

"AÑO DE LA DIVERSIFICACIÓN PRODUCTIVA Y DEL FORTALECIMIENTO DE LA EDUCACIÓN"

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCABELICA

(Creada por Ley N° 25265)

FACULTAD DE INGENIERÍA MINAS CIVIL AMBIENTAL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**"ESTUDIO COMPARATIVO DE DISEÑOS
EN PUENTE COLGANTE PEATONAL"**

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN
ESTRUCTURA

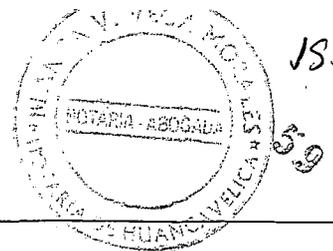
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

Presentado por el Bachiller:
Vladimir, HUAMANI NOLASCO

ASESOR:
Arq. Hugo C. SALAS TOCASCA

LIRCAY – HUANCABELICA

2015



JSI
59

ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS.

EN LA FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS - CIVIL - AMBIENTAL, EN EL PARANINYO DE LA FIMCA, ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL - LIRCAY A LOS VEINTICINCO DIAS DEL MES DE JUNIO DE 2015 SIENDO LA 1:00 PM SE INSTALO LOS MIEMBROS DEL JURADO EN BASE A LA RESOLUCION DE CONCEJO DE FACULTAD NO 004-2015 -FIMCA - UNH DE FECHA 24 DE JUNIO DE 2015 EN LA CUAL SE RESUELVE ARTICULO PRIMERO: APROBAR LA HORA Y FECHA PARA LA SUSTENTACION DE TESIS, CUYO TITULO ES "ESTUDIO COMPARATIVO DE DISEÑOS EN EL PUEBTE COLGANTE PEATONAL" SIENDO EL RESPONSABLE DEL PROYECTO HUAMANI NOLASCO, VLADIMIR, BACHILLER EN INGENIERIA CIVIL. Y MIEMBROS DEL JURADO ING. ENRIQUE RIGOBERTO CAMAR OJEDA (PRESIDENTE), ING. URIEL NETA CAJIN (SECRETARIO), ING. LR. FRANKLIN SURICHAQUI GUTIERREZ (VOCAL), CON LA FINALIDAD DE EVALUAR LA SUSTENTACION DE TESIS REFERIDO INMEDIATAMENTE SE PROCEDEO CON LA INTERVENCION DEL PRESIDENTE DANDO LAS INDICACIONES CORRESPONDIENTES PARA DAR INICIO A LA SUSTENTACION DANDO EL TIEMPO DE TREINTA MINUTOS DE SUSTENTACION SEGUIDAMENTE TERMINADO LA SUSTENTACION, SE PROCEDEO A LA FORMULACION DE PREGUNTAS PERTINENTES LAS CUALES FUERON ABSUELTAS POR EL TEBISTA.

LOS MIEMBROS DEL JURADO DESPUES DE UN DEBATE Y CALIFICACION SE RESUELVE: APROBAR POR MAYORIA LA SUSTENTACION DE TESIS, SIENDO LAS HORAS 2:00 PM DEL DIA 25 DE JUNIO DE 2015 EN SEÑAL DE CONFORMIDAD FIRMAN AL DIA DEL PRESENTE.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA
CERTIFICO QUE LA PRESENTE ES COPIA FIEL
DE LA ORIGINAL QUE TENGO A LA VISTA
SECRETARIA

[Signature]
ING. URIEL NETA CAJIN
SECRETARIO

[Signature]
ING. ENRIQUE RIGOBERTO CAMAR OJEDA
PRESIDENTE

19 NOV 2015
[Signature]
Ing. Franklin Surichacqui
Vocal

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios:** Todopoderoso, reconociendo que toda la vida y todo don perfecto provienen de Él.
- Mis padres:** Juan y Julia, porque son el apoyo que siempre necesito para seguir adelante; este logro es de ustedes más que mío y no hubiera sido posible sin su amor y esfuerzo, muchas gracias.
- Mi esposa:** Marion Roció, por ser un pilar fundamental en mi vida, gracias por ser mi fortaleza.
- Mis hijos:** Axel y Guadalupe, gracias por nacer y con su inocencia ser mi motivación y alegría.
- Mis hermanas:** Mardalia, Mariela, Carolina y Milagros, por su apoyo y cariño en todo momento.
- Mis familiares:** Con los que comparto este triunfo y orgullo.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar quiero agradecer al Arq. Hugo Camilo Salas Tocasca, asesor de esta tesis, por proporcionarme la motivación y la formación necesaria para la realización de este trabajo, además de brindarme su confianza, amistad y apoyo en todo momento.

De la misma manera agradezco a los profesionales: Ing. Uriel Neira Calsin, Ing. Enrique R. Cámac Ojeda y al Lic. Franklin Surichaqui Gutiérrez, Jurados de este trabajo de investigación científica (tesis), que brindaron su conocimiento y su apoyo incondicional para hacer realidad esta investigación.

De la misma manera agradezco al Ing. Rodrigo Huamancaja Espinoza, por haberme dado todo su apoyo moral durante mi permanencia en la UNH.

Agradezco a la Universidad Nacional de Huancavelica, facultad de ingeniería de Minas Civil Ambiental y a su plana de catedráticos de la escuela profesional de civil, por la formación profesional que me brindo durante todos los años académicos de mi formación profesional, con los cuales he compartido muy buenos momentos.

A mis padres Juan y Julia, a mis hermanos una dedicación y un agradecimiento muy especial por la confianza depositada en mí y su apoyo siempre incondicional.

A todos mis amigos con las que compartimos buenos y malos momento durante nuestra formación profesional y a las personas que me faltó mencionar solo mes queda decir.

¡Muchas Gracias a Todos!

Índice

Dedicatoria	2
Agradecimiento	3
Índice.....	4
Resumen.....	7
Introducción	9

Capítulo I:

Problema

1.1 Planteamiento del problema.....	11
1.2 Formulación del problema.....	12
1.2.1 Problema General	12
1.2.2 Problemas Específicos.....	12
1.3 Objetivo.....	13
1.3.1 Objetivo general	13
1.3.2 Objetivos Específicos.....	13
1.4 Justificación	14

Capítulo II:

Marco Teórico

2.1. Antecedentes	16
2.1.1 Evolución y tipo de puentes a lo largo de la historia.....	16
2.1.2 Puentes colgantes a nivel internacional	17
2.1.3 Puentes colgantes a nivel nacional	20
2.2. Bases teóricas	22
2.2.1 Definición.....	22
2.2.2 Condiciones consideradas para el diseño de puentes Colgantes.....	24
2.2.3 Tipos de puentes, con respecto a la rigidez	25
2.2.4 Sistema Estructural	30
2.2.5 Diseño arquitectónico	34
2.2.6 Conclusiones y recomendaciones de diseño	37
2.3. Hipótesis.....	38
2.4. Variables de Estudio	39

Capítulo III:

