where additional corrosion protection is required.

1.3 The values stated in inch-pound units are to be regarded as the standard.

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:²

- A 90/A 90M Test Method for Weight [Mass] of Coating on Iron or Steel Articles with Zinc or Zinc-Alloy Coatings
- A 902 Terminology Relating to Metallic Coated Steel Products
- B 6 Specification for Zinc

3. Terminology

3.1 See Terminology A 902 for definition of terms related to metallic-coated steel wire and strand.

3.2

3.2.1 *outer wires (of strand), n*—those wires in the one outer-most layer of the wires composing the strand.

4. Classification

4.1 The wire strand is classified as follows.

4.1.1 *Breaking Strength* is expressed as Grade 1 or Grade 2 for strand having a Class A zinc coating on the outer wires of

the strand. Strand with heavier coating on the outer wires is available in only one grade.

4.1.2 *Coating Weight* is expressed as Class A, Class B, or Class C, based on the weight of coating on the outer wires in the strand. All inner wires have a Class A coating.

5. Ordering Information

5.1 Orders for material under this specification shall include the following information:

- 5.1.1 Description of the product, as helical steel wire strand or parallel steel wire strand,
- 5.1.2 Length of strand,
- 5.1.3 Nominal diameter of strand (Table 1 and Table 2),
- 5.1.4 Coating class for outer wires (Table 3),
- 5.1.5 Grade, for strand with Class A coating on outer wires,
- 5.1.6 For helical strand, whether prestretched or nonprestretched,
- 5.1.7 Mechanical tests if required (see 9.5 and 11.1),
- 5.1.8 Special packaging requirements (14.1),
- 5.1.9 Inspection (12.1 and 13.1), and
- 5.1.10 ASTM Designation and year of issue, as ASTM A 586 – ____.

NOTE 1—A typical ordering description is as follows: 2500 ft, 1 in., galvanized helical strand, Class A coating, Grade 1, on wooden reels, to ASTM Specification A 586 – ____.

6. Material

6.1 *Base Metal*—The base metal shall be carbon steel made by the open-hearth, basic-oxygen, or electric-furnace process and of such quality that the finished strand and the hard-drawn individual zinc-coated wires coated by the hot-dip or electrolytic process shall have the properties and characteristics as prescribed in this specification.

6.2 *Zinc*—The slab zinc when used shall conform to Specification B 6.

7. Physical Requirements for Wire Physical Requirements for Wire

7.1 Tensile Properties:

7.1.1 The zinc-coated wire used in the parallel wire strand shall, prior to fabrication, conform to the mechanical properties in Table 4. In this case the prestretching provision of the test sample of 7.1.2 is not permitted.

¹ This specification is under the jurisdiction of ASTM Committee A05 on Metallic-Coated Iron and Steel Products, and is the direct responsibility of Subcommittee A05.12 on Wire Specifications.

Current edition approved November 1, 2004. Published November 2004. Originally approved in 1968. Last previous edition approved in 2004 as A 586 - 04.

² For referenced ASTM standards, visit the ASTM website, www.astm.org, or contact ASTM Customer Service at service@astm.org. For *Annual Book of ASTM Standards* volume information, refer to the standard's Document Summary page on the ASTM website.

*A Summary of Changes section appears at the end of this standard.

Copyright © ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2950, United States.

1

Copyright by ASTM Int'l (all rights reserved);

Reproduction authorized per License Agreement with CARMELA VILLANUEVA (PONTIFICIA UNIV); Fri Sep 22 15:54:02 EDT 2006

A 586 – 04a

TABLE 1 Properties of Zinc-Coated Steel Structural Strand

Nominal Diameter, in.	Minimum Breaking Strength in Tons of 2000 lb				Approx Gross Metallic Area, in. ²	Approx Weight, lb/ft
	Grade 1		Grade 2			
	Class A Coating Throughout	Class A Coating Inner Wires, Class B Coating Outer Wires	Class A Coating Inner Wires, Class C Coating Outer	Class A Coating Throughout		
1/8	15.0	14.5	14.2	17.3	0.15	0.52
3/16	19.0	18.4	18.0	21.9	0.19	0.66
1/4	24.0	23.3	22.8	27.6	0.23	0.82
5/16	29.0	28.1	27.5	33.4	0.28	0.99
3/8	34.0	33.0	32.3	39.1	0.34	1.2
7/16	40.0	38.8	38.0	46.0	0.40	1.4
1/2	46.0	44.6	43.7	52.9	0.46	1.6
9/16	54.0	52.4	51.3	62.1	0.53	1.9
1	61.0	59.2	57.9	70.2	0.60	2.1
1 1/16	69.0	66.9	65.5	79.4	0.68	2.4
1 1/8	78.0	75.7	74.1	89.7	0.78	2.7
1 1/4	86.0	83.4	81.7	98.9	0.85	3.0
1 1/2	96.0	94.1	92.2	110	0.94	3.3
1 3/8	106	104	102	122	1.0	3.6
1 3/4	116	114	111	133	1.1	4.0
1 7/8	126	123	121	145	1.2	4.3
1 5/8	138	135	132	159	1.4	4.7
1 9/8	150	147	144	173	1.5	5.1
1 5/4	162	159	155	186	1.6	5.6
1 3/2	178	172	169	202	1.7	6.0
1 3/4	188	184	180	216	1.8	6.4
1 7/4	202	198	194	232	2.0	6.9
1 5/2	216	212	207	248	2.1	7.4
1 1/2	230	226	221	265	2.3	7.9
1 1/2	245	241	236	282	2.4	8.4
2 1/16	261	257	253	300	2.6	8.9
2 1/8	277	273	269	319	2.7	9.5
2 1/4	293	289	284	337	2.9	10
2 1/2	310	305	301	357	3.0	11
2 3/8	327	322	317	376	3.2	11
2 3/4	344	339	334	396	3.4	12
2 5/8	360	355	349	414	3.6	12
2 3/2	376	370	365	432	3.8	13
2 5/4	392	386	380	451	3.9	14
2 7/8	417	411	404	480	4.1	14
2 3/2	432	425	419	497	4.3	15
2 3/4	452	445	438	520	4.5	16
2 5/4	484	488	479	568	5.0	17
3	538	530	522	619	5.4	19
3 1/8	584	575	566	672	5.9	21
3 1/4	625	616	606	719	6.3	24
3 3/8	673	663	653	774	6.8	26
3 1/2	724	714	702	833	7.4	28
3 3/4	788	757	745	883	7.9	28
3 5/8	822	810	797	945	8.4	30
3 7/8	878	865	852	1010	9.0	32
4	925	911	897	1080	9.6	34

