

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

ALTERNATIVA DE PUENTE PARA TUBERIA

INFORME DEL PROYECTO FINAL

REALIZADO POR:

GIOVANNI GUTIERREZ DE LA O

DICIEMBRE 1980

DEDICATORIA

A mis Padres

A mis Esposa y mi Hija

A mis Hermanos

AGRADECIMIENTO

A todas aquellas personas que colaboraron en la realización de este trabajo.

TRIBUNAL EXAMINADOR

Profesor de Proyecto Final: Ing. Francisco Vargas M.

Profesor Guía: Ing. Mario Bolaños C.

Tercer Miembro: Ing. Arnoldo Soto M.

INDICE

| | PAGINA |
|---|--------|
| INTRODUCCION | |
| OBJETIVOS Y ALCANCE | |
| CONCLUSIONES | |
| SIMBOLOGIA | |
| | |
| CAPITULO 1: | |
| Puente sobre el Río Virilla. | 1 |
| | |
| CAPITULO 2: | |
| Soluciones alternativas preliminares. | 4 |
| | |
| CAPITULO 3: | |
| Selección de alternativas. | 11 |
| | |
| CAPITULO 4: | |
| Estructuración, Dimensionamiento y diseño preliminares. | 15 |
| | |
| CAPITULO 5: | |
| Estructuración y Diseño Finales. | 20 |

CAPITULO 6:

Presupuesto del puente atirantado 35

CAPITULO 7:

Comparación de los resultados obtenidos. 36

APENDICES:

A. Planos y fotografías colgante y presupuesto.

B. Método de Raleigh

C. Memoria de cálculo

D. Planos puente atirantado

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

INTRODUCCION

La idea de analizar una nueva forma, de puente para paso de tubería, surgió como respuesta a una serie de interrogantes planteados sobre las ventajas y desventajas de la solución que actualmente se utiliza en el Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA)

Entre los tipos de puentes comunmente utilizados por el AyA en abastecimiento de agua se tienen:

- Colgantes
- de celosía
- auto-soportados

El puente colgante es, entre estos el que tiene mayor uso debido a su adaptabilidad a condiciones variadas de; longitud y diámetro del tubo. Existe la posibilidad, de que el puente colgante convencional no sea la forma más económica de resolver el problema; aún en los casos, en que se ha considerado más adecuado, que los otros comunmente usados. Esta es la razón de haber realizado un estudio comparativo de los aspectos económico y constructivo del puente colgante, y una nueva solución propuesta.

OBJETIVOS Y ALCANCE

OBJETIVO Y ALCANCE

El propósito de este estudio es llegar a determinar si existe un tipo de puente para paso de tubería que ofrezca ventajas económicas y constructivas sobre el puente colgante tradicional.

El estudio comparativo se hace mediante la utilización de un puente colgante ya construido cuyas dimensiones básicas (longitud o luz y diámetro del tubo) fueron las que se utilizaron en el diseño de la solución obtenida.

Los aspectos considerados en el trabajo comprenden:

- Presupuesto del puente colgante (costo de su estructura únicamente).
- Selección del nuevo puente.
- Diseño a nivel preliminar nuevo puente.
- Determinación del costo de la nueva estructura.
- Análisis comparativo a nivel económico y constructivo de los resultados obtenidos.

El hecho de contar con un puente colgante construido permite un análisis más detallado y específico, además de que el diseño del nuevo puente podrá hacer-

se con base en dimensiones reales y condiciones perfectamente definidas.

Los resultados obtenidos servirán como base en otros casos similares, además de que la secuencia de diseño utilizada será de gran utilidad en caso de replicarse las ventajas de la nueva solución.

El puente colgante utilizado se encuentra ubicado sobre el río Virilla, en San Jerónimo de Moravia; sirve de paso a la tubería que conduce agua cruda hacia la planta de tratamiento de Los Sitios de Moravia.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

La solución analizada con mayor profundidad fue el puente atirantado, con sistente de un elemento estructural principal, el tubo, que funciona como una viga continua y que posee suficiente capacidad estructural para ser soportado únicamente en dos puntos intermedios por cables de acero desde dos torres en cada extremo.

En general este puente presenta características más favorables que el puente colgante. El costo de las dos estructuras de acero es muy parecida pero el puente atirantado no utiliza anclajes de concreto, y su cons trucción es bastante más sencilla.

Un hecho de bastante importancia, es que en el puente atirantado analizado, los esfuerzos debidos a sismos son los que definen el diseño del tubo debido a que en oscilaciones horizontales se tiene una luz bastante gran de, aumentando de esta manera los esfuerzos por flexión.

Es posible disminuir este efecto, y por lo tanto el espesor requerido, co locando cables horizontales que disminuyan la luz libre.

Es importante efectuar estudios que determinen o definan condiciones más generales bajo las cuales es mejor utilizar este, u otro tipo de puente y mejorar los diseños.

Por ejemplo, se puede determinar qué diámetros y luces es ventajoso utilizar el puente atirantado y cuándo se debe utilizar cables horizontales para disminuir el valor del tubo en este mismo tipo de puente. Luego se puede determinar también cual es la inclinación del cable y la altura de la torre que produce mejores resultados.

En luces bastante grandes puede estudiarse el uso de puentes atirantados con cables múltiples con diferentes inclinaciones, y que soporten el tubo en diferentes puntos.

SIMBOLOGIA

SIMBOLOGIA

| | | |
|---------------|---|---|
| AISC | = | American Institute of Construction |
| C | = | Perfil estructural (canal de acero) |
| CSCR | = | Código Sísmico de Costa Rica |
| δ | = | Coeficiente (desplazamiento)método de fuerzas |
| e | = | Espesor, e_{min} = espesor mínimo, del tubo |
| E | = | Módulo de elasticidad |
| f_b | = | Esfuerzo por flexión |
| F_b | = | Esfuerzo por flexión permisible |
| F_d | = | Factor de distribución |
| f_v | = | Esfuerzo cortante |
| F_v | = | Esfuerzo cortante permisible |
| F_y | = | Esfuerzo de fluencia |
| I | = | Momento de inercia |
| AyA | = | Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados |
| i, j | = | Subíndices |
| K | = | Rigidez |
| L | = | Angulo, de acero |
| Long | = | Longitud del puente |
| M | = | Masa |
| M_e | = | Momento de empotramiento |
| M_f | = | Momento final |
| \varnothing | = | Diámetro |

| | | |
|------------|---|-----------------------------------|
| σ_E | = | Esfuerzo equivalente |
| σ_P | = | Esfuerzo permisible |
| V | = | Fuerza cortante |
| W axb | = | Viga de acero |
| W (x) | = | Carga distribuida |
| w | = | Frecuencia de oscilación |
| X | = | Distancia |
| Y | = | Deformación |
| α_o | = | Coefficiente de expansión térmica |
| ΔT | = | Cambio de temperatura |

CAPITULO 1 :

PUENTE SOBRE EL RIO
VIRILLA

1. PUENTE SOBRE EL RIO VIRILLA

1.1. CARACTERISTICAS DEL PUENTE CONSTRUIDO

Se encuentra ubicado en la zona de la Trinidad de Moravia, sirve de paso para la tubería que conduce el agua desde la toma en las cercanías del puente, hasta la planta de tratamiento de los Sitios de Moravia.

Sus características principales son:

- Luz: 44 m
- Tipo: colgante con viga de rigidez lateral (construcción de acero)
- tubo: de acero de 610 mm de diámetro soportado en su totalidad por la viga de rigidez ; espesor 4,76 mm
- Cables de acero diámetro 25,4 mm

Ver apendice A planos y fotografías del puente colgante.

Puente construido

Como podrá observarse en los planos, este tipo de puente presenta el in conveniente, de no explotar la capacidad estructural del tubo, el cual actúa únicamente como una carga externa.

Otro aspecto desfavorable del puente es el predominio de pequeños elementos estructurales que deben unirse para formar la estructura. Se requiere de más mano de obra en la construcción y montaje de estos elementos, además, si se tienen condiciones favorables de acceso al sitio, la posibilidad de utilizar elementos estructurales continuos de tamaño considerable está siendo desperdiciada.

En la siguiente sección se determinará el valor del puente colgante construido para compararlo con el costo de la alternativa que se logre obtener.

1.2. PRESUPUESTO DEL PUENTE COLGANTE CONSTRUIDO

Se utilizará para determinar el costo de la estructura, el precio unitario por peso en una estructura similar de 30 m de luz, a construir también sobre el río Virilla en San Isidro de Coronado, con las siguientes características:

- Peso estructura: 1680 kg
- Precio: \$ 23 000
- Precio unitario: \$ 13,70/ kg

El costo de los aditamentos como: gazas, tornillos, tuercas, cables, se tomarán individualmente.

Este precio de \$13,70/kg se usará también para determinar el costo del

puede que resulte como mejor alternativa.

Se presentará seguidamente el precio de construcción de cada una de las partes principales del puente, y el precio de compras de otras.

| <u>Detalle</u> | <u>Precio</u> |
|---|---------------|
| - Dos torres (soportan los cables) | ∅ 35 200 |
| - Una viga de rigidez | 37 400 |
| - Accesorios: péndolas, abrazaderas, barras de ojo, enchufes, tornillos, piezas de roble creosotado | 15 700 |
| - Cables | 10 000 |
| - Tubería | 68 800 |
| - Total | ∅ 167 100 |

Este precio total no incluye los costos transporte, cimentaciones e instalación, únicamente comprende, como se desglosa, el valor de la estructura.

CAPITULO 2 :
SOLUCIONES ALTERNATIVAS
PRELIMINARES

2. SOLUCIONES ALTERNATIVAS PRELIMINARES

2.1. CRITERIOS DE PLANTEAMIENTO

El planteamiento de posibles soluciones se basa en los siguientes aspectos.

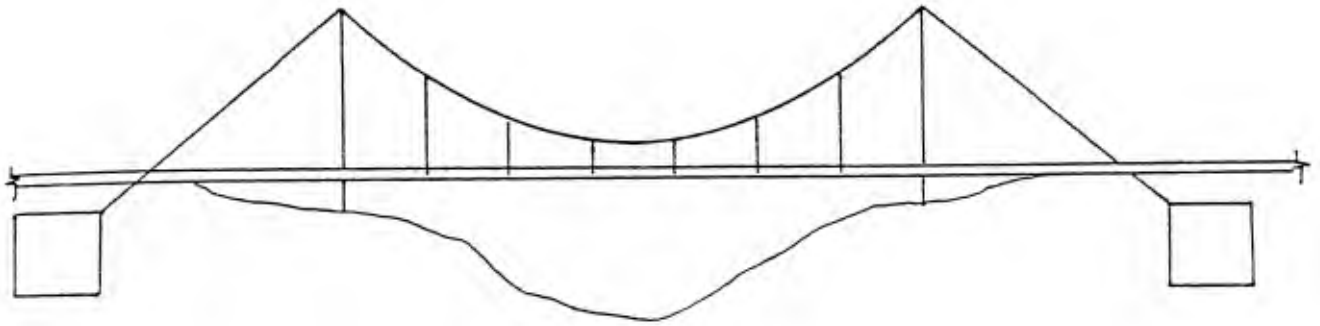
- Que se obtenga mayor economía que el puente construido.
- Ahorro de tiempo en construcción e instalación.
- Menor complejidad de la estructura.
- Mantenimiento fácil.

Se ha considerado como factor más importante la posibilidad de utilizar tubería de acero de mayor espesor y eliminar la viga de rigidez, permitiendo que el tubo sea uno de los elementos estructurales principales y así se logra ahorro en tiempo y trabajo, pues la labor de cortar, armar y soldar los elementos de la viga de rigidez es tediosa. Luego en este caso se tiene un fácil acceso al sitio del puente, es posible trasladar (de la misma manera que se pudo hacer con la viga de rigidez) tres tramos de tubería de acero al sitio, trabajo que debió hacerse con la tubería actual, y posiblemente en menos tramos.

Con base en estos criterios obtenemos las siguientes soluciones.