Metodología de la investigación

3.1. Ámbito de estudio	41
3.2. Tipo de investigación	41
3.3. Nivel de investigación.....	42
3.4. Método de investigación	42
3.4.1 Método General	42
3.4.2 Método Especifico	42
3.5. Diseño de Investigación	42
3.6. Población, muestra y muestreo.....	43
3.6.1 La población	43
3.6.2 Muestra	43
3.7 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	44
3.7.1 Técnicas	44
3.7.2 Los Instrumentos	44
3.8. Procedimientos de recolección de datos	48
3.9. Técnicas de procesamiento y análisis de datos	49
3.10 Procedimientos de Recolección de Datos	49
3.11 Cálculo de la superestructura y diseños	49
3.11.1 Diseño del Maderamem	50
3.11.2 Diseño de entablado	50
3.11.3 Diseño de Largueros	51
3.11.4 Diseño de Viguetas	52
3.11.5 Comportamiento y/o deformación de puente colgante	53
3.12. Diseño de las péndolas	73
3.12.1 Generalidades	73
3.12.2 Numero de Péndolas	73
3.12.3 Diámetro de Péndolas	73
3.12.4 Longitud de las péndolas	74
3.12.5 Conexión parte inferior de péndola con tablero	77
3.12.6 Conexión parte superior de péndola con cable	80
3.13 Diseño de las torres (Porticos)	91
3.13.1 Generalidades	91
3.13.2 Esfuerzos en la torre	92

3.13.3 Dimensionamiento	93
3.13.4 Análisis y Diseños de elementos estructurales.....	93
3.13.5 Diseño estructural de un puente colgante peatonal	119

Capítulo IV:

Resultados

4.1. Presentación de resultados	123
Conclusiones	128
Recomendaciones.....	129
Bibliografía	130
Anexo:	
Presupuesto	140
Metrados	143
Planos específicos.	147

RESUMEN

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

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

En lo que respecta a las vías de comunicación, éstas son las más demandadas en las comunidades, poblaciones y ciudades, pero también son los menos prestados en atención en el interior del país para comunicar a los pueblos más pobres especialmente en el VRAEM

Lo anterior provoca que no existan medios suficientes y adecuados que permitan acceder a las poblaciones en especial el lugar de estudio que es la comunidad de Machacuay del distrito de Ahuaycha-Tayacaja-Huancavelica que se encuentra comprendida dentro de los valles Apurímac, Ene y Mantaro (VRAEM) y su verdadera inclusión tal como se pretende hacer en el presente gobierno y así mejorar la calidad de vida de la población.

Para tratar de dar una solución rápida al problema que se presenta en la inclusión social en el interior del país hemos pensado en la construcción de **“Puentes peatonales colgantes”**, que puedan construirse en corto plazo con materiales convencionales que permitan el libre tránsito de la población a las que no llega la inclusión social además estos puentes colgantes peatonales son un eje de comunicación muy benéfico ya que son de bajo costo, su tiempo de ejecución es corto y son muy seguros para la población, lo que la construcción de esta estructura vial sería beneficiaria para la comunicación, quedando además como una vía de acceso permanente para la población.

Para facilitar el análisis de los puentes utilizaremos un diseño de Manual Matemático y otro con asistencia de un programa de cálculo y el diseño óptimo según las normas de construcción vigentes y el Reglamento de Edificaciones y Construcción, cabe destacar que el diseño se podrá realizar también con una serie de ecuaciones propuestas en este documento.

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

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

De la comparación de los diseños de los cables tensores, diseño de estribos de concreto armado y ciclópeo, se obtuvo una gran diferencia de costo beneficio haciendo la construcción de estribos de concreto armado más económico para este caso

Acerca de los resultados específicos, debe señalarse que el análisis con refuerzo de cables, estribos, contrafuertes, maderamen y cámara de anclaje del diseño II, debido a su bajo costo de construcción y tiempo de ejecución, fueron los óptimos para su ejecución.

INTRODUCCION

El Proyecto "ESTUDIO COMPARATIVO DE DISEÑOS EN PUENTE COLGANTE PEATONAL", es un deseo de la población de la Localidad de Machacuay de Ahuaycha y de una gestión especial de su Junta Directiva, de esta manera buscando su desarrollo de su Localidad y por ende de la Provincia de Tayacaja, para así dar acceso mediante un puente que integrará a la población de este sector.

Una de las áreas más importante de la Ingeniería Civil es la de Transportes y comunicación, según nuestra realidad geográfica el transporte terrestre se realiza por vías que están totalmente interrumpidas por quebradas, ríos o desniveles que tienen que ser complementados con puentes en sus diversos tipos. Por otro lado es necesario tener los conocimientos básicos para el diseño y calculo estructural de puentes en general con la aplicación de las normas pertinentes.

La Elaboración del presente Proyecto, tuvo tres etapas importantes: El Estudio de Campo, la Interpretación de Datos de Campo y Diseño del Proyecto; en el proyecto se discute el proceso de preconstrucción de los puentes colgantes peatonales, incluyendo planeación, localización, levantamientos y diseños.

Por otro lado es necesario resaltar que el puente colgante peatonal es una estructura tan antigua como el hombre porque al desplazarse y encontrar una quebrada o un curso de agua, le surgió la idea de buscar un elemento que le permita salvar este desnivel.

En todo desarrollo de nuestra humanidad y con las diferentes innovaciones tecnológicas se tienen diferentes tipos de puentes colgantes peatonales que a la vez están fabricados en diversos materiales.

EL AUTOR

102

ESTUDIO COMPARATIVO EN PUENTE COLGANTE PEATONAL



Capítulo 1	Planteamiento del problema
-----------------------	---------------------------------------

CAPÍTULO I

PROBLEMA

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Evaluar el uso y construcción de los puentes colgantes en nuestra región es dar una gran falta de interés en ellas ya que se han dejado de lado por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones y los gobiernos locales.

Este trabajo se trata sobre la posibilidad de construir puentes colgantes peatonales de luces mayores a 40 ml. sobre el río Mantaro en el lugar denominado Machacuay del distrito de Ahuaycha, haciendo una comparación entre dos tipos de estructuras, evaluándolas y proponiéndolas para su próximo financiamiento.

Las obras de Ingeniería deben ser eficaces y en lo posible económicas, es decir, éstas deben satisfacer las metas para las cuales fueron concebidas, teniendo el menor costo de construcción, mantenimiento y operación.

Como parte del sistema vial es indispensable la construcción de puentes que aseguran la continuidad de dicho sistema; esto es particularmente cierto en el área andina de nuestra región donde los ríos en lo general no son vadeables y donde las quebradas pueden ser muy profundas.

Estos puentes son en el contexto precedente no solamente en obras de Ingeniería Civil y/o Militar, si no que materializan decisiones y constituyen hitos importantes de un quehacer políticos con propósitos determinados y con un contenido tecnológico, por lo menos implícito, aplicado al logro de dichos propósitos.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema General:

¿Los puentes peatonales pueden mejorar la calidad de vida de los pobladores de las diferentes comunidades que enmarcan el presente proyecto de tesis y lograr una estructura vial segura, económica, de fácil operación y mantenimiento?

1.2.2. Problemas específicos:

- a. ¿La principal limitación para el financiamiento de la estructura vial del puente colgante peatonal es el costo beneficio la cual mediante este proyecto se pretende dar a conocer la eficiencia de la construcción de un puente colgante peatonal?



Imagen 01: Fuente Web Site.

1.3 OBJETIVO.

1.3.1. Objetivo general:

- a) Verificar los posibles costos beneficios en la construcción de puentes peatonales del lugar de influencia del proyecto, Evaluando la variación de tiempo en construcción y seguridad en la construcción de los puentes peatonales.



Imagen N° 02. Fuente Web Site.