7.1.2 The zinc-coated wire used in the helical wire strand shall conform to the mechanical properties in Table 4 prior to fabrication. The wire test sample shall be prestretched, at the manufacturer's option to 55 % of the minimum tensile strength specified in Table 4 prior to conducting the tests.

7.1.3 The tensile strength and the stress at 0.7 % extension shall be based on the actual cross-sectional area of the finished wire, including the zinc coating.

7.1.4 *Test Specimens*—The test specimens shall be free of bends or kinks other than the curvature resulting from the usual coiling operation. The hand straightening necessary to permit insertion of the specimen in the jaws of the testing machine

shall be performed by drawing between wood blocks or by some other equally satisfactory means.

7.2 *Stress at 0.7 % Extension Under Load*—The value of stress at 0.7 % extension under load shall be determined by one of the following procedures, depending on the type of extensometer used:

7.2.1 *Non-Autographic Extensometer*—When a non-autographic extensometer is used to measure the 0.7 % extension, it shall have a gage length of 10 in. [254 mm], and it shall be so graduated that the smallest division corresponds to a strain not larger than 0.0001 in./in. [0.0001 mm/mm] of gage length. Apply a load corresponding to the tensile stress

A 586 - 04a

TABLE 2 Properties of Zinc-Coated Steel Structural Strand

Nominal Diameter, mm	Approximate Minimum Breaking Strength in Kilonewtons				Approx Gross Metallic Area, mm ²	Approx Weight, kg/m
	Grade 1		Grade 2			
	Class A Coating Throughout	Class A Coating Inner Wires, Class B Coating Outer Wires	Class A Coating Inner Wires, Class C Coating Outer Wires	Class A Coating Throughout		
12.7	133	129	126	153	97	0.77
14.3	169	164	160	194	120	0.96
15.9	214	207	203	248	150	1.2
17.5	258	250	245	297	180	1.5
19.1	302	294	287	348	220	1.8
20.6	356	345	338	409	260	2.1
22.2	409	397	389	471	300	2.4
23.8	480	466	456	552	340	2.8
25.4	543	527	515	624	390	3.1
27.0	614	595	583	706	440	3.5
28.6	684	673	659	788	490	4.0
30.2	765	742	727	880	550	4.4
31.8	854	837	820	979	610	4.9
33.3	943	925	907	1090	660	5.4
34.9	1030	1010	988	1180	730	5.9
36.5	1120	1090	1080	1290	800	6.5
38.1	1230	1200	1170	1410	870	7.0
39.7	1330	1310	1280	1540	950	7.6
41.3	1440	1410	1380	1650	1000	8.3
42.9	1570	1530	1500	1800	1100	8.9
44.5	1670	1640	1600	1920	1200	9.6
46.0	1800	1760	1730	2060	1300	10
47.6	1920	1890	1840	2210	1400	11
49.2	2050	2010	1970	2360	1500	12
50.8	2190	2140	2120	2510	1500	13
52.4	2320	2290	2250	2670	1600	13
54.0	2460	2430	2390	2840	1700	14
55.6	2610	2570	2530	3000	1900	15
57.2	2780	2710	2680	3180	2000	16
58.7	2910	2860	2820	3350	2100	17
60.3	3060	3020	2970	3520	2200	18
61.9	3200	3160	3100	3680	2300	19
63.5	3350	3290	3250	3840	2400	20
65.1	3490	3430	3380	4010	2500	21
66.7	3710	3660	3590	4270	2700	22
68.3	3840	3790	3730	4420	2800	23
69.9	4020	3960	3900	4630	2900	24
73.0	4390	4320	4260	5050	3200	26
76.2	4790	4720	4640	5510	3500	28
79.4	5200	5120	5040	5980	3800	31
82.6	5560	5480	5390	6400	4100	33
85.7	5990	5900	5810	6890	4400	36
88.9	6440	6350	6250	7410	4700	38
92.1	6830	6730	6630	7860	5100	41
95.3	7310	7210	7090	8410	5400	44
98.4	7810	7700	7580	8990	5800	47
102	8230	8100	7980	9430	6200	50

indicated in Table 5, using the nominal diameter of the specimen. Maintain this load while a 10-in. extensometer is attached and adjusted to the initial setting shown in Table 5. Then increase the load uniformly until the extensometer indicates an extension of 0.07 in. [1.78 mm] or 0.7 % extension. Record the load for this extension. The stress corresponding to this load shall meet the requirements for the stress of 0.7 % extension specified in Table 4, depending on the class of coating under consideration. Hold the specimen at 0.7 % extension under load and remove the extensometer used to measure the stress at 0.7 % extension; then replace it with an elongation extensometer. Continue the application of load until

fracture occurs. Record the elongation attained from the elongation extensometer and add to it 0.7 % obtained from the stress at 0.7 % extensometer to get the total elongation.