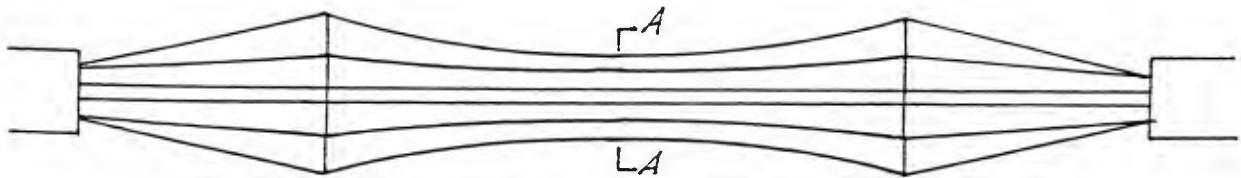
2.2. SOLUCIONES ALTERNATIVAS PRELIMINARES

2.2.1. PUENTE COLGANTE. DOS CABLES SIN VIGA DE RIGIDEZ

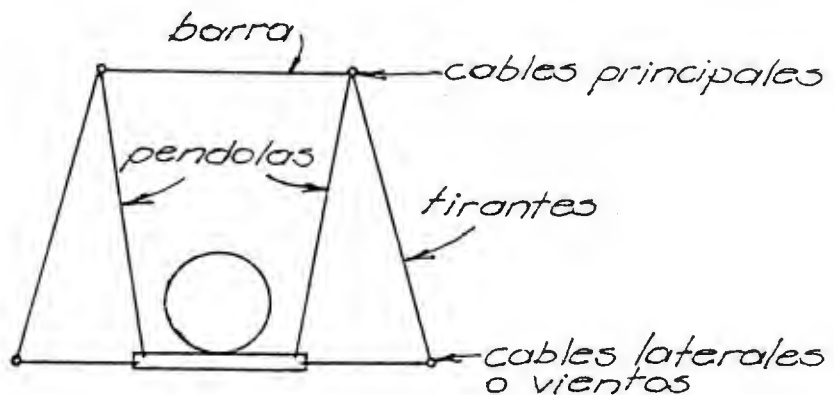


2.2.2. PUENTE COLGANTE, CUATRO CABLES: EL MISMO PERFIL QUE EL 2.2.1.

Los dos cables verticales son como se muestra en la solución 2.2.1.
Los otros son horizontales, llamados vientos.

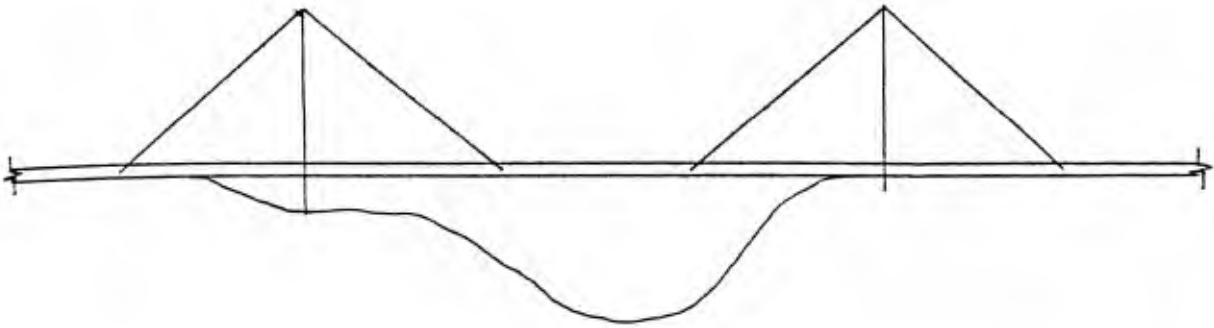


LA
vista en planta



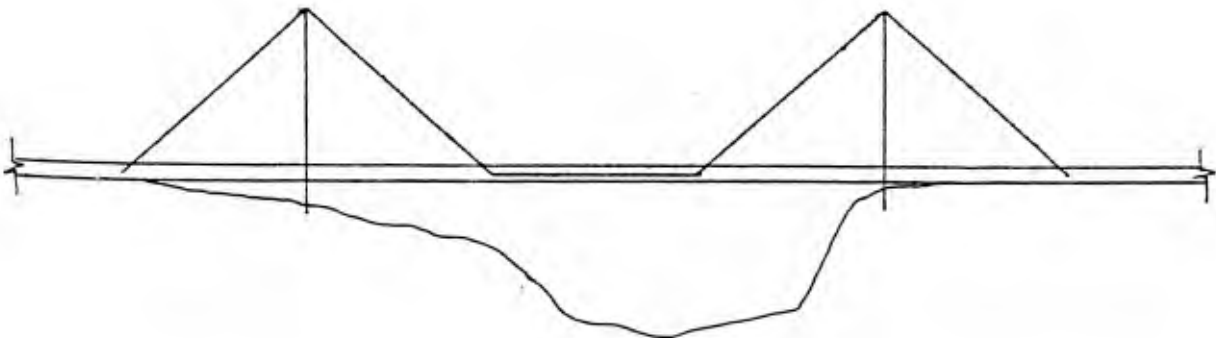
sección A-A

2.2.3. PUENTE ATIRANTADO

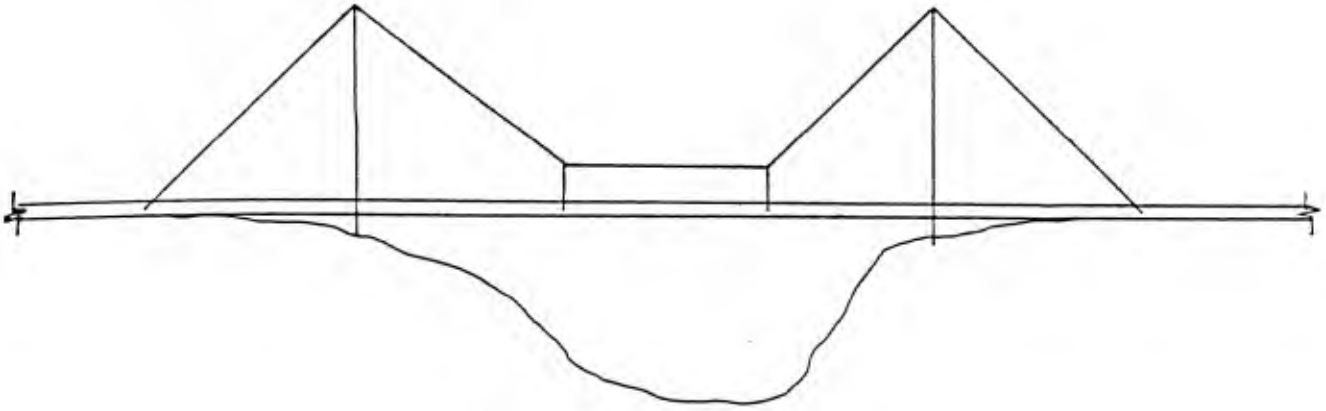


2.2.4 PUENTE ATIRANTADO CABLES CONTINUOS

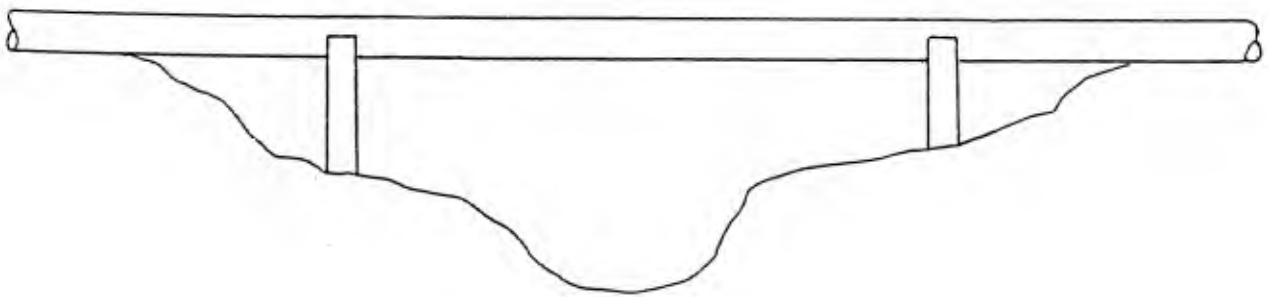
El efecto de cable continuo puede ser obtenido con mayor facilidad como se muestra en el siguiente modelo (solución 2.2.5.)



2.2.5. PUENTE ATIRANTADO CON CARGAS CONCENTRADAS



2.2.6. PUENTE AUTO-SOPORTADO



2.3. GENERALIDADES DE LAS ALTERNATIVAS

2.3.1. COLGANTE DOS CABLES SIN VIGA DE RIGIDEZ

Con esta disposición se logra eliminar la viga de rigidez uniendo los cables al tubo directamente, con péndolas y se utiliza la capacidad estructural de la tubería de acero. A pesar de estas ventajas el hecho de contar aún con un número bastante alto de péndolas dificulta la unión entre el tubo y los cables.

2.3.2. COLGANTE CUATRO CABLES

Consta de uno o dos cables verticales que soportan la carga y dos cables horizontales o vientos, así se logra complementar la necesidad de contar con suficiente rigidez lateral adicional a la que proporciona la tubería. Al igual que el anterior aún se puede lograr una mayor simplificación en puentes donde sus características permitan disminuir el número necesario de puntos de soporte del tubo.

La alternativa dos puede ser de gran utilidad en puentes para tubería de diámetro pequeño: 100-300 mm, donde puede ser necesario solo un cable vertical; o para diámetros mayores (600 mm o más) con luces mayores de 40 a 50 m en los cuales no es económico aumentar el espesor para conseguir rigidez lateral.

2.3.3. PUENTE ATIRANTADO

Es el tipo de puente que cumple con los principios básicos: estructura sencilla, sin complicaciones constructivas ni de mantenimiento y la cantidad de materiales posiblemente sea menor, presenta la particularidad de que la componente horizontal de la tensión en el cable produce esfuerzos adicionales, que pueden ser de tensión o compresión en la tubería, pero su magnitud no es muy grande y son fáciles de determinar. Las ventajas del puente pueden ser mayores que este inconveniente.

2.3.4. PUENTE ATIRANTADO DE CABLES CONTINUOS

Es la variante de la alternativa anterior, disminuye los esfuerzos adicionales que los cables transmiten a la tubería, trabajando estos como cables continuos con dos cargas concentradas; cualquiera de las dos alternativas anteriores puede utilizar cables horizontales para aumentar su rigidez lateral.

El proceso constructivo que asegure el comportamiento de cables continuos puede presentar dificultades.

2.3.5. PUENTE ATIRANTADO CON CARGAS CONCENTRADAS

Variante de la alternativa cuatro es una forma de disminuir en gran proporción los efectos de tensión y compresión en el tubo, debidos a la

conexión directa de los cables de soporte, al tubo.

Puede utilizarse también cables horizontales, para rigidez lateral.

2.3.6. PUENTE AUTO-SOPORTADO

El puente auto-soportado en general es muy utilizado en tuberías de diámetro bastante considerable, las cuales poseen un módulo de sección, que permite tomar la flexión debida a grandes luces, utilizando únicamente la capacidad de la tubería.

En puentes en los cuales la rigidez lateral que proporciona el tubo es insuficiente, pueden ser usados cables horizontales.

CAPITULO 3:

SELECCION DE ALTERNATIVAS

3. SELECCION DE ALTERNATIVAS

3.1. CRITERIOS

Cualquiera de las alternativas propuestas presentan condiciones que las hacen tener ventajas sobre el tipo de puente que se ha construido teniendo como principal, la de eliminar la construcción de la viga de rigidez, también se caracterizan por ser estructuras más sencillas cuya construcción y montaje requieren de menos trabajo. A pesar de esto, y de que cada una de estas alternativas podría ser la más ventajosa en determinadas condiciones, se requiere de un estudio completo y amplio para poder determinar esas condiciones de aplicación de cada una de ellas. En el presente trabajo se pretende iniciar este estudio; este se limitará a la determinación del puente que sea más recomendable para las condiciones que se tienen en el paso sobre el río Virilla, en San Jerónimo de Moravia tomando este únicamente como base para el trabajo, por tener la ventaja, de que el puente ya se construyó y se poseen los planos, además de que si se logra obtener los resultados propuestos se podrá aplicar estos a otros pasos de tubería semejantes.

Debido a que el procedimiento de eliminación de las alternativas no aplicables a este caso sería, en forma estricta, un estudio que comprendiese: diseño, cálculo del presupuesto y comparación con el puente colgante, todo esto, realizado en forma completa con cada alternativa, por lo tanto el criterio para escoger la solución que se analizará, no es

un estudio profundo. Se aplicará el esquema anterior, únicamente a la solución que posea las características más favorables. Esto se hará mediante un análisis general de las propiedades de cada solución, observando cual de ellas llena los requisitos originalmente propuestos.

3.2. SELECCION DE LA ALTERNATIVA

Además de los aspectos económico, constructivo y de mantenimiento se tienen, los estructurales, que son en última instancia los que determinan si la solución puede ser utilizada. Las propiedades estructurales están definidas basicamente por la relación S/L donde S , es el módulo de la sección del tubo y L , es la distancia entre soportes.

Como se puede observar en la tabla I, los puentes para paso de tubería, hasta ahora construídos por el Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, presentan soluciones convencionales que alternan entre puentes de celosía o colgantes según sea su luz menor o mayor de 25 metros respectivamente. Se podría analizar la utilización de puentes auto-soportados en luces menores de 10 metros con diámetros de tubería medianos. Aún con diámetros que no proporcionen suficiente capacidad estructural se puede analizar la factibilidad económica de aumentar el diámetro para conseguir esa capacidad y eliminar así la construcción de una estructura adicional de soporte. Este es el caso de la alternativa seis.

En general, la experiencia en puentes autosoportados, del AyA, ha sido poca y es hasta hace pocos años que se ha comenzado a utilizarlos, como en algunos puentes para tubería de aguas negras, el puente sobre el río Virilla en la línea de bombeo en Puente Mulas y otros.

Luego se tiene tuberías de diámetro pequeño donde podría ser muy apropiado utilizar puentes colgantes de uno o dos cables verticales y dos horizontales que proporcionan suficiente rigidez lateral, además de este tipo pueden ser utilizadas las alternativas 1 y 2.