1.3.2. Objetivos Específicos:

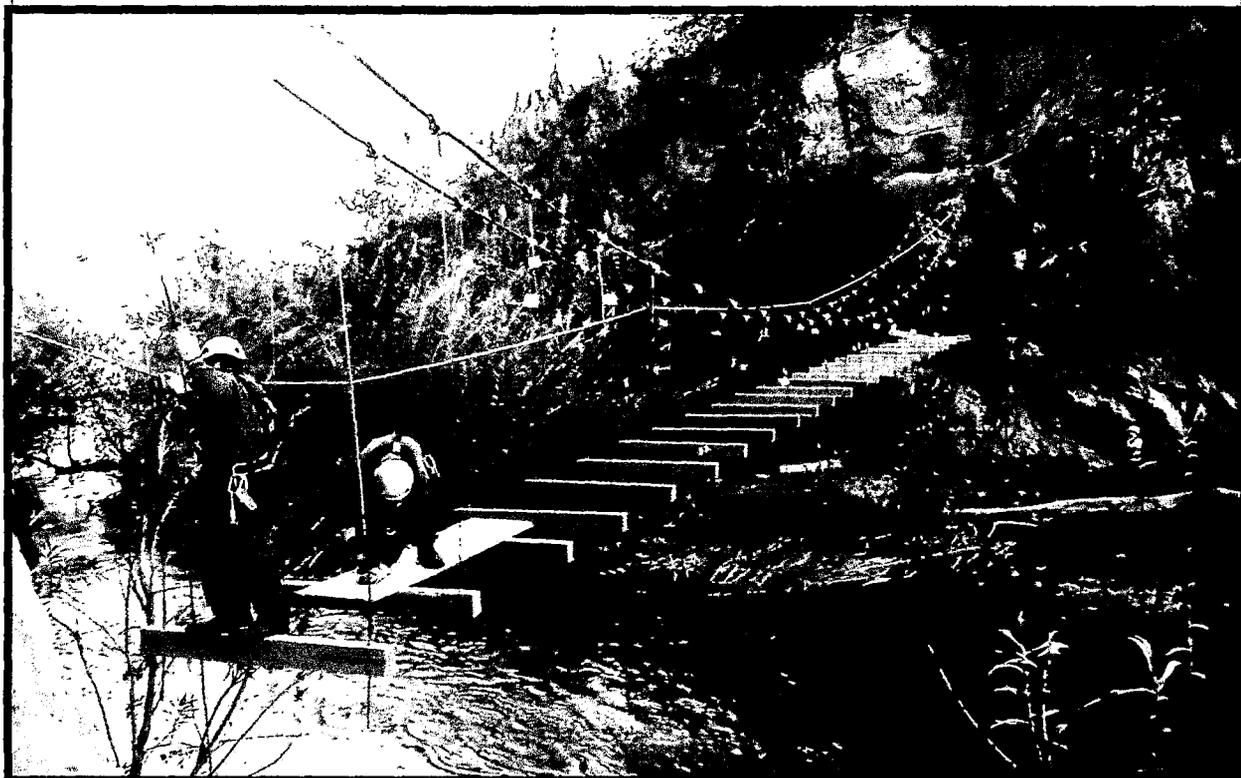
- a) Evaluar 02 tipos de puentes colgantes peatonales:
 - Diseño de estribos de concreto armado y concreto ciclópeo.
 - Análisis presupuestal de ambos puentes .
 - Tiempo de ejecución de los puentes.
- b) Investigar el efecto de cada puente en la demanda de uso.
- c) Efectuar un mejor costo beneficio de proyecto.
- d) Evaluar comportamiento de los estribos de concreto armado y ciclópeo y su seguridad.
- e) Diseño de péndolas y tipo de cable metálico.

1.4 JUSTIFICACIÓN

La concepción del presente trabajo "Puente peatonal Machacuay" a nivel constructivo se basa fundamentalmente en la necesidad imperiosa de dar una adecuada articulación peatonal de las localidades asentadas en ambos márgenes del río Mantaro como: Son Machacuay, Mariscal Cáceres, Chupaca, Maraycancha por el margen derecho del distrito de Mariscal Cáceres de la provincia de Huancavelica.

Que comercializan sus productos agrícolas – ganaderos debiéndose necesariamente cruzar el río Mantaro por Huaros lo que ocasiona peligros y pérdidas de tiempo en las personas, causando el aislamiento de las personas de la zona de influencia del proyecto ya que no pueden contar con un tránsito fluido y en periodo agrícola muy importante donde se inician las siembras de la campaña grande y cosechas tales como hortalizas, papas, maíz, tunas y frutas cuya comercialización se trunca; en estas épocas los pobladores prefieren emigrar a la ciudad toda vez que afianzar las actividades agrícolas no tiene sentido porque sus productos se quedan en la chacra, en dicho periodo para comercializar y bastecerse de productos de primera necesidad tienen que darse una vuelta por el puente 03 Marías que está a 16 Km. Único puente carrozable de la zona y así de esta manera conectarse con el resto de la zona.

ESTUDIO COMPARATIVO EN PUENTE COLGANTE PEATONAL



**Capítulo
2**

Marco Teórico

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

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

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

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

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



IMAGEN N° 03 El "tronco", forma primitiva de puente

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

2.1.2. Puentes Colgantes a nivel internacional:

- a. El uso de este tipo de puente debe merecer especial interés para nosotros, porque fue inventado hace muchos años por culturas de todo el mundo como en el monte Himalaya que fueron construidos en el marco de la cultura China unos 5000 años A.C.

- b. En Rusia se construyó el puente peatonal colgante más largo del mundo con más de 730 metros de largo este puente cuenta con 2 miradores en los cuales se pueden observar Francia, Suiza e Italia.
- c. Puente colgante de Tigbao (Bohol, Filipinas) está hecha de metal y su cubierta de bambú, este puente cuelga a 25 metros por encima del río.
- d. Puente peatonal colgante del parque nacional Taman Negara (montañas Titiwanga, Malasia) Con 530 metros de largo este es el puente más largo de Malasia.
- e. Puente colgante de capilano se extiende 137 metros a lo largo y 70 metros por encima del río Capilano de Vancouver. Fue construido originalmente por el ingeniero escocés George Grant Mackay en 1889, pero fue completamente reconstruido en 1956.
- f. Puente colgante peatonal de Ghasa (Nepal) Este puente no solo es de uso peatonal sino que lo utilizan también burros, vacas y cabras, hoy en día los animales siguen siendo los mayores usuarios de este puente ya que los agricultores los empujan a lo largo del mismo para entregar los productos agrícolas a las familias locales.
- g. Puente colgante peatonal el caminito del rey (Malaga España) es uno de los muchos puentes sobre El Caminito del Rey, un sendero que rodea un acantilado en España, fue construido para proporcionarles un camino a los trabajadores en las plantas de energía eléctrica en las cataratas del chorro y del Gataínejo, como una forma de cruzar entre ellas. Todo el sendero es solamente de un metro de ancho y se eleva más de 100 metros sobre el río que pasa abajo.
- h. **Puente peatonal de las cataratas Menomonee, EU.** El puente peatonal Cataratas de Menomonee, recibió un Premio al Mérito 1971 en la Categoría Especial del Concurso de Puentes, el Premio fue patrocinado por el Instituto Americano de la Construcción del Acero. Es el primer puente atirantado moderno, vehicular o peatonal, construido en EU. Esta estructura tiene tres claros de 110.00 m., con un claro al centro de 64.15 m. y claros finales de

21.95 m. se diseñó por la División de Wisconsin de la Sección de Puentes Carreteros.