7.2.2 *Autographic Extensometer*—When an autographic extensometer is used, it shall have a gage length of at least 2 in. [50.8 mm] and the magnification of strain shall not be less than 250. Apply a load, corresponding to the tensile stress indicated in Table 5, using the nominal diameter of the specimen. Maintain this load and attach the extensometer. Then increase the load uniformly until the extension recorded by the extensometer is at least 0.7 %. Determine the load at 0.7 % extension from the load-strain curve. The stress corresponding to

A 586 - 04a

TABLE 3 Minimum Weight of Coating

Nominal Diameter of Coated Wire		Weight of Zinc Coating, min					
		oz/ft ² of Uncoated Wire Surface			g/m ² of Uncoated Wire Surface		
in.	mm	Class A Coating	Class B Coating	Class C Coating	Class A Coating	Class B Coating	Class C Coating
0.040 to 0.061, incl	1.016 to 1.549, incl	0.40	0.80	1.20	122	244	366
0.062 to 0.079, incl	1.575 to 2.007, incl	0.50	1.00	1.50	153	305	458
0.080 to 0.092, incl	2.032 to 2.337, incl	0.60	1.20	1.80	183	366	549
0.093 to 0.103, incl	2.362 to 2.616, incl	0.70	1.40	2.10	214	427	641
0.104 to 0.119, incl	2.642 to 3.023, incl	0.80	1.60	2.40	244	488	732
0.120 to 0.142, incl	3.048 to 3.607, incl	0.85	1.70	2.55	259	519	778
0.143 to 0.187, incl	3.632 to 4.750, incl	0.90	1.80	2.70	275	549	824
0.188 and larger ^a	4.775 and larger ^a	1.00	2.00	3.00	305	610	915

^aThis is not to imply that larger wire will be manufactured to any unlimited diameter. It only implies that the wire sizes chosen by the strand manufacturer must meet the requirements of this specification.

TABLE 4 Mechanical Requirements

Zinc Coating Class	Nominal Diameter		Stress at 0.7 % Extension Under Load, min		Tensile Strength, min		Total Elongation in 10 in. or 250 mm, min, %
			psi	MPa	psi	MPa	
A	0.040 to 0.110	1.016 to 2.794	150 000	1030	220 000	1520	2.0
	0.111 and larger ^a	2.820 and larger ^a	180 000	1100	220 000	1520	4.0
B	0.090 and larger ^a	2.286 and larger ^a	150 000	1030	210 000	1450	4.0
	0.090 and larger ^a	2.286 and larger ^a	140 000	970	200 000	1380	4.0

^aThis is not to imply that larger wire will be manufactured to any unlimited diameter. It only implies that the wire sizes chosen by the strand manufacturer must meet the requirements of this specification.

TABLE 5 Initial Settings for Determining Stress at 0.7 % Extension

Nominal Diameter		Initial Stress		Initial Setting of Extensometer, in./in. or mm/mm
		ksi	MPa	
0.040 to 0.069, incl	1.070 to 2.26, incl	14	100	0.0005 (0.05 % extension)
0.090 to 0.119, incl	2.29 to 3.02, incl	28	190	0.0010 (0.10 % extension)
0.120 and larger	3.05 and larger ^a	42	290	0.0015 (0.15 % extension)

^aThis is not to imply that larger wire will be manufactured to any unlimited diameter. It only implies that the wire sizes chosen by the strand manufacturer must meet the requirements of this specification.

this load shall meet the requirements for stress at 0.7 % extension prescribed in Table 4, depending on the class of coating under consideration. Hold the specimen at 0.7 % extension under load and remove the extensometer used to measure the stress at 0.7 % extension; then replace it with an elongation extensometer. Continue the application of load until fracture occurs. Record the elongation attained from the elongation extensometer and add to it 0.7 % obtained from the stress at 0.7 % extensometer to get the total elongation.

NOTE 2—The extensometer used for the stress at 0.7 % extension and the elongation extensometer may be the same instrument. Two separate instruments are advisable since the more sensitive stress at 0.7 % extensometer that could be damaged when the wire fractures may be removed following the determination of the 0.7 % extension. The elongation extensometer may be constructed with less sensitive parts or be constructed in such a way that little damage would result if fracture occurs while the extensometer is attached to the specimen.

7.3 Elongation—In determining total elongation (elastic plus plastic extension) use either autographic or extensometer methods. If fracture takes place outside the middle third of the gage length, the elongation value obtained is not necessarily representative of the material.

7.4 Tensile Strength—The tensile strength is determined from the maximum load during the total elongation test.

7.5 Ductility of Steel—The zinc-coated wire, prior to fabrication into strand, shall be capable of being wrapped two turns in a close helix at a rate not exceeding 15 turns per minute around a cylindrical steel mandrel equal to three times the nominal diameter of the wire under test without fracture of the wire.

7.6 Weight of Zinc Coating—The weight of zinc coating on the individual wires prior to fabrication of strand shall be not less than that specified in Table 3.

7.7 Adherence of Coating—The zinc-coated wire, prior to fabrication into strand, shall be capable of being wrapped two turns in a close helix at a rate not exceeding 15 turns per minute around a cylindrical steel mandrel equal to five times the nominal diameter of the wire under test without cracking or flaking the zinc coating to such an extent that any zinc can be removed by rubbing with the bare fingers. Loosening or detachment during the adherence test of superficial small particles of zinc formed by mechanical polishing of the surface of zinc-coated wire shall not be considered cause for rejection.