Las alternativas 3-4-5- que tienen pocas variantes entre sí son las que se han considerado más apropiadas, dadas sus características, en puentes de luces de alrededor de 40 m y diámetros también algo grandes, mayores de 500 mm, donde se puede explotar al máximo la capacidad estructural de la tubería permitiendo longitudes considerables, entre apoyos y suficiente o bastante rigidez lateral.

Debido a que las soluciones 4 y 5 pueden presentar algunos inconvenientes en los aspectos constructivo y de comportamiento dinámico, sobre todo, en los puntos donde el cable se hace continuo debe colocarse algún tipo de polea. Por lo tanto se ha decidido considerar las posibilidades que la alternativa 3 (puente atirantado) puede dar a la solución de pasos de puentes como los mencionados.

Inicialmente se tratará de determinar las posibilidades de esta alternativa con cables verticales únicamente, acudiendo a cables la-

teral en caso de que sea necesaria más rigidez lateral. Debe analizarse la relación entre los aumentos de costo, si se utilizan cables laterales, o se aumenta el espesor.

3,3, CARACTERISTICAS DE LA ALTERNATIVA 3.2.3.

Se ha considerado, que la alternativa 3 es la más indicada para hacerle un análisis completo y comprobar sus ventajas. Este tipo de puentes está siendo utilizado muy ampliamente en carreteras debido a su menor costo, mejor comportamiento dinámico comparado, con el puente colgante convencional.

Entre las ventajas que se observan en el puente atirantado, se tienen:

- Estructura y construcción sencillas
- Mantenimiento fácil de ejecutar
- Menor cantidad de materiales

Si se logra comprobar la eficacia de este puente, se habrá encontrado una solución más económica a pasos de tubería, que posean condiciones como las analizadas.

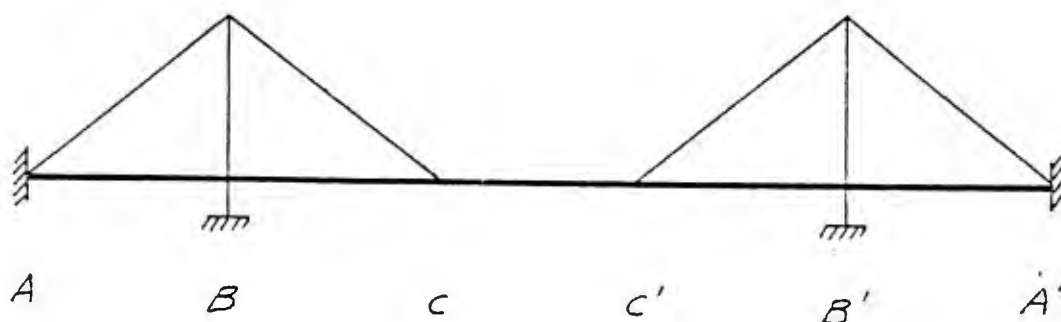
CAPITULO 4 :

ESTRUCTURACION, DIMENSION
NAMIENTO Y DISEÑO PRELI-
MINARES

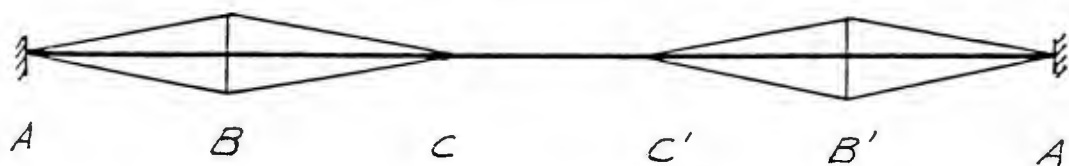
3. ESTRUCTURACION DIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO PRELIMINARES

4.. MODELO ESTRUCTURAL, DIMENSIONES PRINCIPALES

El modelo estructural básico del puente será el siguiente:



Para simplificar el análisis y lograr un mejor comportamiento se ha decidido tener una estructura simétrica y de luces uniformes. Los extremos exteriores de los cables en los puntos A y A' irán unidos a la tubería, además de colocar bloques de concreto para empotrar la tubería. En los puntos C y C' el cable termina en una unión al tubo. Los cables serán dobles, colocados a cada lado del tubo como se muestra en la siguiente figura; en planta.

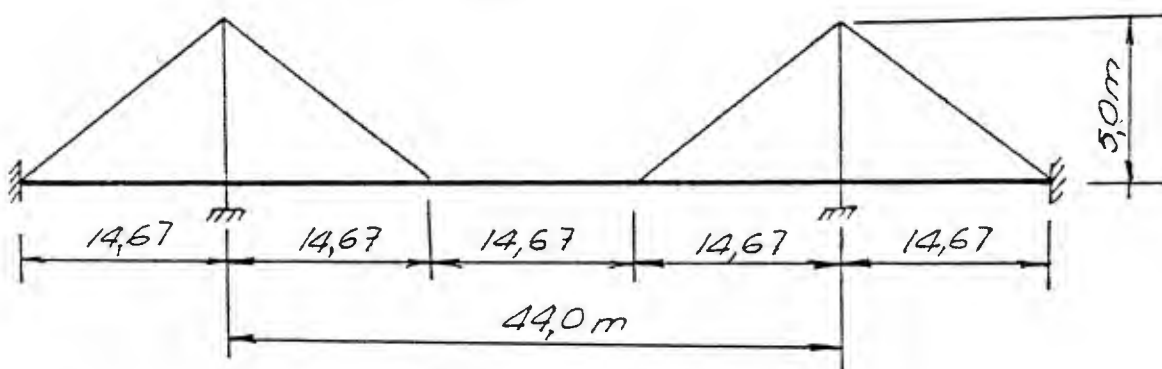


modelo estructural, vista en planta

4.2. DIMENSIONES

Para que la alternativa propuesta, sea en realidad una posible solución más favorable a las mismas condiciones que presenta el puente sobre el río Virilla, se ha mantenido invariable la dimensión principal del puente, la luz, que es de 44 m igual que en el puente construido.

Por lo tanto, las dimensiones serán:

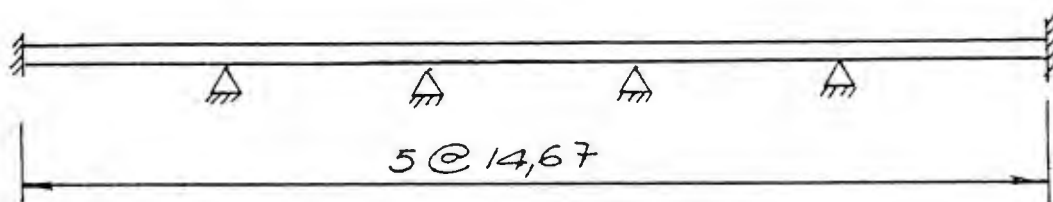


- Torres de acero
- Tubo 610 mm \varnothing de acero A 36
- Apoyos a cada 14,667 m
- Los apoyos centrales son mediante cables de acero
- El tubo funciona como una viga, sin ninguna otra ayuda estructural, entre los apoyos

El diámetro de 610 mm del tubo, puede ser modificado de acuerdo a las necesidades estructurales del diseño, y a restricciones de tipo económico, y de operación.

4.3. CALCULOS PRELIMINARES

Para efecto de un diseño preliminar, se simplificará la estructura, tomándola como una viga continua.



Dadas estas condiciones los esfuerzos principales del tubo son:

- Esfuerzos de flexión
- Esfuerzos por temperatura
- Esfuerzos por carga axial debida a que la reacción en los apoyos centrales, tiene una componente horizontal.

El comportamiento de una viga, como la que se tiene de la simplificación de la estructura, permite efectuar cálculos preliminares para determinar, el comportamiento del tubo bajo cargas verticales estáticas para un determinado espesor.

Cálculos preliminares:

Para cargas verticales tenemos un momento crítico de $WL^2/12$ en los

apoyos: y suponiendo las siguientes características en el tubo.

- Diámetro exterior = 610 mm
- Espesor = 6,35 mm

Entonces tenemos:

- Módulo de sección S_{xx} = 1 800 cm³
- Peso del tubo = 94,5 kg/m
- Peso del agua, tubo lleno = 280 kg/m
- Carga viva = 80 kg/m² = 48 kg/m
- Peso total tubo más agua = 374 kg/m
- Momento máximo peso propio $WL^2/12$ = 6,71 t -m
- Momento máximo carga viva $WL^2/12$ = 0,86 t -m
- Momento total (MT) = 7,6 t -m

Esfuerzos:

- Esfuerzo por flexión máximo $\frac{MT}{S_{xx}}$ = 421 kg/cm²
- Esfuerzo por temperatura (tubo lleno) = 100 kg/cm²
- Esfuerzo por la componente horizontal del cable = 189 kg/cm²
- Esfuerzo equivalente = 710 kg/cm²

Según recomienda el Manual AWWA para tubería de acero el esfuerzo permisible debe ser $0,5 F_y$ utilizando acero A 36.

$$F_y = 2540 \text{ kg/cm}^2$$
$$0,5 F_y = 1270 \text{ Kg/cm}^2$$

Se puede ver que los esfuerzos de la tubería obtenidos en este caso:
= 710 kg/cm^2 son apenas de un 55 % de los esfuerzos permisibles.

El Manual AWWA recomienda una deformación máxima de $\frac{L}{360} = 4.07 \text{ cm}$ se obtiene para cargas estáticas; un valor de $0,39 \text{ cm}$.

Mediante este análisis preliminar se comprueba que el tramo de tubo entre apoyos es capaz de soportar los esfuerzos de cargas estáticas, con un buen margen abajo de los esfuerzos permisibles y con deformaciones mucho menores de las permisibles. Por lo tanto se puede entrar a un análisis detallado tomando en cuenta el efecto dinámico en la estructura.

CAPITULO 5:

ESTRUCTURACION Y DISEÑO
FINALES

5. ESTRUCTURACION Y DISEÑO FINALES

5.1. ESTRUCTURACION

En lo que se refiere a las dimensiones globales de la estructura se mantienen las anotadas en la sección 5.2. y queda por determinar el espesor definitivo de la tubería y el diámetro del cable.

5.2. CONSIDERACIONES SISMICAS

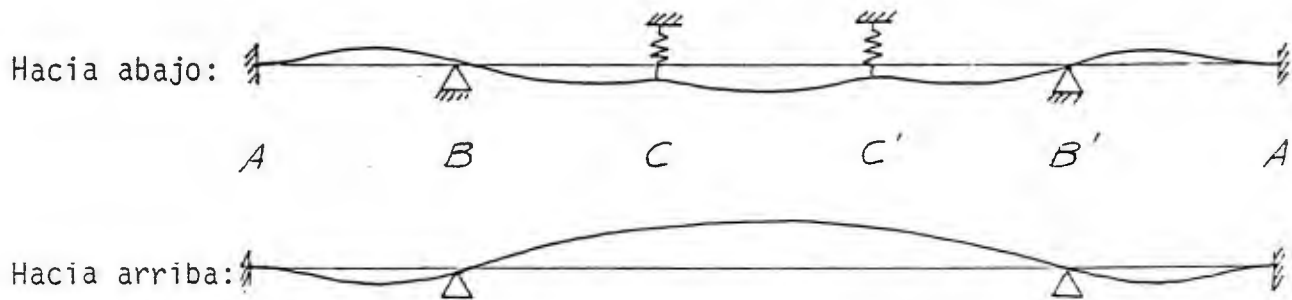
Estas consideraciones tendrán su base en los procedimientos que recomienda el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR) y en el método de Raleigh para determinar los modos de oscilación de la estructura del cual se hace un esquema en el apéndice (B).

Clasificación de la estructura según el CSCR.

- Grupo: A CSCR 3.1.1. h
- Coeficiente de uso: $\alpha = 1,2$
- Estructura tipo 5
- Suelo aluvial
- Coeficiente sísmico $C =$ función del período fundamental de oscilación.

5.2.1. PERIODOS Y MODOS DE OSCILACION

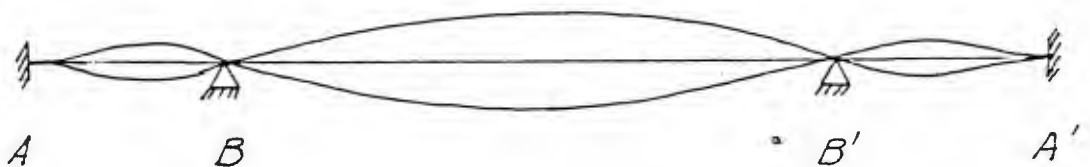
El comportamiento de la estructura en oscilaciones verticales no es simple debido a que los vínculos (cables) funcionan de manera diferente al moverse hacia arriba que hacia abajo, de la siguiente manera:



Por lo tanto el modo de oscilación vertical de la estructura combina de alguna manera estos dos comportamientos.

En las oscilaciones horizontales se puede desprestigiar el efecto de los cables, ya que la componente de su tensión en el plano horizontal, en la dirección perpendicular al eje del tubo, es muy pequeña y no restringe de manera considerable los desplazamientos en esa dirección.