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

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

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

- i. **Puente peatonal de Isla Príncipe, Canadá.** Esta estructura, localizada en Calgary, Alberta, Canadá, es asimétrico, un puente peatonal atirantado con una longitud total de 182.90 m. y 67.00 m. de claro suspendido sobre el río. La viga cuadrada tiene una profundidad de 0.97 m., un ancho de pestaña en la cima de 3.65 m., y un ancho de pestaña de fondo de 1.50 m. Una resina epóxica y de sílice en la superficie desgastada garantiza una losa orthotrópica. El poste del marco-A, logra una altura de 16.75 m. sobre la superficie de la losa y apoya cuatro cuerdas estructurales galvanizadas de diámetro de ¾ pulgadas. Los estribos se apoyan en pilas de tubos de acero hincados en un lecho de roca. Los cimientos también incluyen anclas en la roca para la estabilidad bajo presiones de hielo y el estribo de ancla elevado. La estructura se diseñó por la Ingeniería Carswell S.A. de Calgary.

- j. **Puente peatonal en Villingen.** Puente peatonal uní simétrico con claros de 23-31-66 m. y una rampa espiral adyacente. El puente tiene 5.00 m. de ancho, está formado por una sección de concreto reforzado de 0.62 m., y concreto ligero en la parte suspendida. Cuenta con una torre en el eje del puente, que por razones de esbeltez fue construido en acero el cual esta sujetado en la parte superior por 4 cables paralelos anclados a cada lado de la losa del puente. Los claros laterales y la rampa espiral están contruidos con el diseño tradicional, la sección central es de elementos prefabricados y montados en voladizo con grúa ferroviaria

2.1.3. Puentes colgantes a nivel nacional:

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

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

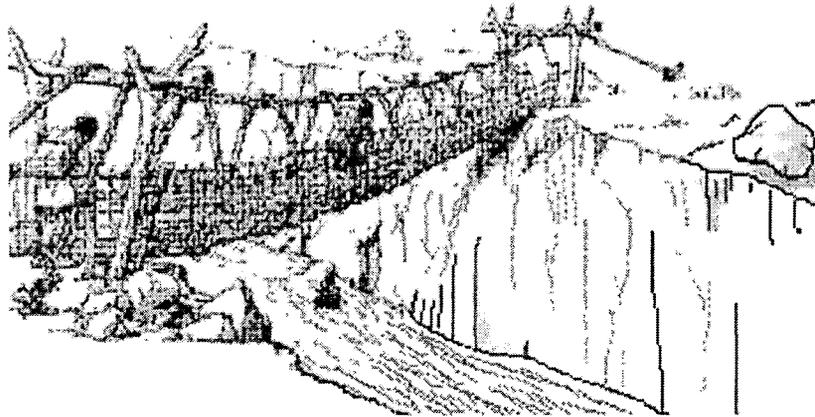


IMAGEN N° 04 Puente colgante primitivo a base de bejuco entre tejidos

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

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

En el Perú se puede inferir por los relatos de Garcilazo de la Vega y Cieza de León, que la visión de estas estructuras sorprendió a los españoles ya que no los conocían y que como permitían su paso a caballos usualmente lo hacían al galope con el fin, como dice Garcilazo de la Vega, de mostrar menos temor lo que confirma que el ancho no podía ser mucho menos de 120 cms. Como son los reconstruidos recientemente y que podían resistir cargas del orden de una tonelada, jinete mas caballo incluyendo impacto, aplicado a su centro de luz, con seguridad adecuada.

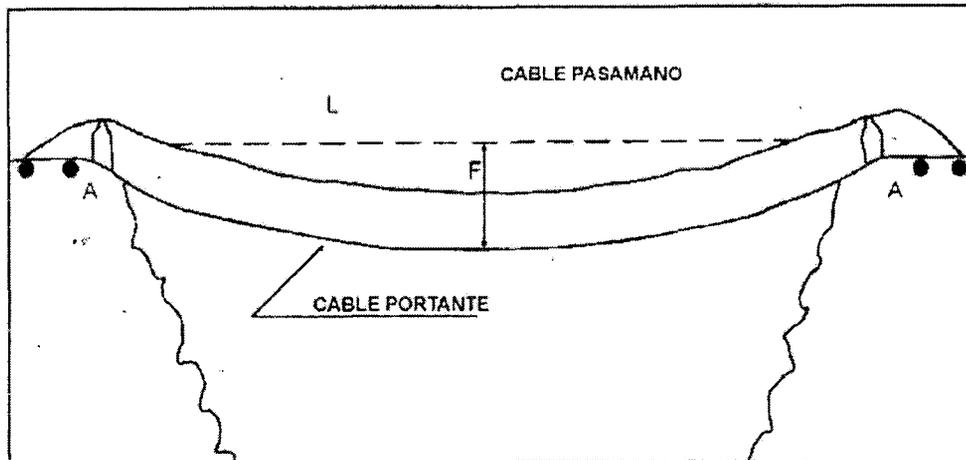


IMAGEN N° 05 Diagrama mostrando la flecha del puente

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Definición

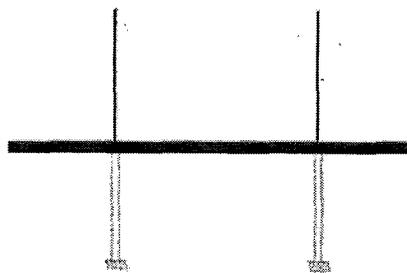
Un **puente colgante** es un puente cuyo tablero, en vez de estar apoyado sobre pilas o arcos se sujeta mediante cables o piezas atirantadas desde una estructura a la que van sujetas. Una de sus variantes más conocidas es el que tiene una catenaria formada por numerosos cables de acero, de la que se suspende el tablero del puente mediante tirantes verticales. La catenaria cuelga de dos torres de suficiente altura, encargadas de llevar las cargas al suelo.

Desde la antigüedad este tipo de puentes han sido utilizados por la humanidad para salvar obstáculos. Con el paso de los siglos y la introducción y mejora de distintos materiales de construcción, este tipo de puentes son capaces en la actualidad de soportar el tráfico rodado o líneas de ferrocarril.

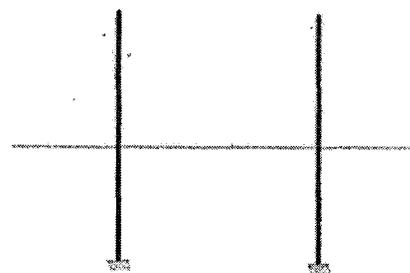


IMAGEN N° 06 Vista lateral en la que se puede apreciar la estructura independiente que permite dar mayor estabilidad al puente

Los puentes colgantes peatonales se componen de tres elementos básicos: el tablero, los cables o tirantes, y las pilas. En general, el diseño de estos elementos se relacionan íntimamente con los otros, ya que entre ellos se reparten la carga de forma que, en un caso extremo, el tablero sea estructuralmente resistente para soportar la mayoría de la carga, con pilas de poca capacidad y pocos tirantes (figura 01a). Por otra parte, el tablero puede tener una mínima capacidad de carga, en tanto que la pila y un suficiente número de cables sean los que resisten la mayor carga (figura 01 b).



a) Tablero de alta capacidad estructural y sistema de atirantamiento de baja Capacidad estructural.



b) Tablero de baja capacidad estructural y sistema de atirantamiento con alta capacidad estructural

2.2.2 Condiciones consideradas para el diseño de puentes colgantes

Uno de los aspectos fundamentales que se debe analizar en el diseño de un puente atirantado es la distribución y el arreglo del sistema de suspensión, ya que éste no sólo afecta el comportamiento y desempeño estructural del puente, sino también sus dimensiones, los métodos constructivos y, al final, el costo total de construcción.