A 586 – 04a

7.8 If any sample breaking within the grips or the jaws of the testing machine results in values below the specified limits for tensile strength, stress at 0.7 % extension or elongation, the results shall be considered invalid and retesting shall be required.

7.8.1 If any test fails to meet the minimum value required, two additional tests shall be made on samples of wire from the same coil or reel and if failure occurs in either of these tests, the coil or reel shall be rejected. If both of these tests pass, the coil or reel shall be accepted.

7.9 *Finish*—The zinc-coated wire surface shall be free of imperfections not consistent with good commercial practice. The coating shall be continuous and reasonably uniform.

Note 3—It is recognized that the surface of heavy zinc coatings, particularly those produced by the hot-dip galvanizing process, are not perfectly smooth and not devoid of irregularities.

8. Test for Coating Weight

8.1 The weight of the zinc coating shall be determined by a stripping test made on the individual wires prior to fabrication of strand, in accordance with Test Method A 90/A 90M.

9. Strand

9.1 The zinc-coated strand shall consist of layers of wire about a center wire. The number of layers and number and size of wires in each layer shall be determined by the manufacturer.

9.2 The minimum breaking strength of helical strand properties are shown in Table 1 and Table 2. Specifically dimensioned strand bigger than 4 in. [101.6 mm] may be employed provided that the breaking strength, gross metallic area, and weight per unit length are defined. The properties of parallel wire strand shall be as agreed upon between the purchaser and the manufacturer.

9.3 When specified, the helical strand shall be prestretched under tension of not more than 55 % of the breaking strength listed in Table 1 and Table 2.

9.4 The modulus of elasticity shall be as shown in Table 6.

9.5 If specified, a test for modulus of elasticity shall be made on each manufactured length of strand. The modulus of elasticity shall be determined from gage length of not less than 100 in. [2.54 m] and shall be computed on the sum of the gross metallic cross-sectional areas of the wire making up the strand, including the zinc coating. Throughout the range from 10 % to

50 % of the breaking strength listed in Table 1 and Table 2, the modulus of elasticity shall not be less than the value shown in Table 6.

10. Joints and Splices

10.1 The wires shall be made in such lengths that the helical strands can be manufactured with no splices or joints in the finished outer wires. Welds made in the outer wires prior to drawing are permitted. Splicing of the inner wires during the stranding operation is permissible. Joints in the wires of strand shall be dispersed sufficiently so as to maintain the minimum breaking strength as listed in Table 1 and Table 2. When joints are necessary in any wires, they shall be made in accordance with best known acceptable practices and shall be recoated in a workmanlike manner with zinc or a lead-zinc compound containing a minimum of 50 % zinc.

11. Sampling and Testing

11.1 If specified, a test sample shall be taken from each manufactured length of strand and tested to the minimum breaking strength. If it fails to meet the minimum breaking strength requirement, and has not broken in the cone or grips, two additional samples shall be cut from the same manufactured length and tested. If either additional sample fails the retest for breaking strength, the manufactured length in question shall be rejected. If both of these two samples pass the retest for breaking strength, the manufactured length in question shall be accepted. Any test, however, which fails due to faulty attaching of the sockets shall be disregarded.

12. Inspection

12.1 All tests and inspection shall be made at the place of manufacture unless otherwise specified and shall be so conducted as not to interfere unnecessarily with the operations of the works. The manufacturer shall afford the inspector representing the purchaser all reasonable facilities to satisfy him that the material is being furnished in accordance with this specification.

13. Certification

13.1 When specified in the purchase order or contract, a producer's or supplier's certification shall be furnished to the purchaser that the material was manufactured, sampled, tested, and inspected in accordance with this specification and has been found to meet the requirements. When specified in the purchase order or contract, a report of the test results shall be furnished.

14. Packaging

14.1 Structural strand shall be packaged in coils or on reels at the discretion of the manufacturer unless otherwise specified. Strand shall be packaged in such a manner so that no permanent deformation of wires in the strand will occur.

15. Keywords

15.1 structural strand; zinc-coated strand

TABLE 6 Minimum Moduli of Elasticity of Prestretched Structural Strand

Nominal Diameter Strand		Minimum Modulus—Class A Coating ^a	
in.	mm	ksi	MPa
1/2 to 2 1/2	12.70 to 63.50	24 000	165 500
2 1/2 and larger	63.50 and larger	23 000	158 800

^aFor Class B or Class C weight of zinc-coated outer wires, reduce minimum modulus 1000 ksi or 6900 MPa.





Designation: A 603 – 98 (Reapproved 2003)

Standard Specification for Zinc-Coated Steel Structural Wire Rope¹

This standard is issued under the fixed designation A 603; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

This standard has been approved for use by agencies of the Department of Defense.

1. Scope

1.1 This specification covers zinc-coated steel structural wire rope, prestretched or nonprestretched for use where a high-strength, relatively flexible prefabricated zinc-coated multiple-wire tension member is desired as a component part of a structure.

1.2 The wire rope is furnished with Class A weight zinc-coated wires throughout. It can be furnished with Class B weight or Class C weight zinc-coated outer wires or Class B weight or Class C weight zinc-coated wires throughout where additional corrosion protection is required.

1.3 The values stated in inch-pound units are to be regarded as the standard. The values given in brackets are for information only.