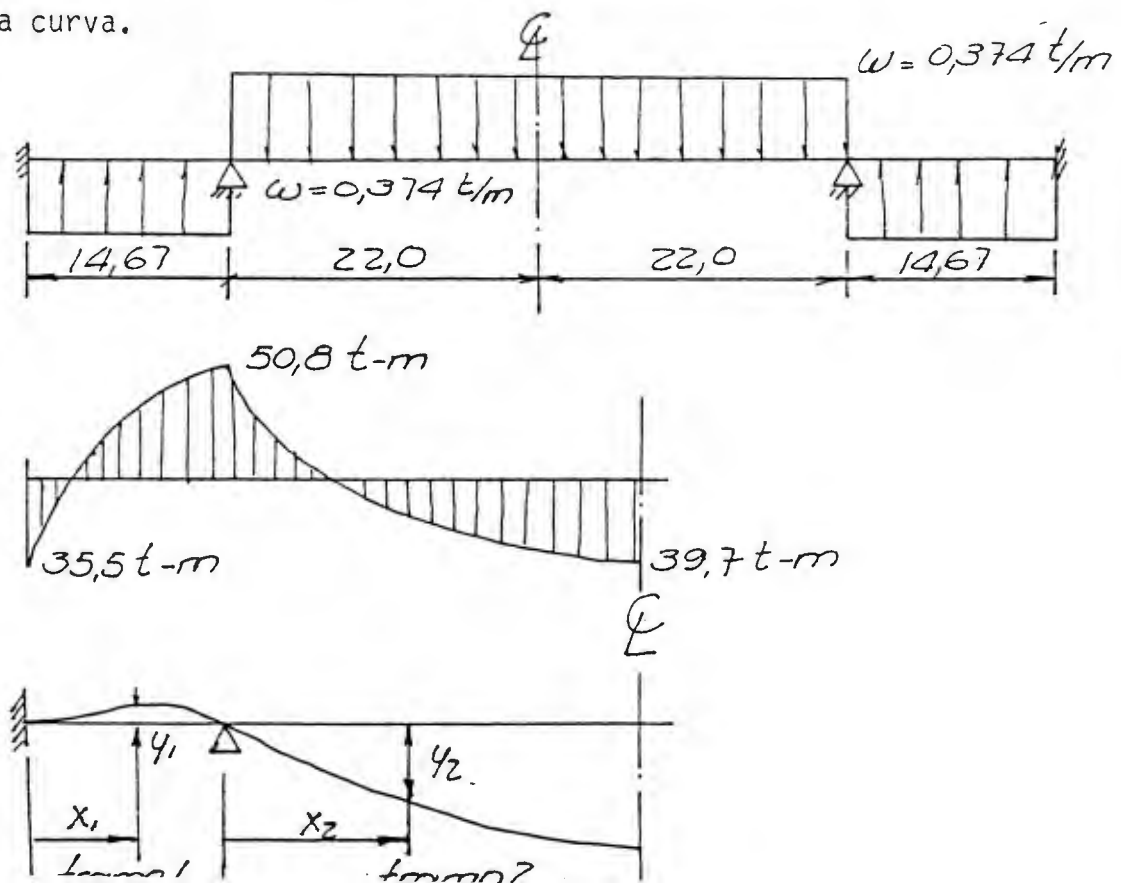
Tenemos entonces el modo de oscilación horizontal.



Estas formas son deducidas basándose principalmente en las condiciones de los apoyos, y sus restricciones geométricas.

Como se dice en el texto explicativo del método de Raleigh cualquier pequeña variación en la forma genera variaciones menores del valor exacto del período fundamental de oscilación, que es uno de los principales parámetros requeridos para evaluar el comportamiento dinámico de una estructura. Además se considera como aproximación suficiente, la curva de deformaciones que produce el peso propio debidamente distribuido, y esto es lo que se hará en este caso.

Se ha considerado como oscilación crítica la horizontal, pues se espera un período mayor y para determinar la curva deformada se supuso la siguiente distribución del peso propio para obtener la ecuación de la curva.



Entonces:

En el tramo 1 la ecuación de la curva es:

$$y_1 = \frac{-w x_1}{24EI} (x^3 - 55,5x^2 + 1140x + 1,58)$$

En el tramo 2:

$$y_2 = \frac{w x_2}{24EI} (x^3 - 88x^2 + 1630x + 13500)$$

Donde:

W = peso propio en kg/m

E = módulo de elasticidad del tubo

I = momento de inercia

X₁, X₂ = longitud en tramos 1 y 2 respectivamente

Y₁, Y₂ = deformación en los tramos 1 y 2

Puede observarse, del diagrama de momentos, que el error si se hubiera considerado el tramo central como empotrado, es de un 19 % pues el momento real en B y B' es 50,8 t-m y el empotramiento es 60,39 t-m lo cual puede ser utilizado en el caso de la oscilación vertical hacia abajo con mayor exactitud pues los desplazamientos son menores y se tiene casi una viga continua.

Haciendo las integrales para evaluar w^2 con el método de Raleigh se obtiene. (w = frecuencia de oscilación)

$$w^2 = 19,13 \text{ seg}^2$$

$$T = \frac{2\pi}{w} = 1,44 \text{ seg bastante cercano al que se obtuvo para la simpli}$$

ficación de considerar empotramiento en B y B' que es de 1,01 seg

T = período fundamental

5.2.2. CALCULO DE FUERZAS SISMICAS Y DIAGRAMAS DE ESFUERZO

Para obtener las fuerzas sísmicas se utilizará el método 2 de análisis del CSCR. Utilizando la interpretación de las fórmulas, para una estructura continua, como en este caso, se obtiene una fuerza distribuida $F(x)$.

Estos cálculos son para un tubo de diámetro exterior de 610 mm y es pesor de 7,94 mm y cables de diámetro de 25,4 mm

Fuerzas horizontales

$$F(x) = \alpha C n(x) W(x)$$

donde $n(x)$ es el término n_{ij} definido en el CSCR

Como:

$$n_{ij}^* = \left[\frac{\phi_i \sum_{i=1}^n w_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_i^2} \right]$$

aplicable a un edificio, en este caso se utilizará cambiando las sumatorias por integrales, y como W_i es constante ($W_i =$ peso por nivel) entonces desaparece.

$$n(x) = \psi(x) \frac{\int_0^L \psi(x) dx}{\int_0^L [\psi(x)]^2 dx}$$

el término $\frac{\int_0^L \psi(x) dx}{\int_0^L [\psi(x)]^2 dx}$ ya se evaluó en

el método de Raleigh para obtener el período de oscilación y su valor es $2,78 \times 10^{-6}$

por lo tanto:

$n(x) = 2,78 \times 10^{-6} [\psi(x)]$ donde $\psi(x)$ representa la función de la deformación de la estructura en sus oscilaciones.

$$(x) = (-x^4 + 55,5 x^3 - 1137 x^2 - 1,58 x) \text{ tramos exteriores}$$

$$(x) = (x^4 - 88 x^3 + 1629 x^2 + 13523,83 x) \text{ tramo central}$$

Luego:

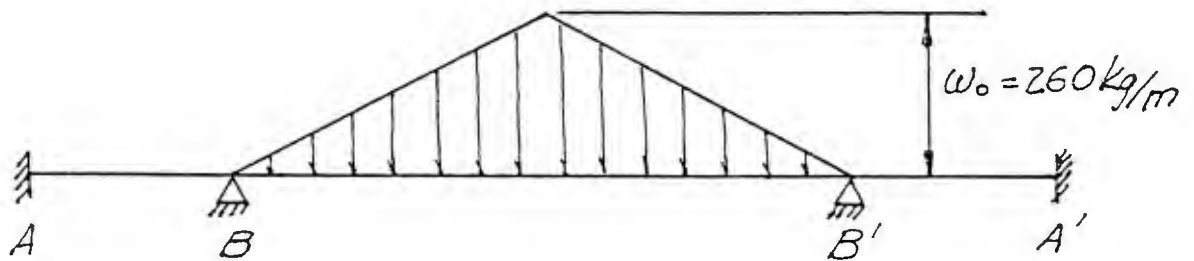
$$\alpha = 1,2 \quad C = 0,44, \quad W = 0,395 \text{ t/m}$$

Entonces:

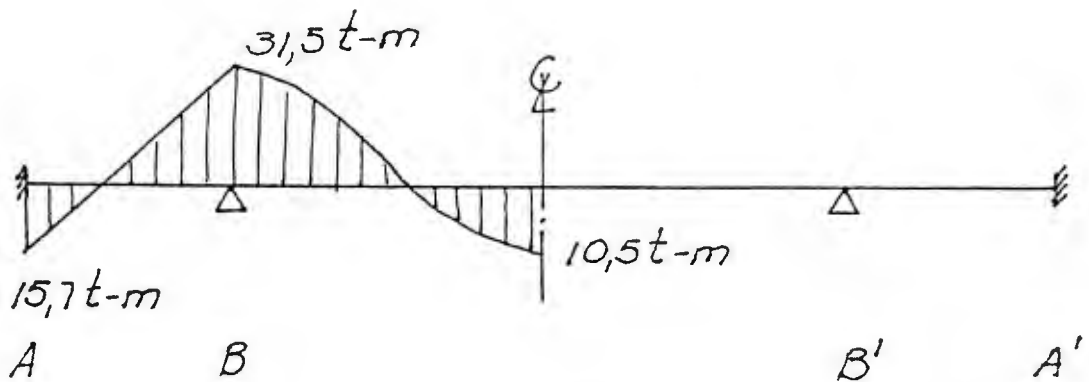
$$F(x) = (1,2) (0,44) (0,395) (2,78 \times 10^{-6}) \psi(x)$$

$$F(x) = 5,79 \times 10^{-7} [\psi(x)]$$

Evaluando estas funciones se obtienen fuerzas en los tramos exteriores, de magnitud despreciable ($0,033 \text{ kg/m}$ promedio) que se despreciarán en el diseño. En el tramo central se obtiene una fuerza distribuida dada por una curva de orden cuatro, que se aproxima a una distribución triangular (ver memoria de cálculo pág. 7)



Para la distribución se obtiene una fuerza resultante total de $5,72 \text{ t}$. Haciendo la distribución de momentos para el diagrama mostrado se obtiene:



Entonces en las oscilaciones horizontales se obtiene un momento crítico para diseño del tubo, de $31,5 \text{ t-m}$ en las torres.

Fuerzas sísmicas verticales

Según el CSCR si no se tiene otra información puede suponerse un registro sísmico para oscilaciones verticales obtenido de multiplicar el registro sísmico base por dos tercios, lo que resulta en fuerzas sísmicas verticales $F(x)$, con valores de dos tercios de las fuerzas horizontales aproximadamente.

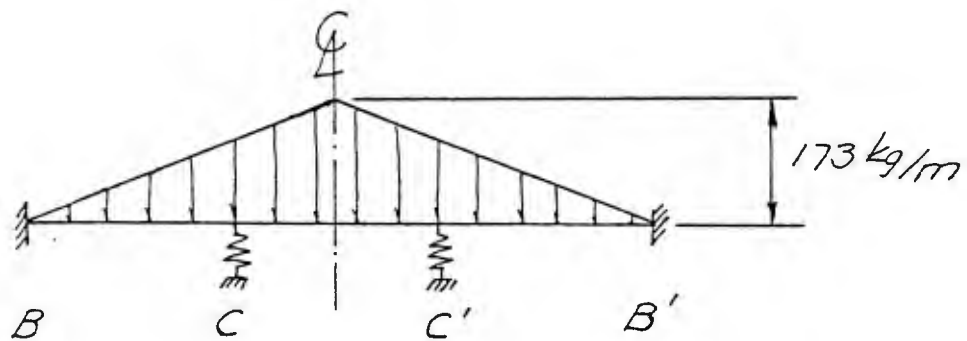
Debido a que el modo de oscilación es complejo entonces se usarán los siguientes valores:

- Oscilaciones verticales hacia arriba:

Los mismos valores de los diagramas de momentos de la oscilación horizontal multiplicados por 2/3.