Los sistemas de suspensión pueden ser, en general, de tres diferentes tipos. El primero, de suspensión central ; el segundo, de suspensión lateral y el último, de suspensión en tres planos.

La cantidad de material empleado en la construcción es mucho menor que la necesaria para un puente apoyado porque, para la misma carga, los materiales resisten mucho más a tracción que a compresión (a compresión requieren mayor sección para evitar el pandeo).

- El vano central puede ser muy largo en relación a la cantidad de material empleado, permitiendo atravesar cañones o vías de agua muy anchos.
- Pueden tener la plataforma a gran altura permitiendo el paso de barcos muy altos ya que el tirante del agua no sobrepasara normalmente la estructura del puente.
- No necesitan apoyos centrales durante su construcción, permitiendo construir sobre profundos cañones o cursos de agua muy ocupados por el tráfico marítimo o de aguas muy turbulentas.
- Siendo relativamente flexibles, pueden flexionar bajo vientos violentos y terremotos, donde un puente más rígido tendría que ser más grande y fuerte.



Imagen 07. Esquema básico de un puente colgante.

2.2.3 Tipos de puentes, con respecto a la rigidez.

La elección del tipo de suspensión depende del ancho del tablero y de la rigidez necesaria para que soporte cargas torsionales. La mayoría de los puentes atirantados tienen sistema de suspensión lateral, como es el caso del puente sobre el Río Papaloapan; sin embargo, otros como el Jaime Dovalí, cuentan con un sistema de suspensión central.

Otro aspecto fundamental en el diseño de puentes colgantes es la distribución geométrica de las péndolas. En este caso, generalmente se consideran tres diferentes tipos de diseño, que son los:

1º Puente sin viga de Rigidez

2º Puente con viga de rigidez

Paralelo al tablero (a)

Paralelo al cable (b)

Dividiéndose (a) y (b) en: Triarticulados, biarticulados, Monoarticulados y continuos

Siendo los triarticulados : Fiadores Rectos y fiadores cargados.

Con respecto al número de Vías.

1º De una vía

2º De múltiples vías

Con respecto a su capacidad

1º Ligeros

2º Pesados

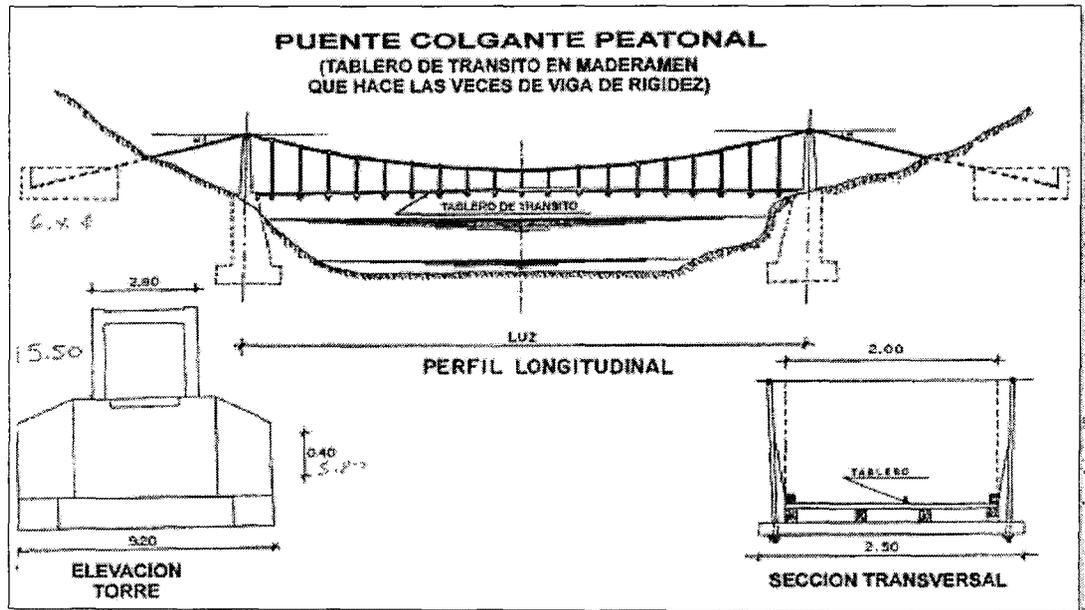


Imagen N° 08 Puente colgante tipo peatonal con tablero de rigidez.

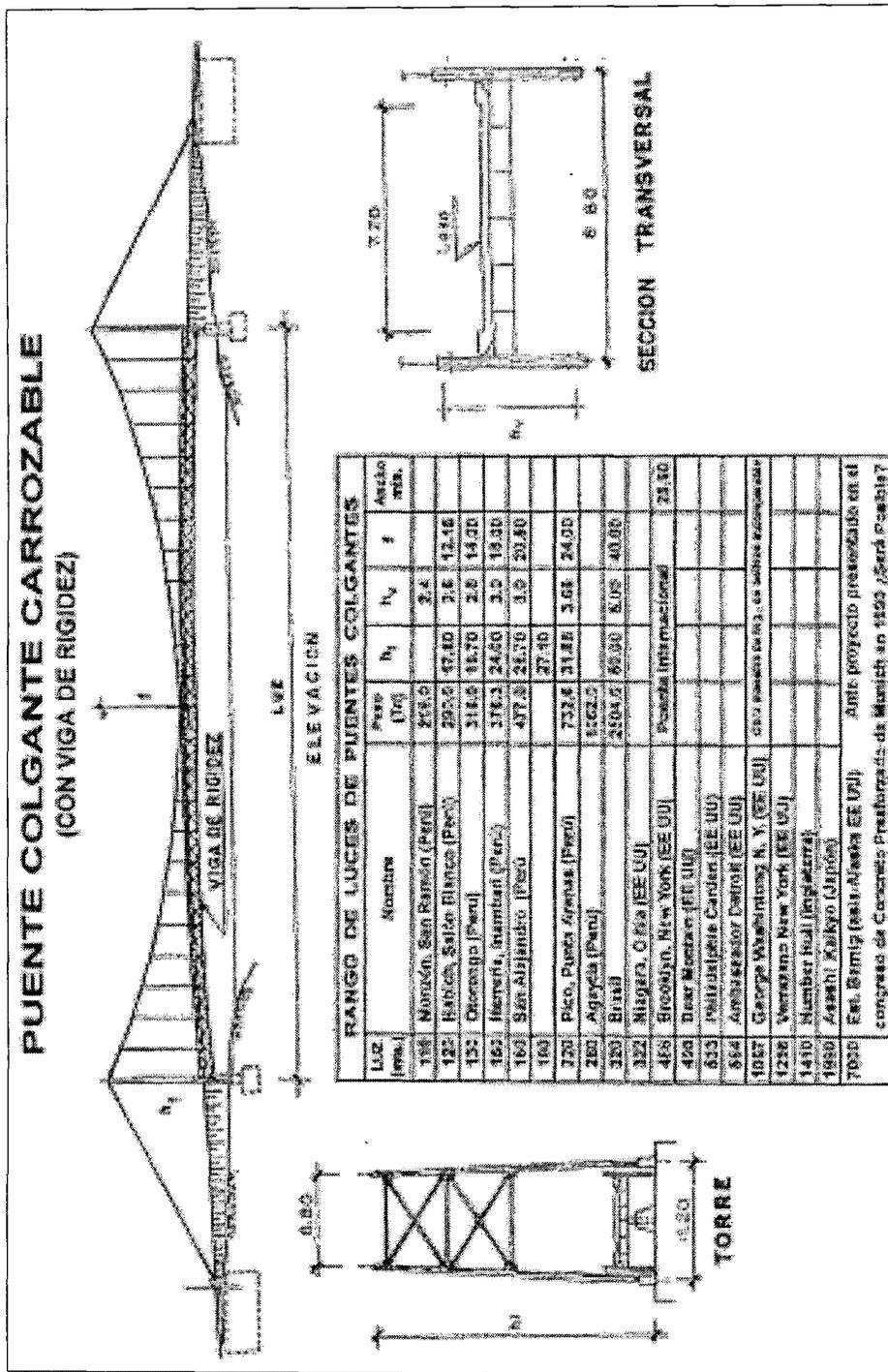
Puente con viga de rigidez

- Paralelo al tablero (a)