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

A 90/A 90M Test Method for Weight (Mass) of Coating on Iron or Steel Articles with Zinc or Zinc-Alloy Coatings²

A 902 Terminology Relating to Metallic Coated Steel Products²

B 6 Specification for Zinc (Slab Zinc)³

3. Terminology

3.1 *Definitions*—For definitions of terms used in this specification, see Terminology A 902.

4. Ordering Information

4.1 Orders for material under this specification shall include the following information:

4.1.1 Length of wire rope,

4.1.2 Nominal diameter of wire rope (Tables 1-4),

4.1.3 Prestretched (see 8.3) or nonprestretched,

4.1.4 Coating-weight class if other than Class A (Table 5),

4.1.5 Mechanical tests if required (see 10.1),

4.1.6 Special packaging requirements (Section 13), and

4.1.7 Inspection (Section 12).

5. Materials and Manufacture

5.1 *Base Metal*—The base metal shall be carbon steel made by the open-hearth, basic-oxygen, or electric-furnace process and of such quality that the finished wire rope and the hard-drawn individual zinc-coated wires coated by the hot-dip or electrolytic process shall have the properties and characteristics as prescribed in this specification.

5.2 *Zinc*—The slab zinc when used shall conform to Specification B 6 or better.

6. Physical Properties

6.1 Tensile Properties:

6.1.1 The zinc-coated wire used in the wire rope shall conform to the mechanical properties in Table 6 prior to fabrication, but the wire test sample may be prestretched to 55 % of the minimum tensile strength specified in Table 6 prior to conducting the tests.

6.1.2 The tensile strength and the stress at 0.7 % extension shall be based on the actual cross-sectional area of the finished wire, including the zinc coating.

6.1.3 *Test Specimens*—The test specimens shall be free of bends or kinks other than the curvature resulting from the usual coiling operation. The hand straightening necessary to permit insertion of the specimen in the jaws of the testing machine shall be performed by drawing between wood blocks or by some other equally satisfactory means.

6.2 *Stress at 0.7 % Extension Under Load*—The value of stress at 0.7 % extension under load shall be determined by one of the following procedures, depending on the type of extensometer used:

6.2.1 *Non-Autographic Extensometer*—When a non-autographic extensometer is used to measure the 0.7 % extension, it shall have a gage length of 10 in. [254 mm], and it shall be so graduated that the smallest division corresponds to a strain not larger than 0.0001 in./in. [0.0001 mm/mm] of gage length. Apply a load corresponding to the tensile stress indicated in Table 5, using the nominal diameter of the specimen. Maintain this load while a 10-in. extensometer is attached and adjusted to the initial setting shown in Table 5.

¹ This specification is under the jurisdiction of ASTM Committee A05 on Metallic-Coated Iron and Steel Products and is the direct responsibility of Subcommittee A05.12 on Wire Specifications.

Current edition approved April 10, 2003. Published June 2003. Originally approved in 1970. Last previous edition approved in 1998 as A 603 – 98.

² Annual Book of ASTM Standards, Vol 01.06.

³ Annual Book of ASTM Standards, Vol 02.04.

A 603 – 98 (2003)

TABLE 1 Properties of Single-Class Zinc-Coated Steel Structural Wire Rope (Inch-Pound Units)

Nominal Diameter, in.	Minimum Breaking Strength in Tons of 2000 lb			Approximate Gross Metallic Area, in. ²	Approximate Weight/lb
	Class A Coating Throughout	Class B Coating Throughout	Class C Coating Throughout		
3/8	6.5	6.2	5.9	0.085	0.24
7/16	8.8	8.4	8.0	0.091	0.32
1/2	11.5	11.0	10.5	0.119	0.42
9/16	14.5	13.8	13.2	0.147	0.53
5/8	18.0	17.2	16.4	0.182	0.65
11/16	21.5	20.5	19.5	0.221	0.79
3/4	26.0	24.8	23.6	0.268	0.95
13/16	30.0	28.6	27.3	0.311	1.10
7/8	35.0	33.4	31.8	0.361	1.28
15/16	40.0	38.2	36.4	0.414	1.47
1	45.7	43.6	41.5	0.471	1.67
1 1/8	57.8	55.1	52.5	0.598	2.11
1 1/4	72.2	68.9	65.6	0.745	2.64
1 3/8	87.8	83.8	79.8	0.908	3.21
1 1/2	104.0	99.2	94.5	1.078	3.82
1 5/8	123.0	117.0	112.0	1.270	4.51
1 3/4	143.0	136.0	130.0	1.470	5.24
1 7/8	164.0	156.0	149.0	1.690	6.03
2	186.0	177.0	169.0	1.920	6.85
2 1/8	210.0	200.0	191.0	2.170	7.73
2 1/4	235.0	224.0	214.0	2.420	8.66
2 3/8	261.0	249.0	237.0	2.690	9.61
2 1/2	288.0	275.0	262.0	2.970	10.60
2 5/8	317.0	302.0	288.0	3.270	11.82
2 3/4	347.0	331.0	315.0	3.580	12.74
2 7/8	379.0	362.0	344.0	3.910	13.90
3	412.0	393.0	374.0	4.250	15.11
3 1/4	475.0	453.0	432.0	5.040	18.00
3 1/2	555.0	529.0	504.0	5.830	21.00
3 3/4	640.0	611.0	582.0	6.670	24.00
4	730.0	696.0	664.0	7.590	27.00

TABLE 2 Properties of Single-Class Zinc-Coated Steel Structural Wire Rope (SI Units)