- Oscilación vertical hacia abajo:

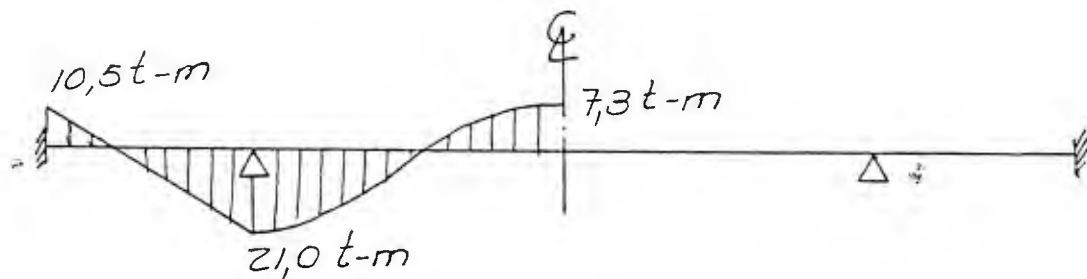
Los valores que se obtengan de aplicar la carga triangular usada en la oscilación horizontal, multiplicada por 2/3, suponiendo los vínculos de los cables como apoyos elásticos y suponiendo el tubo empujado en B y B'



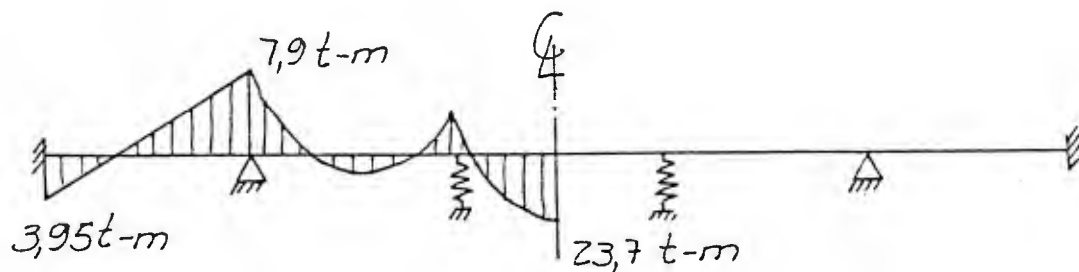
Los resultados obtenidos son:

- Oscilación vertical hacia arriba:

Diagrama de momentos



- Oscilación vertical hacia abajo:



Para diseño de los cables: la tensión obtenida es: $1,32 \text{ t}$ en cada cable.

5.3. DISEÑO FINAL

Se hará por método elástico, con esfuerzos nominales y utilizando especificaciones del Manual of Steel Construction (AISC) y del Manual AWWA para tubería de acero.

- Diseño del tubo:

Diámetro exterior de 610 mm e = 7,94 mm

$I = 67900 \text{ cm}^4$ momento de inercia

$S = 2230 \text{ cm}^3$ módulo de sección

Tenemos que en el tubo el momento flexionante máximo que rige el diseño es: el momento debido a oscilaciones horizontales por sismo; los esfuerzos producidos por el viento no son importantes, debido a que la estructura presenta poca superficie y está protegida del viento, en cambio si tiene una masa considerable que produce fuerzas de sismo.

$$M_{\max} = 31,5 \text{ to-m}$$

Esfuerzo máximo de flexión:

$$= \frac{31,5 \times 1000 \times 100}{2230 \text{ cm}^3} \text{ kg-cm} = 1410 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo máximo por la componente horizontal del cable:

- Estático = 114 Kg/cm²
- Dinámico = 16,7 kg/cm²
- Esfuerzo equivalente total = 1640 kg/cm²

Según el AISC Sect. 1.5.6. de las especificaciones, se permite un incremento de una tercera parte sobre los esfuerzos permisibles cuando se toman en cuenta esfuerzos de sismo o de viento.

El esfuerzo permisible según el Manual AWWA para tubería de acero es 0,5 Fy.

$$\text{perm} = 1270 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Max perm} = 1,33 \times 1268 = \underline{1690 \text{ Kg/cm}^2}$$

En este caso tenemos max = 1640 kg/cm² está bien.

Chequeo del cortante

$$V = 3,44 \text{ t}$$

$$\text{Area} = 149 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{3440}{149} = 23 \text{ kg/cm}^2$$

$$149$$

El permisible es: 0,4 Fy = 1010 Kg/cm²

Por lo tanto el tubo debe ser:

Tubo de acero diámetro exterior 610 mm, espesor 7,93 mm acero A 36

Diseño del cable:

- Tensión:

- estática $T = \frac{5,79}{\text{Sen } 18,8} = 17,9 \text{ t}$

- dinámica $T = 2,63 \text{ t}$

- total $T = 20,6 \text{ t}$

En cada cable $T = \frac{20,58}{2} = 10,3 \text{ t}$

Factor de seguridad FS = 4

La tensión de rotura será $10,3 \times 4 = 41,2 \text{ t}$

Usar dos cables a cada lado del tubo en total cuatro cables en todo el puente, ver planos.

Diámetro 19,1 mm

tipo: Bridge Rope-Bethlehem Cat. Nº 248 A

Pág. 25

Carga de rotura 26 t

Peso: 2,02 Kg/m

Area metálica $0,268 \times 6,45 = 1,73 \text{ cm}^2$

Módulo elasticidad $1,27 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Nota:

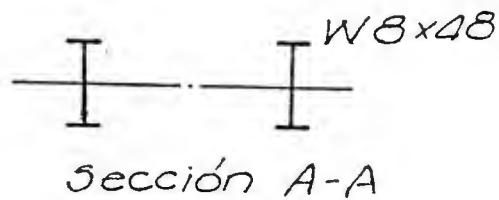
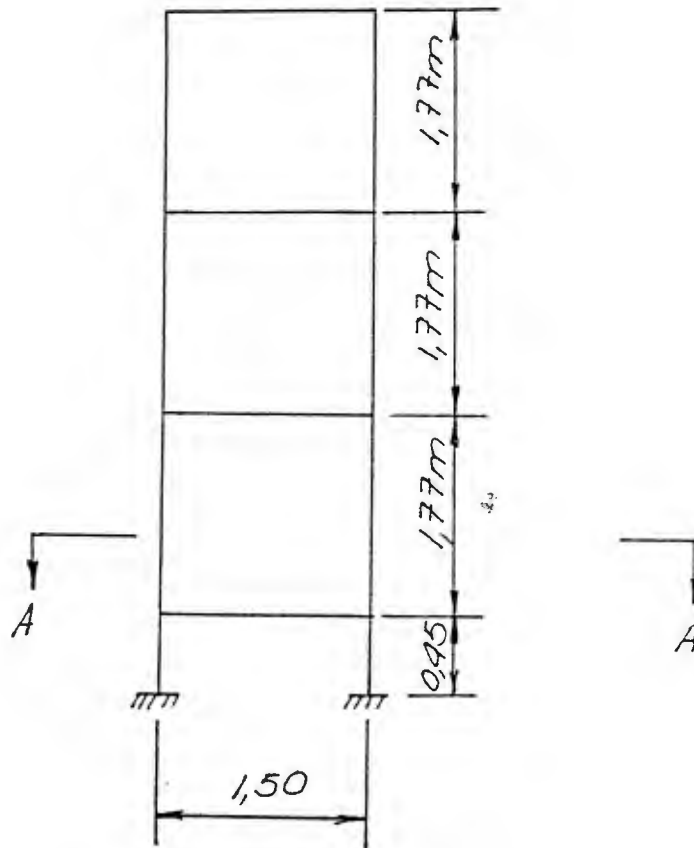
El cable será doble y corrido, con una sola unión o pega.

- Diseño de las torres

Revisando el diseño de la torre del puente colgante construido, para cargas de sismo y estáticas, se determinó que los elementos utilizados en el diseño de la torre del puente colgante cumple con las solⁱcitaciones del puente atirantado pero varía la orientación de los elementos; de la siguiente manera:

- El sentido fuerte a la flexión (eje x-x) alineado transversalmente al eje longitudinal del puente como se indica en la siguiente figura.

- Las dimensiones de la torre también varían como se indica.



dimensiones de las torres
sin escala, cotas en metros

Debido a que las dimensiones de las torres son semejantes a las del puente con el que se hará la comparación, entonces el precio de estas se tomará igual.

CAPITULO 6:

PRESUPUESTO DEL PUENTE
ATIRANTADO

6. PRESUPUESTO

El costo de la estructura alternativa que se estudió, se desglosa de la siguiente manera:

| | | |
|------------------|---|---------|
| - Dos torres | ∅ | 35 000 |
| - Tubo (73,34 m) | | 114 000 |
| - Cables | | 10 400 |
| - Costo total | ∅ | 159 600 |

De la misma manera que se hizo en la estructura original (Puente colgante) se ha tomado en cuenta para este presupuesto, únicamente el valor de la estructura y dejando de lado los costos de fundación y construcción en sitio o sea erección propiamente dicha, y mantenimiento de la estructura, que serán analizados comparativamente en el próximo capítulo.

CAPITULO 7:

COMPARACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

7. COMPARACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

7.1. ASPECTO ECONOMICO

En el puente atirantado se obtuvo un valor de la estructura, semejante al del puente colgante (alrededor de un 5 % menos que el del puente colgante). Se ha observado que el valor de la alternativa propuesta es sumamente sensible a los cambios de diámetro y espesor en el tubo, ya que este representa un 71 % de su valor. Es posible obtener un ahorro de materiales aumentando el diámetro y disminuyendo el espesor, para obtener un tubo más liviano, por ejemplo si el tubo se aumenta a un diámetro de 660 mm y espesor de 6,35 mm se obtiene una disminución de un 13 % del valor comparado con el tubo utilizado de 610 mm y espesor de 7,93 mm. Mediante estos cambios se pueden mantener; o aún mejorar las propiedades estructurales.

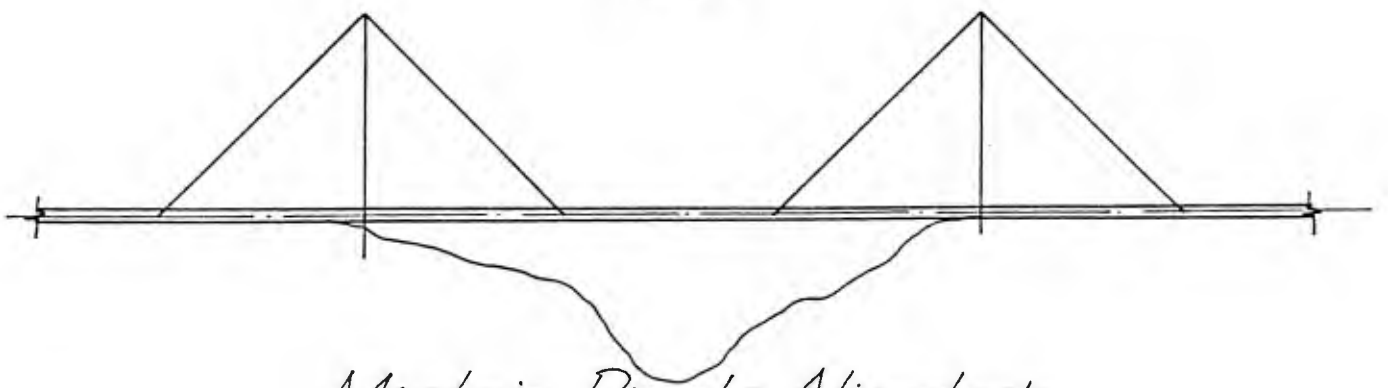
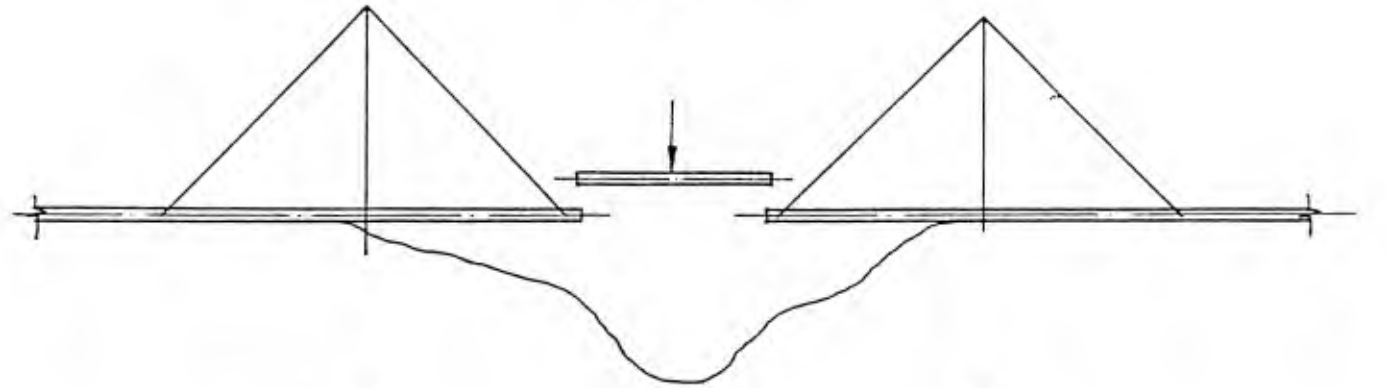
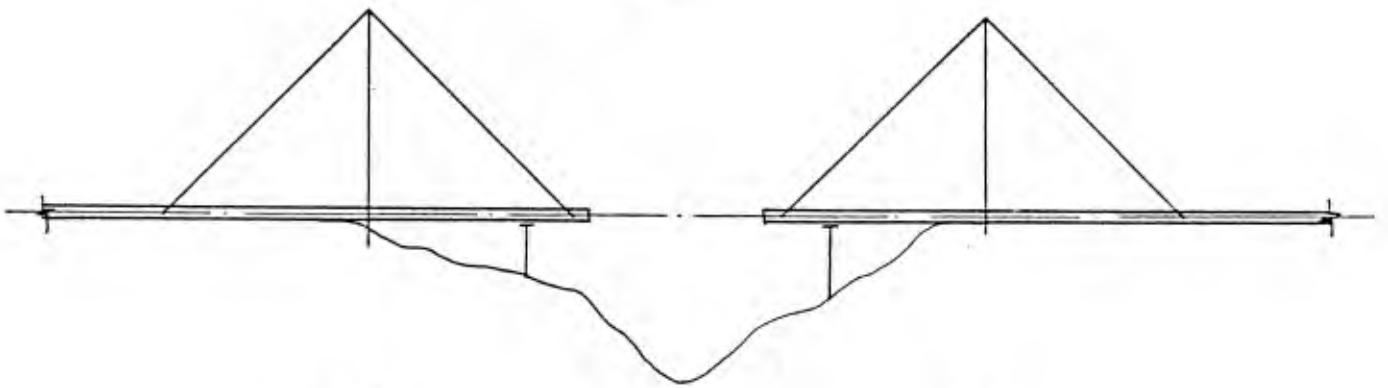
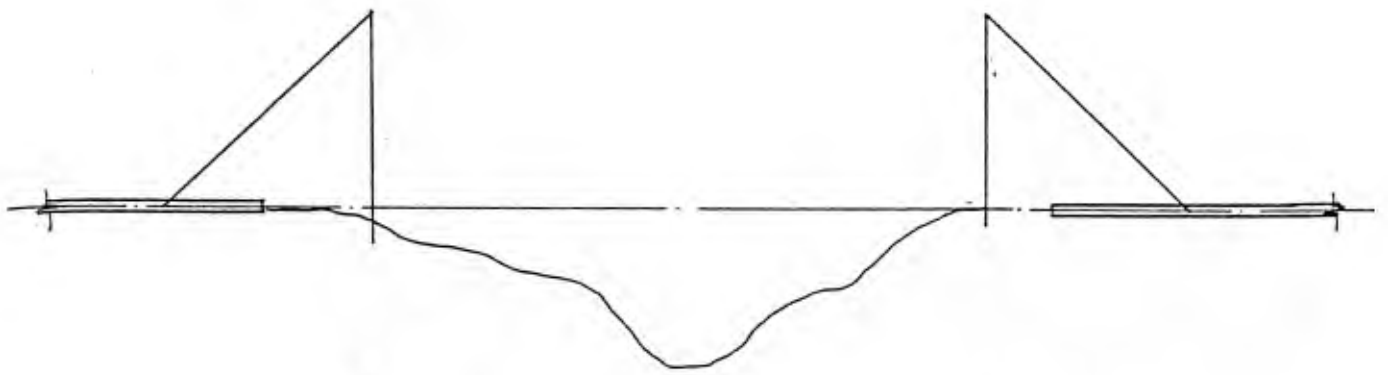
A pesar de que en este caso, la economía obtenida es poca, en lo que se refiere a estructuras de acero, esta es mayor en otros aspectos, por ejemplo la cantidad de concreto necesario en el puente atirantado es de un 88 % menor que en el puente colgante, pues no se utilizan anclajes. Solamente se requiere de una pequeña estructura de concreto, de alrededor de 4 m^3 en cada extremo, 8 m^3 en total. En el puente colgante los anclajes son de 34 m^3 cada uno. También se puede tener un ahorro considerable en tiempo y dinero en la erección de la estructura en el sitio, debido a su sencillez.