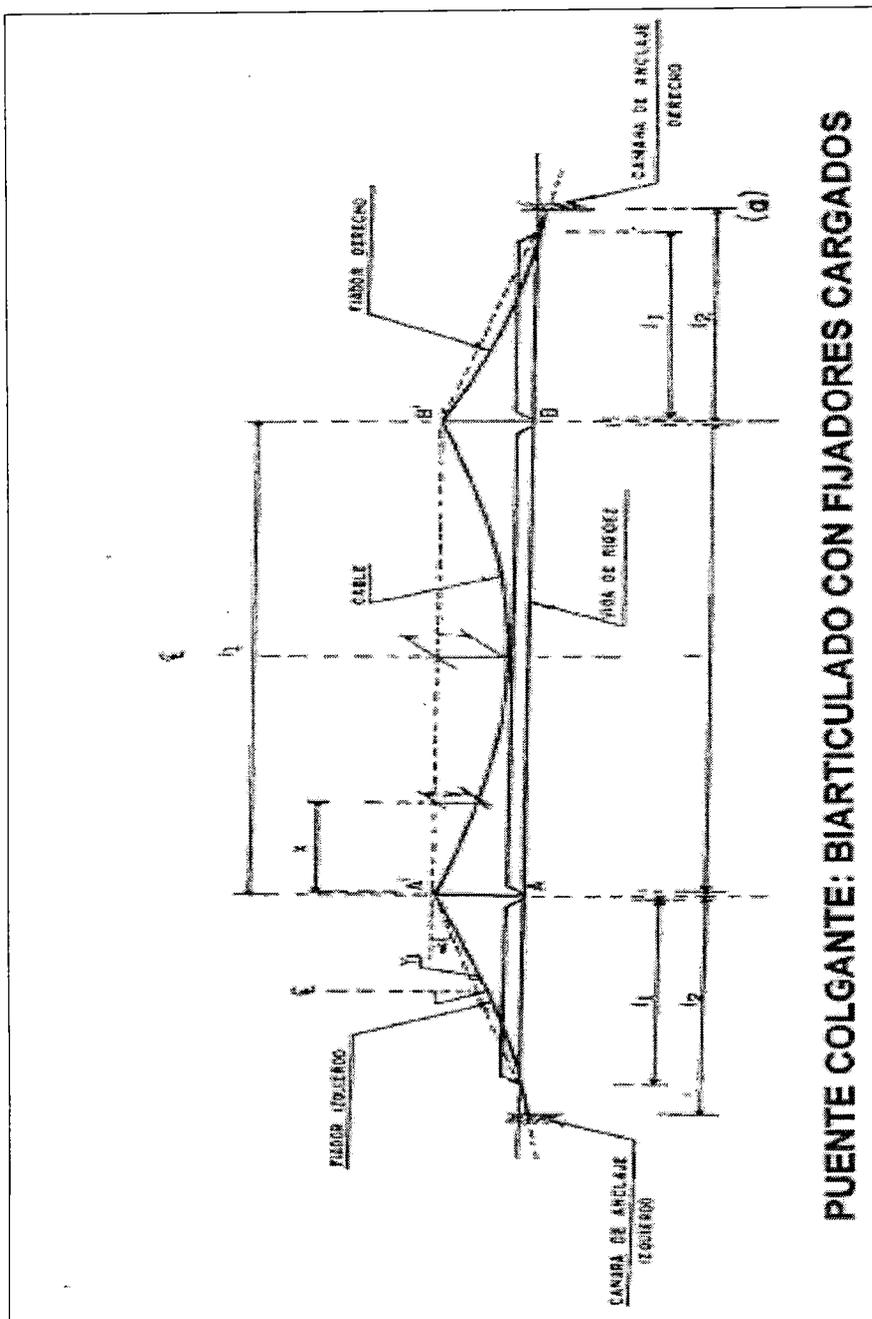
Imagen N° 09 Detalle de al posición del pórtico con respecto al nivel del terreno

Imagen N° 10 Puente colgante carrozable colgante.



Puente con viga de rigidez

Paralelo al cable (b)



PUENTE COLGANTE: BIARTICULADO CON FIJADORES CARGADOS

Imagen N° 11 Puente colgante biarticulado

En cuanto a las pilas, existen varios diseños que, más que nada, dependen del concepto arquitectónico y la estética que el diseñador quiera dar al puente; sin embargo, las más comunes son las de forma de: triángulo; diamante; de una

columna; de doble columna paralela; o de doble columna con vigas transversales.

La selección del tipo de pila depende en gran medida del ancho del tablero, la altura y el claro del puente, así como del sistema de atirantamiento. Respecto a esto último, por ejemplo, existen diseños en los cuales el soporte superior en la columna es en el plano central, mientras que en el tablero es en los planos laterales (figuras a y b). Otra posibilidad es tener todo el sistema de atirantamiento (columna y tablero) en el plano central (figuras c y d), o contar con dos sistemas de atirantamiento, cada uno en los planos laterales del puente (figuras a, b y c).

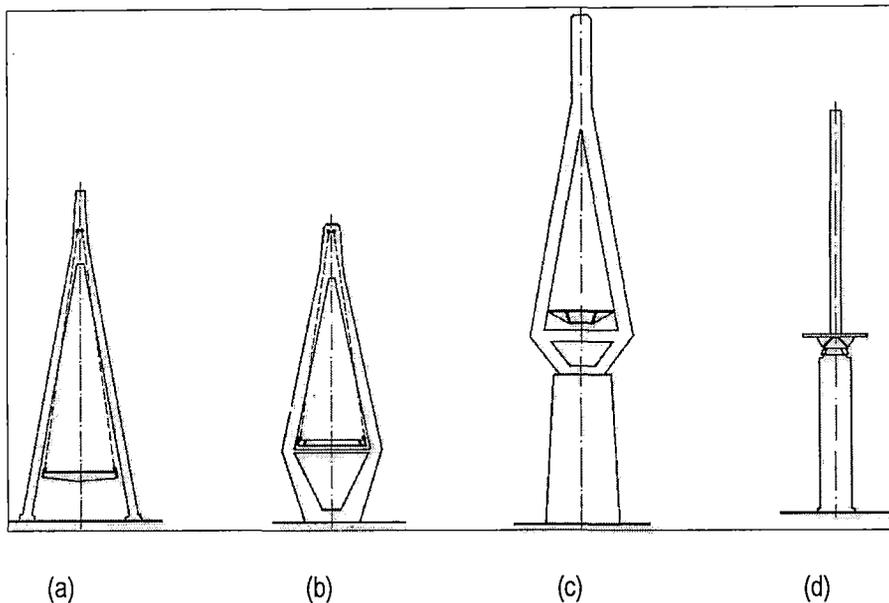


Imagen N° 12 Diseños típicos de pilas con atirantamiento en el plano central

Dentro de la diversidad de diseños para pilas, se pueden considerar aquellas con varios planos de atirantamiento, como el caso de la figura N° 12d, donde una parte de los tirantes se sujetan en la parte superior central de la pila y otra en dos planos laterales. Adicionalmente, existen las variantes en las que los tirantes están alineados con el plano de las columnas (figura 12a) o en las que tienen una ligera inclinación (que puede ser hacia adentro o afuera), respecto al plano de las columnas (figura 12b).