Nominal Diameter, mm	Minimum Breaking Strength in Metric Tons			Approximate Gross Metallic Area, mm ²	Approximate Weight/m, kg
	Class A Coating Throughout	Class B Coating Throughout	Class C Coating Throughout		
9.53	5.9	5.8	5.4	41.9	0.36
11.11	8.0	7.8	7.3	58.7	0.48
12.70	10.4	10.0	9.5	78.8	0.62
14.29	13.2	12.5	12.0	94.8	0.79
15.88	16.3	15.6	14.9	117.4	0.97
17.46	19.5	18.6	17.7	142.8	1.18
19.05	23.6	22.5	21.4	172.9	1.41
20.64	27.2	25.9	24.8	200.7	1.64
22.23	31.8	30.3	28.8	232.9	1.90
23.81	36.3	34.7	33.0	267.1	2.19
25.40	41.5	39.8	37.6	303.9	2.48
28.58	52.4	50.0	47.6	384.5	3.14
31.75	65.5	62.5	59.5	480.7	3.93
34.93	79.7	76.0	72.4	584.6	4.78
38.10	94.3	90.0	85.7	694.2	5.68
41.28	112.0	106.0	101.0	819.4	6.71
44.45	130.0	124.0	118.0	948.4	7.80
47.63	149.0	142.0	135.0	1090.4	8.97
50.80	169.0	161.0	153.0	1238.8	10.19
53.98	190.0	182.0	173.0	1400.1	11.50
57.15	213.0	203.0	194.0	1561.4	12.89
60.33	237.0	226.0	215.0	1735.6	14.30
63.50	261.0	249.0	238.0	1916.2	15.77
66.68	288.0	274.0	261.0	2109.8	17.29
69.85	315.0	300.0	286.0	2309.8	18.96
73.03	344.0	328.0	312.0	2522.7	20.68
76.20	374.0	356.0	340.0	2742.1	22.48
82.55	431.0	411.0	392.0	3251.8	26.78
88.90	504.0	480.0	458.0	3761.5	31.25
95.25	581.0	554.0	528.0	4303.5	35.71
101.60	662.0	632.0	602.0	4897.1	40.18

A 603 – 98 (2003)

TABLE 3 Properties of Multi-Class Zinc-Coated Steel Structural Wire Rope (Inch-Pound Units)

Nominal Diameter, in.	Minimum Breaking Strength in Tons of 2000 lb			Approximate Gross Metallic Area, in. ²	Approximate Weight/lb, lb
	Class A Coating Throughout	Class B Coating Outer Wires Class A Coating Inner Wire	Class C Coating Outer Wires Class A Coating Inner Wire		
3/8	6.5	6.3	6.1	0.085	0.24
7/16	8.8	8.5	8.2	0.091	0.32
1/2	11.5	11.1	10.7	0.119	0.42
9/16	14.5	14.0	13.5	0.147	0.53
5/8	18.0	17.4	16.8	0.182	0.65
11/16	21.5	20.8	20.0	0.221	0.79
3/4	26.0	25.1	24.2	0.268	0.95
13/16	30.0	29.0	28.0	0.311	1.10
7/8	35.0	33.8	32.6	0.361	1.28
15/16	40.0	38.6	37.3	0.414	1.47
1	45.7	44.1	42.6	0.471	1.67
1 1/8	57.8	55.8	53.9	0.598	2.11
1 1/4	72.2	69.7	67.3	0.745	2.64
1 3/8	87.8	84.8	81.8	0.908	3.21
1 1/2	104.0	100.0	96.9	1.078	3.82
1 5/8	123.0	120.0	117.0	1.270	4.51
1 3/4	143.0	140.0	136.0	1.470	5.24
1 7/8	164.0	160.0	156.0	1.690	6.08
2	186.0	182.0	177.0	1.920	6.85
2 1/8	210.0	205.0	200.0	2.170	7.73
2 1/4	235.0	230.0	224.0	2.420	8.66
2 3/8	261.0	255.0	249.0	2.690	9.61
2 1/2	288.0	281.0	275.0	2.970	10.60
2 5/8	317.0	310.0	302.0	3.270	11.62
2 3/4	347.0	339.0	331.0	3.590	12.74
2 7/8	379.0	372.0	365.0	3.910	13.90
3	412.0	405.0	397.0	4.250	15.11
3 1/4	475.0	468.0	457.0	5.040	18.00
3 1/2	555.0	545.0	534.0	5.830	21.00
3 3/4	640.0	628.0	616.0	6.670	24.00
4	730.0	717.0	703.0	7.590	27.00

Then increase the load uniformly until the extensometer indicates an extension of 0.07 in. [1.78 mm] or 0.7 % extension. Record the load for this extension. The stress corresponding to this load shall meet the requirements for the stress of 0.7 % extension specified in Table 6, depending on the class of coating under consideration. Hold the specimen at 0.7 % extension under load and remove the extensometer used to measure the stress at 0.7 % extension; then replace it with an elongation extensometer. Continue the application of load until fracture occurs. Record the elongation attained from the elongation extensometer and add to it 0.7 % obtained from the stress at 0.7 % extensometer to get the total elongation.

6.2.2 Autographic Extensometer—When an autographic extensometer is used, it shall have a gage length of at least 2 in. [50.8 mm] and the magnification of strain shall not be less than 250. Apply a load, corresponding to the tensile stress indicated in Table 5, using the nominal diameter of the specimen. Maintain this load and attach the extensometer. Then increase the load uniformly until the extension recorded by the extensometer is at least 0.7 %. Determine the load at 0.7 % extension from the load-strain curve. The stress corresponding to this load shall meet the requirements for stress at 0.7 % extension prescribed in Table 6, depending on the class of coating under consideration. Hold the specimen at 0.7 % extension under load and remove the extensometer used to measure the stress at 0.7 % extension; then replace it with an elongation extensometer. Continue the application of load until fracture occurs. Record the elongation attained from the

elongation extensometer and add to it 0.7 % obtained from the stress at 0.7 % extensometer to get the total elongation.