7.2. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

El factor constructivo en esta estructura propuesta, es de bastante importancia, se ha considerado que los métodos a emplear en su erección no son complicados y pueden ser fácilmente aplicables en las condiciones topográficas que se tienen en este caso, y que en general no sería más desfavorables que para el puente colgante que se tiene como solución alterna y más común. Se tiene la ventaja de que para la colocación de la tubería se requieren únicamente soportes en los puntos en donde finalmente el tubo estará unido a los cables por lo tanto la obra falsa no sería complicada y casi innecesaria. La sobrecarga del tubo debida al agua, y a la carga viva es mucho mayor (276,8 Kg/m) que la del tubo vacío por lo que se podrían colocar inicialmente los tramos extremos (entre las torres) de 14,67 m y usar estos como soporte para deslizar el tramo central también de 14,67 o modificar estas longitudes y hacer los tramos exteriores de 15 m y el central de 14 m.

Las torres del puente, debidamente acondicionadas, pueden ser utilizadas como elemento de izaje y colocación de los tramos de tubería.

El mantenimiento demandado por este puente es mínimo, y el hecho de que la estructura es muy uniforme y sin piezas pequeñas, facilita su ejecución.



Montaje Puente Atirantado

BIBLIOGRAFIA

8. BIBLIOGRAFIA

1- Manual of Steel Construction AISC 7º Ed.

2- Manual AWWA para tubería de acero.

3- Dinamics of structures Clough, Penzien Editorial Mc. Graw Hill.

4- Steel Structures Design and Behavior.

Salmon, Johnson Editorial Crowell Harper and Row.

5- Estructuras indeterminadas.

White Gergely and Smith Vol. 2 Ed. Limusa.

6- Catálogo General, Trensas y cables de acero S. A. TYCSA.

7- AWWA Standard for Fiel Welding of Steel water pipe.

American water works associations.

APENDICE:

A. PLANOS Y FOTOGRAFIAS COLG
GANTE Y PRESUPUESTO

DATOS SOBRE PUENTES EXISTENTES EN EL AYA

| Lugar | Tipo | Luz (m) | Ø Tubo (mm) | Ø cable (mm) |
|---------------------------------|------------------|------------|----------------|-----------------|
| fo Tiribi (Miller) | Colgan. 2 cables | 50.00 | 460 | 22 |
| fo Colorado (Turrialba) | Celosia | 15.00 | 150 | |
| fo Tiribí (Tres Ríos) | Celosia | 20.00 | 460 | |
| a Trinidad (Moravia) | Colgan. 1 cable | 37.92 | 100 | 16 |
| fo Belén (Carrillo) | Colgan. 1 cable | 35.04 | 100 y 130 | 16 |
| fo Virilla (Los Sitios) | Colgan. 2 cables | 40.24 | 610 | 25 |
| fo Caño Seco (Villa Neilly) | Colgan. 1 cable | 35.04 | 200 | 16 |
| fo Virilla (Fuente La Libertad) | Colgan. 2 cables | 48.00 | 300 | 19 |
| añería Atenas | Celosía | 21.70 | 200 y 250 | |
| añería Atenas | Celosía | 18.90 | 200 y 250 | |
| añería Atenas | Celosía | 9.90 | 200 y 250 | |
| añería Barba | Celosía | 24.60 | 150 | |
| añería Barba | Colgan. 1 cable | 28.00 | 150 | 16 |

| Lugar | Tipo | Luz (m) | Ø tubo (mm) | Ø cable (mm) |
|---------------------------|----------------|------------|----------------|-----------------|
| Prendas Atenas | Colgan.1 cable | 27.85 | 200 y 250 | 19 |
| Río Caño Grande (Venecia) | Colgan.1cable | 56.25 | 50 y 75 | 16 |
| Río Caño Grande (Venecia) | Colgan.1 cable | 54.90 | 75 | 19 |



APENDICE:

B. METODO DE RALEIGH

APENDICE BMETODO DE RALEIGH

Debido a que la frecuencia de vibración de un sistema determina su comportamiento dinámico, es que el método de Raleigh es tan usado para determinarla.

El método tiene su base en la siguiente expresión:

$$W^2 = \frac{K}{m}$$

donde W es la frecuencia, y K y m son la rigidez y la masa del sistema respectivamente.

tema respectivamente.

La fórmula $W^2 = K/m$ se obtiene de igualar las energías cinética y potencial del sistema, generalizando las ecuaciones de estas energías se obtiene.

$$V_{\max} = \frac{1}{2} Z_0 \int_0^L EI(x) [\psi''(x)]^2 dx$$

$$T_{\max} = \frac{1}{2} Z_0 \omega^2 \int_0^L m(x) [\psi(x)]^2 dx$$

donde:

Z_0 = Amplitud máxima del modo de oscilación

E = Modulo de elasticidad de material

I (x) = Momento de inercia en x

$\psi(x)$ = Función que da la forma del modo de oscilación

W = Frecuencia de oscilación

$m(x)$ = Función de la masa en x

L = Longitud

T_{\max} = Energía cinética máxima

V_{\max} = Energía potencial o de deformación máxima

Igualando T_{\max} y V_{\max} se obtiene la forma generalizada de la ecuación;

$$W^2 = K/m, \text{ así}$$
$$W^2 = \frac{\int_0^L EI(x) [\psi''(x)]^2 dx}{\int_0^L m(x) [\psi(x)]^2 dx} \approx \frac{K^*}{m^*}$$

La exactitud de la frecuencia obtenida depende enteramente de la función $\psi(x)$ asumida para representar el modo de vibración.

Básicamente puede ser escogida cualquier curva deformada consistente con los límites geométricos y las condiciones de los apoyos.

Cualquier otra curva asumida que no sea la del modo de vibración resulta en una frecuencia de vibración mayor debida a una mayor energía de deformación necesaria para mantener el equilibrio. Entonces, se puede tantear con diferentes funciones $\psi(x)$ hasta obtener la menor frecuencia.

El mejor criterio para determinar esta función es el de usar la que se obtiene de aplicar al sistema las fuerzas de inercia.

$$\bar{P}(x) = m(x) \bar{\psi}(x)$$

En general la evaluación de $\psi(x)$ envuelve más esfuerzos de cálculo del requerido en un análisis aproximado, y se obtiene bastante aproximación con menos refinación en $\psi(x)$.

Se obtiene buenos resultados al evaluar la función con la carga $\bar{P}(x) = m(x)g$ donde m es la masa distribuida y g es la aceleración de la gravedad, por lo tanto $\bar{P}(x)$ es la carga muerta, actuante sobre la estructura, entonces tenemos que $v_d(x) = \frac{\psi(x)}{Z_0}$, es una función que aproxima la del modo de vibración y que tiene amplitud igual a uno entonces se obtiene:

$$W^2 = g \frac{\int_0^L m(x) v_d(x) dx}{\int_0^L m(x) [v_d(x)]^2 dx}$$

Si $m(x)$ es constante entonces:

$$W^2 = g \frac{\int_0^L v_d(x) dx}{\int_0^L [v_d(x)]^2 dx}$$

este es el caso de la estructura que se analizará.

APENDICE:

C. MEMORIA DE CALCULO

Apendice C

Memoria de Cálculo

1. Presupuesto Puente Colgante

Costo unitario ₡13,7/kg de acero

| Elemento | Peso kg. | Precio ₡ |
|------------------|----------|-----------|
| -Torres | 2570 | 35 200 |
| -Viga de rigidez | 2730 | 37 400 |
| -Accesorios | | 15 700 |
| -Cables | | 10 000 |
| -Tubo | 6650 | 68 800 |
| Total | | ₡ 167 100 |

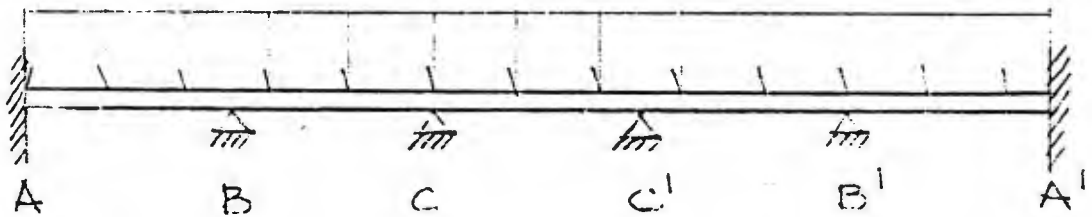
El costo unitario de tubería es de ₡13,2/kg



| | | |
|--------------------------------|------------------|-------------------|
| NOMBRE: Giovanni G. | CARNET 761791 | FECHA: Nov. 80 |
| PROYECTO: Puente de Tubería | | 1/14 |

2. Cálculos Preliminares

Estructura simplificada:



$$\text{Momento máximo } M = \frac{w \cdot L^2}{12}$$

w = carga distribuida.