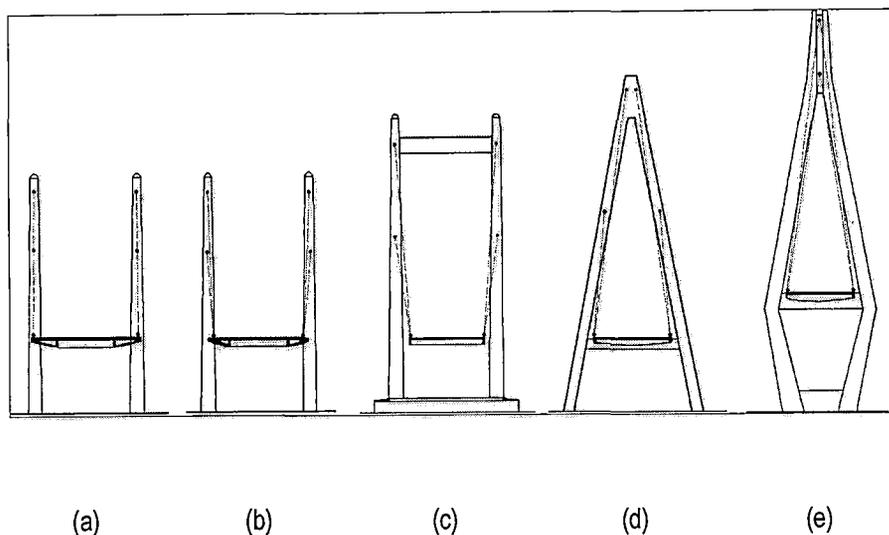


Imagen N° 13 Diseños típicos de pilas con atirantamiento en dos o en varios planos laterales

2.2.4 Sistema Estructural

Los elementos fundamentales de la estructura resistente del puente colgante son los cables, las torres (el pilón) y el tablero; **los Cables** son cables parabólicos que atirantan el tablero, proporcionándoles una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos. ; **las torres (pilón)** nos sirve para elevar el anclaje fijo de los tirantes, de forma que introduzcan fuerzas verticales en el tablero para crear los pseudo-apoyos; también **el tablero** interviene en el esquema resistente, porque los tirantes, al ser inclinados, introducen fuerzas horizontales que se deben equilibrar a través de él. Por todo ello, los tres elementos, tirantes, tablero y torres, constituyen la estructura resistente básica del puente atirantado.

2.2.4.1 Análisis paramétrico

El objetivo de este trabajo es presentar una descripción detallada de cómo se diseña un puente colgante, lo cual es un tema complejo y requiere de un tratamiento más formal; sin embargo, es importante contar con una descripción general de los aspectos que intervienen en el diseño para comprender la compleja interacción que hay entre los diferentes elementos que los constituyen, y con ello establecer la

referencia necesaria para definir los criterios, procedimientos y programas de inspección y evaluación estructural que se van a aplicar durante su vida útil, y ante las distintas condiciones de operación a las que se ven sometidos los puentes.

El principio de los puentes colgantes data de épocas prehistóricas. Los hombres prehistóricos utilizaban este principio para cruzar precipicios. Los mejores puentes de la era primitiva estaban en el sureste de Asia, América del Sur y África Ecuatorial. Los españoles que vinieron con Pizarro encontraron en los Andes del Perú muchos puentes que tenían el principio de los puentes colgantes, los cuales fueron componentes de las carreteras de los Incas. Las enredaderas tropicales eran utilizadas para fabricar cables, en algunos casos, hasta de 12" de diámetro.

Otras civilizaciones antiguas también recurrieron al principio de los puentes colgantes, pero fue hasta que se desarrolló el uso del hierro y del acero que el principio de suspensión empezó a tomarse en cuenta en gran escala.

2.2.4.2 Investigación preliminar

Se desea la construcción de dicho puente colgante para que los habitantes de dicha comunidad puedan comercializar y trasladar a sus enfermos de mejor manera, ya sea en invierno como en verano hacia la carretera asfalta nacional que va hacia Ayacucho – Huancayo.

2.2.4.3 Hidrología

La hidrología es la ciencia que estudia las aguas superficiales desde el punto de vista geológico.

Para fines de análisis en los puentes lo que interesa de la hidrología, es el valor de la crecida máxima del río Mantaro, para poder determinar la altura de las torres que sostendrán el puente.

Crecida máxima

Una crecida llega a su valor máximo, cuando al punto bajo estudio llega el mayor número de partículas de agua que llevan el volumen instantáneo del río; siendo este número función del tiempo de duración de la lluvia, de la intensidad de la misma y de la configuración de la cuenca.

Para determinar la crecida máxima, se usará el método racional el cual viene expresado en el sistema métrico por la siguiente fórmula:

$$Q = CIA / 360$$

Donde:

Q = caudal en m³/seg

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia en mm/hora

A = área de la cuenca en hectáreas

Determinación de C

El coeficiente de escorrentía C es la relación entre la lluvia escurrida (escorrentía) y la lluvia caída. Mientras mayor sea la escorrentía mayor será C, por lo tanto su valor depende principalmente de las características del terreno. Se han determinado valores aproximados de C para diferentes tipos de suelos y se han tabulado en la siguientes tabla.

Tabla I. Principales coeficientes de escorrentías

Tipos de superficie	C
Techos	0.70 – 0.95
Pavimentos de concreto y asfalto	0.85 – 0.90
Pavimentos de piedra y ladrillo	
Calles y aceras de grava	0.15 – 0.30
Calles sin pavimento, lotes	0.10 – 0.30
Parques, canchas, jardines, prados,	0.05 – 0.25
Bosques y tierra cultivada	0.01 – 0.20

Fuente: Bartolomé Torres Bernades. Estudio de los principales métodos para predefinir crecidas.

Determinación de I

El valor de la intensidad de la lluvia (I) se obtiene a partir de las curvas de intensidad – duración de la lluvia (curvas I – t) que han sido elaboradas para el efecto. Las mismas dan la intensidad de la lluvia en función de la duración del aguacero y de su frecuencia de escurrimiento.

Estas curvas se construyen por medio de un análisis estadístico de los datos de intensidad de la lluvia de un gran número de años. Para poder determinar la intensidad de una lluvia por medio de las curvas I – t , es necesario calcular previamente la frecuencia y la duración de esa lluvia.

La frecuencia de escurrimiento se sabe cómo se determina, pues es el período de tiempo durante el cual se requiere que la lluvia sea igualada o excedida una sola vez.