NOTE 1—The extensometer used for the stress at 0.7 % extension and the elongation extensometer may be the same instrument. Two separate instruments are advisable in that the more sensitive stress at 0.7 % extensometer which could be damaged when the wire fractures, may be removed following the determination of the 0.7 % extension. The elongation extensometer may be constructed with less sensitive parts or be constructed in such a way that little damage would result if fracture occurs while the extensometer is attached to the specimen.

6.3 Elongation—In determining total elongation (elastic plus plastic extension) autographic or extensometer methods may be employed. If fracture takes place outside the middle third of the gage length, the elongation value obtained may not be representative of the material.

6.4 Tensile Strength—The tensile strength is determined from the maximum load during the total elongation test.

6.5 Ductility of Steel—The zinc-coated wire, prior to fabrication into wire rope, shall be capable of being wrapped two turns in a close helix at a rate not exceeding 15 turns/min around a cylindrical steel mandrel equal to three times the nominal diameter of the wire under test without fracture of the wire.

6.6 Weight of Zinc Coating—The weight of the zinc coating on the individual wires prior to the fabrication of the wire rope shall be not less than that specified in Table 7 when tested in accordance with the stripping test of Test Method A 90/A 90M.

A 603 – 98 (2003)

TABLE 4 Properties of Multi-Class Zinc-Coated Steel Structural Wire Rope (SI Units)

Nominal Diameter, mm	Minimum Breaking Strength in Metric Tons			Approximate Gross Metallic Area, mm ²	Approximate Weight/m, kg
	Class A Coating Throughout	Class B Coating Outer Wires Class A Coating Inner Wires	Class C Coating Outer Wires Class A Coating Inner Wire		
9.53	5.9	5.7	5.5	41.9	0.36
11.11	8.0	7.7	7.4	58.7	0.48
12.70	10.4	10.1	9.7	78.8	0.62
14.29	13.2	12.7	12.2	94.8	0.79
15.88	16.3	15.8	15.2	117.4	0.97
17.46	19.5	18.9	18.1	142.8	1.18
19.05	23.6	22.8	22.0	172.9	1.41
20.64	27.2	26.3	25.4	200.7	1.64
22.23	31.8	30.7	29.6	232.9	1.90
23.81	36.3	35.0	33.8	267.1	2.19
25.40	41.5	40.0	38.6	303.9	2.48
28.58	52.4	50.6	48.9	384.5	3.14
31.75	65.5	63.2	61.1	480.7	3.98
34.93	79.7	76.9	74.2	584.8	4.78
38.10	94.3	91.2	87.9	694.2	5.68
41.28	112.0	109.0	106.0	819.4	6.71
44.45	130.0	127.0	124.0	948.4	7.80
47.63	149.0	145.0	142.0	1090.4	8.97
50.80	169.0	165.0	161.0	1238.8	10.19
53.98	190.0	186.0	182.0	1400.1	11.50
57.15	213.0	208.0	203.0	1561.4	12.89
60.33	237.0	231.0	226.0	1735.8	14.30
63.50	261.0	255.0	249.0	1916.2	15.77
66.68	288.0	281.0	274.0	2109.8	17.29
69.85	315.0	308.0	300.0	2309.8	18.96
73.03	344.0	338.0	331.0	2522.7	20.68
76.20	374.0	367.0	360.0	2742.1	22.48
82.55	431.0	423.0	415.0	3251.8	26.78
88.90	504.0	494.0	485.0	3781.5	31.25
92.25	581.0	570.0	559.0	4303.5	35.71
101.60	682.0	650.0	638.0	4897.1	40.18

TABLE 5 Initial Settings for Determining Stress at 0.7 % Extension

Nominal Diameter	Initial Stress		Initial Setting of Extensometer, in./in. or mm/mm
	in.	mm	
0.040 to 0.089, incl	1.270 to 2.283, incl	ksi 14	0.0005 (0.05 % extension)
0.090 to 0.119, incl	2.286 to 3.045, incl	ksi 28	0.0010 (0.10 % extension)
0.120 and larger ^A	3.048 and larger ^A	ksi 42	0.0015 (0.15 % extension)

^A This is not to imply that larger wire will be manufactured to any unlimited diameter. It only implies that the wire sizes chosen by the strand manufacturer must meet the requirements of this specification.

TABLE 6 Mechanical Requirements

Zinc Coating Class	Nominal Diameter		Stress at 0.7 % Extension Under Load, min		Tensile Strength, min		Total Elongation in 10 in. or 250 mm, min, %
	in.	mm	ksi	MPa	ksi	MPa	
A	0.040 to 0.110	1.016 to 2.794	150 000	1039	220 000	1520	2.0
	0.111 and larger ^A	2.820 and larger ^A	160 000	1100	220 000	1520	4.0
B	0.090 and larger ^A	2.286 and larger ^A	150 000	1039	210 000	1450	4.0
	0.090 and larger ^A	2.286 and larger ^A	140 000	970	200 000	1380	4.0

^A This is not to imply that larger wire will be manufactured to any unlimited diameter. It only implies that the wire sizes chosen by the strand manufacturer must meet the requirements of this specification.