L = longitud entre apoyos = 14,67 m

Características:

- diámetro exterior del tubo 610 mm
- espesor 6,35 mm
- módulo de sección 1800 cm³
- carga viva 48 kg/m
- peso propio tubo y agua 374 kg/m

Esfuerzos:

- de flexión máximo 421 kg/cm²
- por temperatura 100 kg/cm²
- por cable 189 kg/cm²

esfuerzo equivalente 710 kg/cm²
esfuerzo permisibles

0,5 F_y 12.70 kg/cm²

Deformaciones

- máxima permitida $\frac{L}{360} = 4,07 \text{ cm}$

- calculada 0,39 cm

Conclusiones:

• aumentar el espesor a 7,94 mm
al considerar efectos dinámicos

NOMBRE:

CARNET:

FECHA:

PROYECTO:

ESCUELA DE
INGENIERIA CIVIL

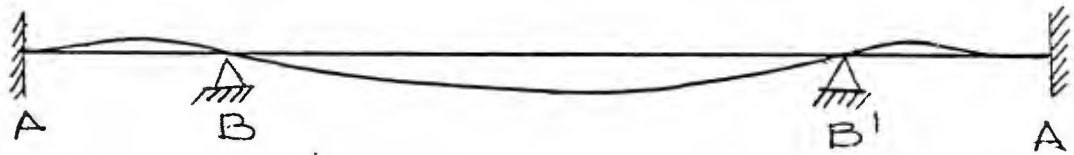
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

3/14

3. Consideraciones Sísmicas

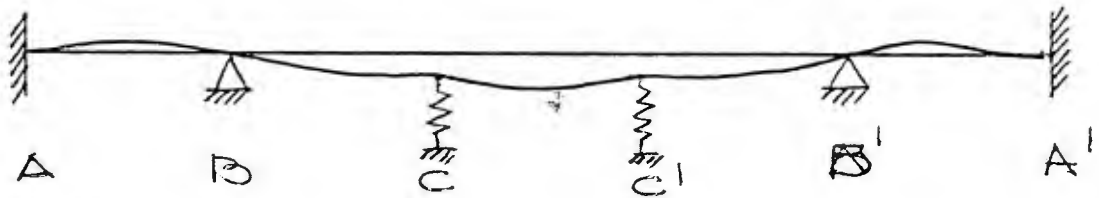
Modos de oscilación

- horizontal:



- Vertical.

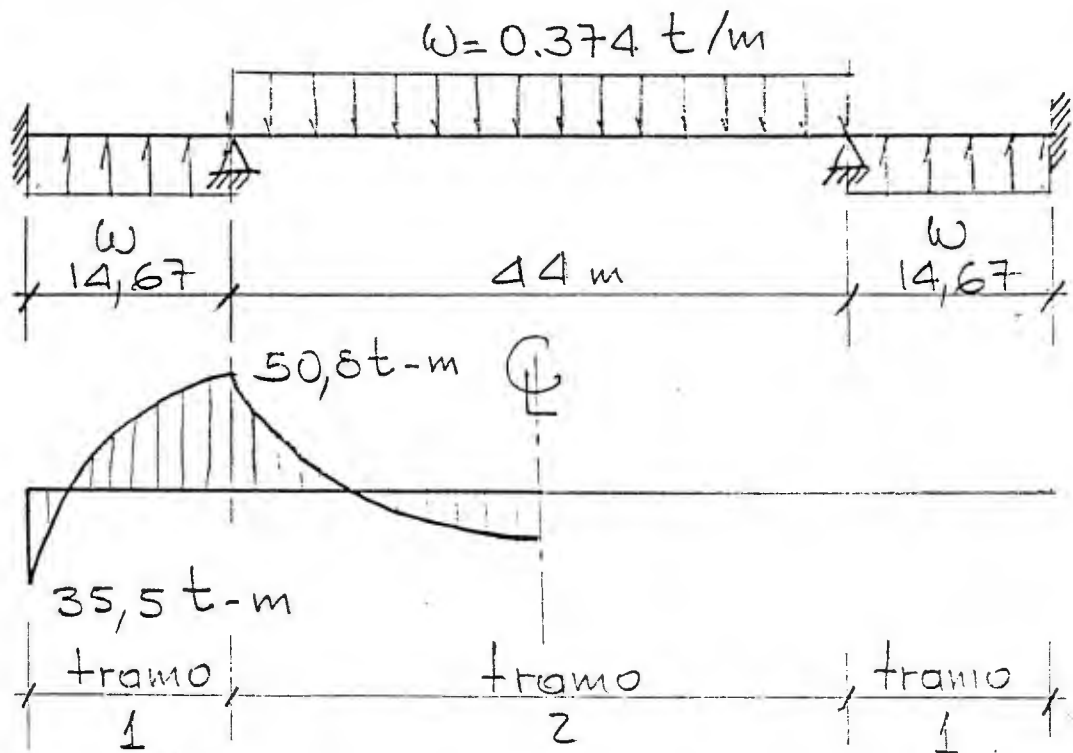
a) hacia abajo



b) hacia arriba.

Igual que la oscilación horizontal

- Período fundamental oscilación horizontal. (Método de Raleigh)



Las ecuaciones de la de formación:

tramo 1:

$$N_1(x) = \frac{-w}{24EI} [x^4 - 55,5x^3 + 1136x^2 + 1,58x]^2$$

tramo 2

$$N_2(x) = \frac{w}{24EI} [x^4 - 88x^3 + 1628x^2 + 13524x]$$

Con $E = 2 \times 10^7 \text{ kg/cm}^2$, $I = 5,47 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

Evaluamos

$$w^2 = g \frac{\int_0^L N(x) dx}{\int_0^L [N(x)]^2 dx}$$

NOMBRE:

CARNET:

FECHA:

PROYECTO:

ESCUELA DE
INGENIERIA CIVIL

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

5/14

$$\omega^2 = 19,1 \text{ seg}^{-2}, \text{ luego } T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{19,1}} = 1,44 \text{ seg.}$$

-Fuerzas Sísmicas
según CSCR

$$F_i = (\alpha C u_i^*) W_i$$

con $\alpha = 1,2$; $C = 0,44$ para $T = 1,44$
y haciendo u_i^* para una estructura
continua

$$u_i^* = \left[\frac{\phi_i \sum_{i=1}^n W_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_i^2} \right] \quad \text{Como}$$

$$u(x) = \psi(x) \frac{\int_0^L N_d(x) dx}{\int_0^L [N_d(x)]^2 dx} \quad \text{las inte-}$$

grales ya se obtuvieron, entonces:

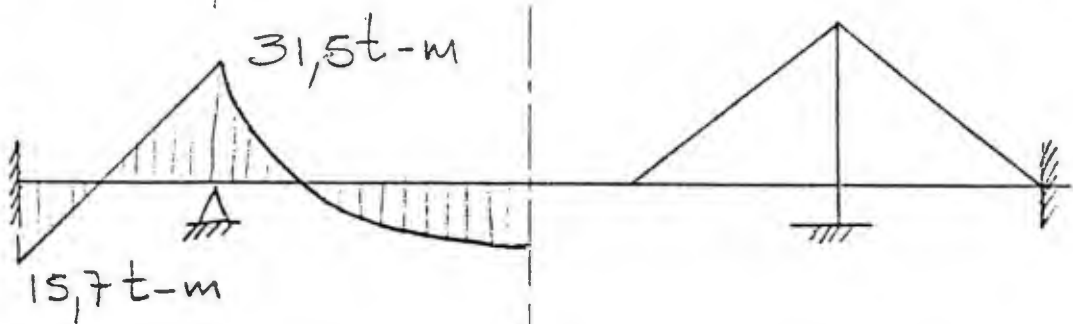
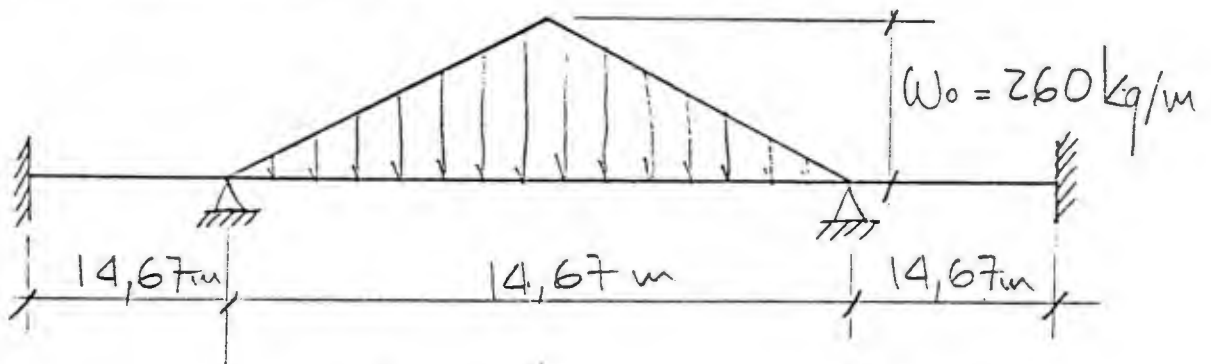
$$u(x) = 2,78 \times 10^{-6} \psi(x)$$

Entonces:

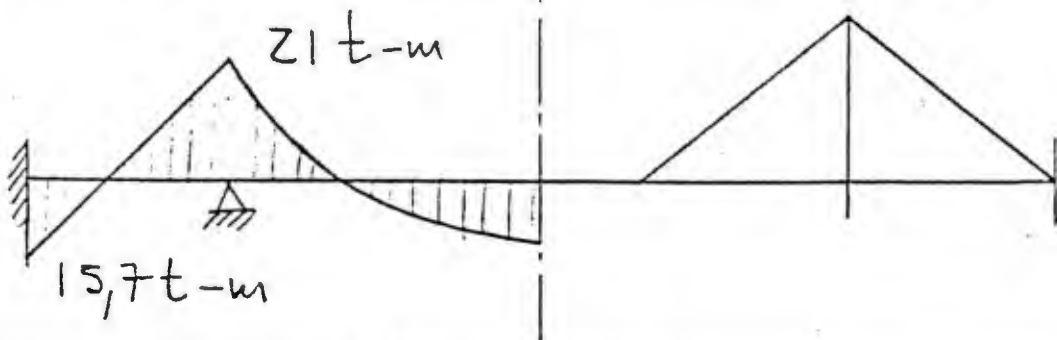
$$F(x) = (1,2)(0,44)(2,78 \times 10^6) \psi(x).$$

Con $\psi(x)$ = obtenido para los tramos
1 y 2,

en el tramo 1 es despreciable, en el
tramo 2 se obtiene:



Para oscilación vertical hacia arriba:



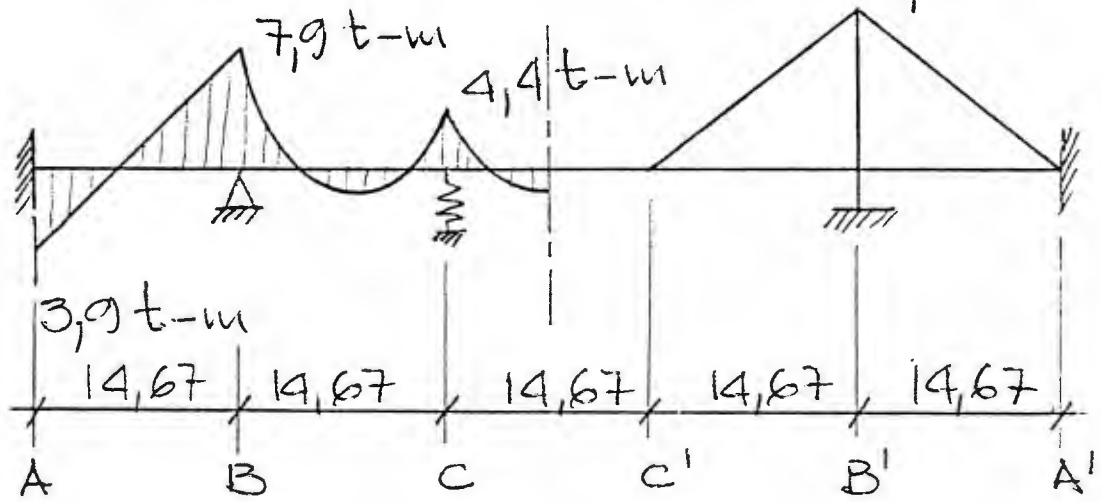
NOMBRE:

CARNET:

FECHA:

PROYECTO:

En oscilación vertical hacia abajo



NOMBRE:

CARNET:

FECHA:

PROYECTO:

8/12

Diseño Final.

$$M_{max} = 31,5 \text{ t-m.}$$

Esfuerzo.

$$\text{flexión } \sigma_f = \frac{31,5 \times 100 \times 1000}{2230} = 1410 \text{ kg/cm}^2$$

temperatura 100 kg/cm^2

Cable: $16,7 \text{ kg/cm}^2$ dinámico

114 kg/cm^2 estático

Esfuerzo total equivalente σ_E

$$\sigma_E = 1640 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible. AISC 1.5.6

$$\sigma_{max} = 1,33 \sigma_{perm.} = 1,33 \times 1270$$

$$\sigma_{max} = 1690 \text{ kg/cm}^2$$

Chequeo Cortante.

$$\text{Horizontal} = 2,86 \text{ t}$$

$$\text{Vertical} = 1,91 \text{ t}$$

$$\text{Resultante} = \sqrt{1,91^2 + 2,86^2} = 3,44 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{3440 \text{ kg}}{149,3 \text{ cm}^2} = 23 \text{ kg/cm}^2$$

Permisible. $0,4F_y = 1010 \text{ kg/cm}^2$
 \Rightarrow está bien!