6.7 Adherence of Coating—The zinc-coated wire, prior to fabrication into wire rope, shall be capable of being wrapped two turns in a close helix at a rate not exceeding 15 turns/min around a cylindrical steel mandrel equal to five times the nominal diameter of the wire under test without cracking or flaking the zinc coating to such an extent that any zinc can be removed by rubbing with the bare fingers. Loosening or detachment during the adherence test of superficial small

particles of zinc, formed by mechanical polishing of the surface of zinc-coated wire, shall not be considered cause for rejection.

6.8 Finish—The zinc-coated wire surface shall be free of imperfections not consistent with good commercial practice. The coating shall be continuous and reasonably uniform.

A 603 – 98 (2003)

TABLE 7 Minimum Weight of Coating

Nominal Diameter of Coated Wire		Weight of Zinc Coating, min					
		oz/100 ft of Uncoated Wire Surface			g/m ² of Uncoated Wire Surface		
in.	mm	Class A Coating	Class B Coating	Class C Coating	Class A Coating	Class B Coating	Class C Coating
0.040 to 0.061, incl	1.016 to 1.549, incl	0.40	0.80	1.20	122	244	366
0.062 to 0.079, incl	1.575 to 2.007, incl	0.50	1.00	1.50	153	305	458
0.080 to 0.092, incl	2.032 to 2.337, incl	0.60	1.20	1.80	183	368	549
0.093 to 0.103, incl	2.362 to 2.616, incl	0.70	1.40	2.10	214	427	641
0.104 to 0.119, incl	2.642 to 3.023, incl	0.80	1.60	2.40	244	488	732
0.120 to 0.142, incl	3.048 to 3.607, incl	0.85	1.70	2.55	259	519	778
0.143 to 0.187, incl	3.632 to 4.750, incl	0.90	1.80	2.70	275	549	824
0.188 and larger ^a	4.775 and larger ^a	1.00	2.00	3.00	305	610	915

^aThis is not to imply that larger wire will be manufactured to any unlimited diameter. It only implies that the wire sizes chosen by the strand manufacturer must meet the requirements of this specification.

Note 2—It is recognized that the surface of heavy zinc coatings, particularly those produced by the hot-dip galvanizing process, are not perfectly smooth and not devoid of irregularities.

7. Test for Coating Weight

7.1 The weight of the zinc coating shall be determined by a stripping test made on the individual wires prior to fabrication of strand, in accordance with Test Method A 90/A 90M.

8. Wire Rope

8.1 The zinc-coated wire rope shall consist of a plurality of strands helically preformed and laid around a core composed of a strand or another wire rope. The number and size of wires and the number of layers of wires in the strands shall be determined by the manufacturer.

8.2 The wire rope properties are shown in Tables 1-4.

8.3 When specified, the wire rope shall be prestretched. The prestretched rope shall meet the minimum modulus of elasticity as shown in Table 8.

9. Joints and Splices

9.1 No splicing or joining of strands shall be permitted in the manufactured length of rope.

9.2 Welds made prior to wire drawing are permitted. Joining of wires by welding during the stranding operation is permissible, and such joints shall be dispersed sufficiently so as to maintain the minimum breaking strength as listed in Tables 1-4. Joints made during stranding in any wire shall be recoated in a workmanlike manner with zinc or a lead-zinc compound containing a minimum of 50 % zinc.

10. Sampling and Testing of Rope

10.1 If specified, a test specimen shall be taken from each manufactured length of wire rope and tested to minimum breaking strength. If a specimen fails to attain a strength equal to 95 % of the minimum breaking strength requirement, the wire rope represented shall be rejected. If a specimen attains a

strength equal to at least 95 % but less than 100 % of the minimum breaking strength requirement, two additional test specimens shall be cut from the same manufactured length and tested. If the average test results of the original specimen and the two retest specimens fail to meet the minimum breaking strength requirement, the wire rope shall be rejected. Any test, however, that fails due to faulty attachment of the sockets shall be disregarded.

11. Rejection and Retest of Wire

11.1 If any wire test specimens breaking within the grips or the jaws of the testing machine results in values below the specified limits for tensile strength, stress at 0.7 % extension or elongation, the results shall be considered invalid and retesting shall be required.

11.2 In case there is reasonable doubt in the first trial as the ability of the wire to meet the requirements of Sections 6 and 7, two additional tests shall be made on samples of wire from the same coil or reel. If failure occurs in either of these tests, the wire shall be rejected.

12. Inspection

12.1 All tests and inspection shall be made at the place of manufacture unless otherwise specified and shall be so conducted as not to interfere unnecessarily with the operation of the works. The manufacturer shall afford the inspector representing the purchaser all reasonable facilities to satisfy the inspector that the material is being furnished in accordance with this specification. When specified, inspection may be waived, and certified copies of test reports furnished.


13. Packaging

13.1 Structural wire rope shall be packaged in coils or on reels at the discretion of the manufacturer unless otherwise specified. Wire rope shall be packaged in such a manner so that no permanent deformation of wires in the strand or strands in the wire rope will occur.

TABLE 8 Minimum Modulus of Elasticity of Prestretched Structural Wire Rope

Nominal Diameter Wire Rope		Minimum Modulus—Class A Coating ^a	
in.	mm	psi	GPa
3/8 to 4	9.52 to 101.60	20 000 000	140

^aFor Class B or Class C weight of zinc-coated outer wires, reduce minimum modulus 1 000 000 psi or 7 GPa. For Class B or Class C weight of zinc-coated wires throughout, consult manufacturer.

 A 603 – 98 (2003)

14. Keywords

14.1 steel wire; wire; wire rope; zinc-coated wire

ASTM International takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of the standard or for additional standards and should be addressed to ASTM International Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, at the address shown below.

This standard is copyrighted by ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM website (www.astm.org).