Usar tubo de acero diámetro 610 mm
espesor 7,94 mm

- Diseño cables
tensión:

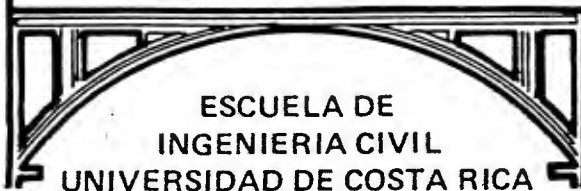
estática 17,9 t
dinámica 2,63 t

F.S. = 3

$$T_{\max} = \frac{3}{2}(17,9 + 2,63) t = 30,9 t / \text{cable.}$$

Usar dos cables $\phi = 19,1 \text{ mm}$

Tipo: Bridge-Rope Bethlehem
Cat. N° 248A pag 25 o similar.
rotura: 26 t
peso: 2,02 kg/m.
area metálica 1,73 cm²



NOMBRE:

CARNET:

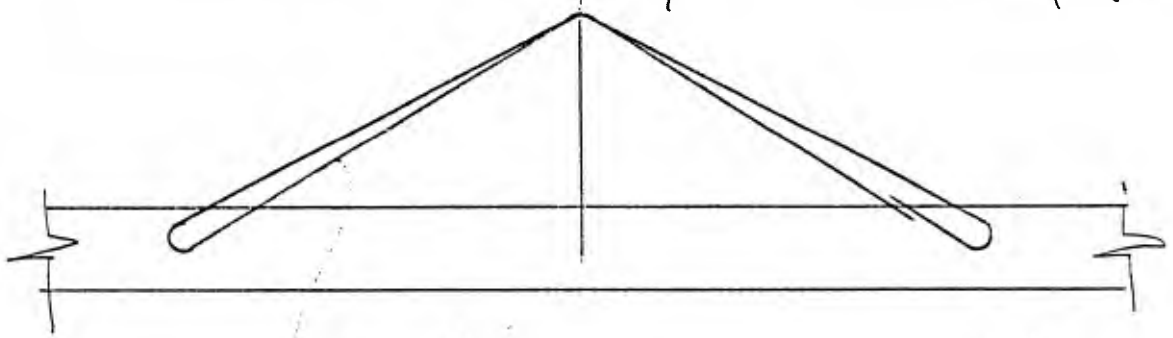
FECHA:

PROYECTO:

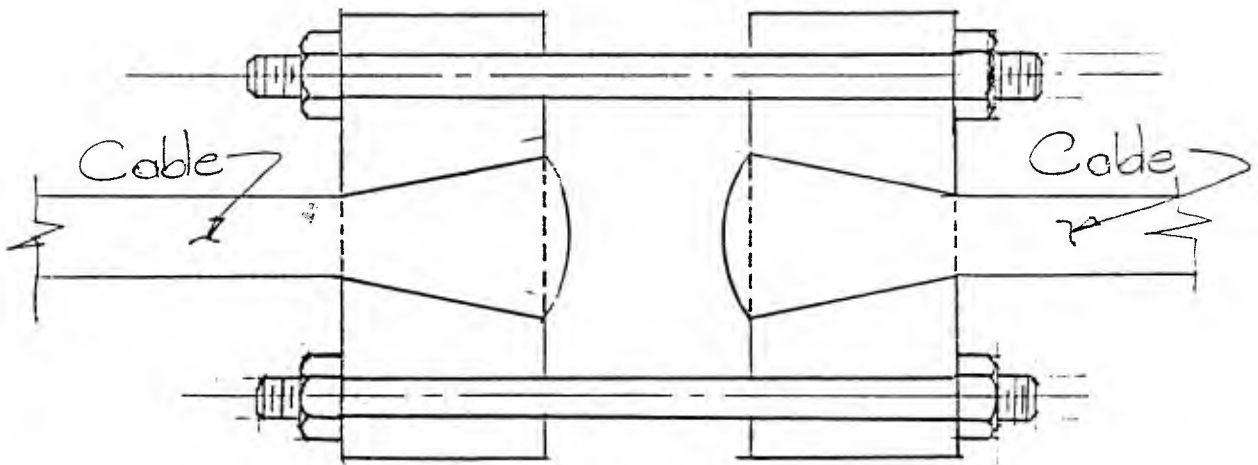
10
14

$$E = 1,27 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Colocado continuo y con una sola pega.



Igual a ambos lados del tubo



Tipo de unión de los cables
eficiencia 100%

Elongación del cable:

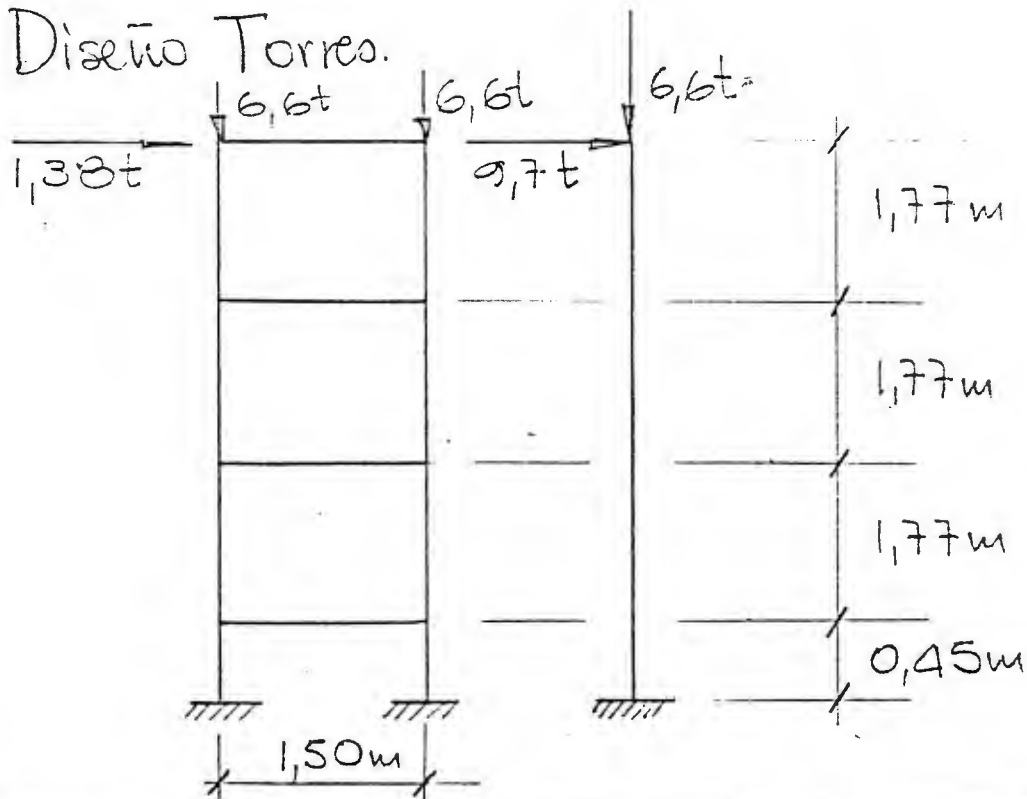
$\delta_c = 5,36 \text{ cm}$ Carga estática

$\delta_c = 3,20 \text{ cm}$ tubo vacío

$$\Delta\delta_c = 5,36 - 3,2 = 2,16 \text{ cm.}$$

Cuando se vacía el tubo, este se ve estrozado por un $\Delta\delta$ de 2,16 cm pero produce cargas menores que las de tubo lleno, en el propio tubo.

- Diseño Torres.



Usar
Columnas y arriostres
W/8 x 48.



← Eje tubo.



NOMBRE:

CARNET:

FECHA:

PROYECTO:

13
14

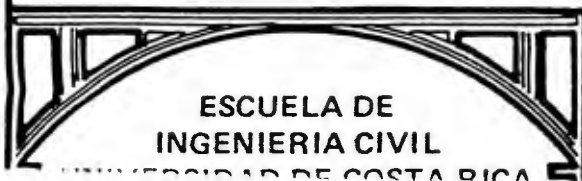
Presupuesto Puente atirantado

- torres: igual que en puente.
colgante: 2570 kg ₡ 35 200

- tubo ₡ 13,2/kg
8640 kg ₡ 114 200

- Cables long 248 m ₡ 10 400

Total. ₡ 159 800



NOMBRE:

CARNET:

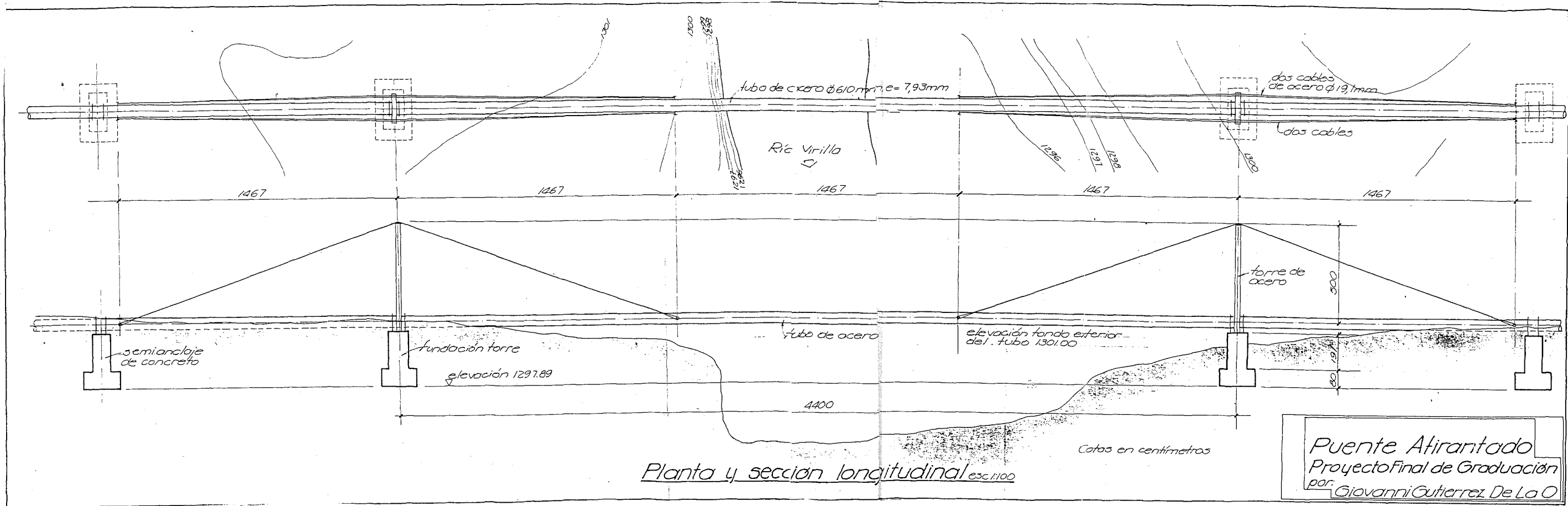
FECHA:

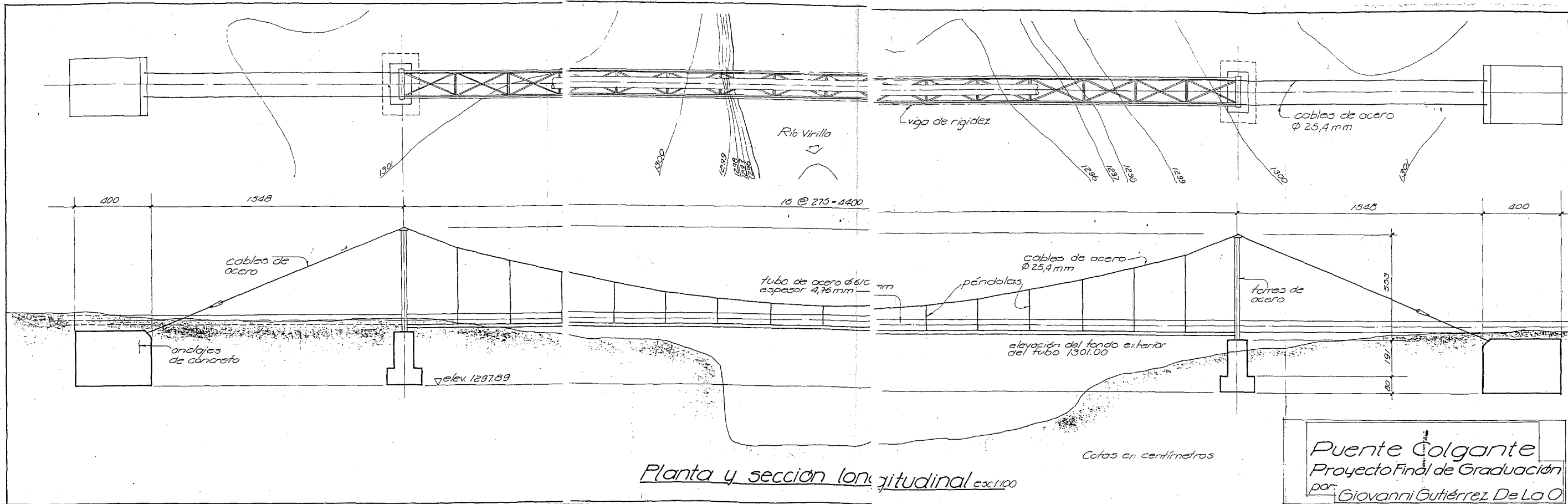
PROYECTO:

14/4

APENDICE:

D. PLANOS PUENTE ATIRANTADO





Puente Colgante
 Proyecto Final de Graduación
 por Giovanni Gutiérrez De La O