Determinación de A

Tanto si se trata del área total de una cuenca como de áreas parciales, su valor se toma de un mapa, plano o levantamiento topográfico. Debido a que la mayoría de los resultados hidrológicos no son valores exactos sino aproximados, esta última determinación no es necesaria, pues al planimetrar el plano de la zona bajo estudio las áreas que se supone tienen diferente coeficiente de escorrentía, se obtienen valores lo suficientemente aproximados.

Obtenido el dato del caudal (Q), se sustituye en la fórmula de Manning, para determinar la altura que alcanzará el cauce del río con relación al caudal encontrado.

La fórmula de Manning viene expresada de la siguiente forma:

$$Q = 1/n \times A \times R^{2/3} \times S^{1/2}$$

Donde:

N = Constante que depende de las características del terreno

A = área de la cuenca o canal

R = se encuentra en función del área y el perímetro ($R = A / P$) S =

pendiente de la cuenca o canal

La altura (h) está en función del área y del perímetro, de acuerdo a la forma de la cuenca o canal bajo estudio.

2.2.4.5 Suelos

La comunidad de Machacuay cuenta con diversos tipos de suelos dentro de su jurisdicción el cual en el lugar del proyecto se cuenta con un suelo rocoso óptimo en ambas márgenes del río lo cual se nos hace el diseño por ser un terreno óptimo, un suelo altamente rocoso el cual es ideal para las cimentaciones de toda clase de estructuras.

2.2.4.6 Terreno disponible

El terreno con el cual se cuenta para la construcción del puente colgante, se encuentra a la orilla del río, el cual es propiedad de la comunidad y este mismo será donado para la obra de arte en mención

2.2.5 Diseño arquitectónico

Le da vistosidad a todo el conjunto, además; por no tener columnas intermedias permite el paso libre a través del río, la estructura diseñada será acorde a la naturaleza de la zona y se tratara de no cambiar el medio local ni sus alrededores.

2.2.5.1 Ubicación del puente colgante en el terreno

Los puentes colgantes deben de ser ubicados, en lugares donde su construcción no se vea afectada por las corrientes de los ríos cuando estos estén crecidos y en donde el acceso no sea inconveniente para la transportación de los materiales, se debe de buscar una parte en donde el ancho del río no sea muy grande y el valor soporte del suelo lo permita.

2.2.5.2 Distribución de las bases

Las bases son los miembros verticales sujetos a flexo compresión que están colocados en los extremos de la luz del puente colgante. La altura de las bases será de acuerdo con las condiciones topográficas del terreno o de la altura de la creciente máxima. Las bases serán colocadas en un mismo plano horizontal, la altura sobre el nivel del agua será: $m_1 + f$, donde la altura m_1 será convencional y f es 0.5 de L .

2.2.5.3 Altura del puente colgante

Para el diseño de las bases la altura dependerá de las condiciones topográficas del terreno y de la crecida máxima.

2.2.5.4 Selección del sistema estructural a usar

Hay tres tipos o sistemas de puentes colgantes, según existan muchos, pocos, o ninguno de los órganos destinados a proporcionar al puente un cierto grado de rigidez.

Puentes colgantes rígidos o reforzados

Pertenece a Norte América el merito de haber logrado, en la construcción de puentes colgantes, una rigidez tal, que les ha permitido emplear en otras obras para salvar las luces excepcionales y dar paso a muchas vías.

Puentes colgantes semirígidos

En este tipo de puentes es posible adoptar disposiciones especiales adecuadas para disminuir notablemente la deformidad que presentan, varios son los efectos.

- a) Reforzar el tablero mediante vigas robustas en el sentido longitudinal como largueros o bien emplear parapetos capaces de obrar como vigas resistentes a la deflexión.
- b) Colocar una serie de tirantes oblicuos, los cuales a partir de la cabeza del pilar, a la que están asegurados, se disponen a la manera de abanico sobre la pared de suspensión y van a fijarse en el tablero en diversos puntos, salvo un trozo central de él.
- c) Desarrollar debajo del tablero un sistema de arriostamiento eficaz formado por varias series horizontales que, dispuestas en modo de abanico enlazan los pilares en diferentes puntos del tablero. Si se adopta

como ángulo de inclinación el que se forma por la horizontal con el peso que gravita en un cable y la máxima presión del viento sobre el puente, uno de los cables, por efecto de dos especies de fuerza, resultará extendido en su plano y experimentará una desviación mínima a causa del refuerzo que a él le transmite el otro cable.

d) Puentes colgantes deformables

Son aquellos antiguos puentes colgantes de cadenas o gúmenas metálicas, en las que todas las vigas transversales o viguetas del tablero están sostenidas directamente por las barras o péndolas y todo el tramo del tablero no presenta más que una pequeñísima resistencia a la flexión. Al pasar las sobrecargas, las gúmenas pueden alcanzar libremente varias situaciones de equilibrio correspondientes a las diversas posiciones de los pesos y de allí derivan, las oscilaciones y pandeo del conjunto. Las únicas resistencias que se oponen a estos movimientos previenen de la rigidez de las gúmenas, del rozamiento de los pernos de las cadenas y un cierto grado de rigidez, del entramado del tablero debido al material de revestimiento y a los largueros.

Si a una cadena flexible, cargada uniformemente respecto de su cuerda, se le imprime una pequeña oscilación contenida en su plano vertical, la duración de ésta resulta dada por la fórmula:

$$T = 1,806 f$$

En la que f es la flecha de la catenaria en estado de reposo, expresada en metros. Estas oscilaciones ejercen una influencia perjudicial en la resistencia de las cadenas en suspensión, fatigan notablemente al tablero y causan en el pasajero una sensación desagradable e inseguridad del puente.

2.2.6 Conclusiones y recomendaciones de diseño:

- a) Geológicamente el área de Machacuay esta asentado sobre suelo rocoso en el área de estudio con una capacidad portantes de 2.00 kg/cm², la geomorfología es ondulada con cerros protegidos por una escaza vegetación, por lo que cualquier movimiento de tierras perturba la estabilidad de los taludes naturales, deberá tenerse en cuenta el empuje para efectos de diseño de fundaciones de estribos, cámara de anclaje y muro de protección.
- b) Los depósitos de agregados (playas de arena cercanas a la obra) ofrecen suficiente material para la ejecución de la obra, recomendándose el retiro de gravas calcáreas blanquecinas suaves y de poco peso cuya presencia es evidente en las canteras de la zona, hacer un zarandeo y lavado de los agregados, finalmente se recomienda hacer el diseño de mezcla con estos agregados con el fin de controlar la calidad del concreto a usar.
- c) Los análisis de la muestra de la calicata N° 1 (Estribo Izquierdo) arroja una capacidad portante de 2 kg/cm² lo que indica que habrá un asentamiento mínimo, en los aleros, por lo que se realizara zapatas de mayor dimensión para evitar la falla al deslizamiento o volteo.
- d) El río Mantaro es colector de una gran cuenca hidrográfica, en consecuencia tiene un flujo de caudales abrupto que va desde 98.34 m³/s – 158.23 m³/s, factor que hace presumir riesgos de cambios de lecho y desbordes en periodos de mayor avenida y se muestra inofensivo en periodos secos se recomienda proteger la infraestructura con gaviones como modo de defensa riveraña.
- e) El tirante normal de diseño es de 12.80 mts. Incluido la altura libre que es de 1.50 mts. Que determina una altura mínima de los estribos, con lo que la rasante del puente puede ubicarse a una cota de 2802 msnm.

2.3. HIPÓTESIS:

2.3.1. Hipótesis General:

El estudio del proyecto de los puentes colgantes peatonales en lugares de del interior del país con refuerzo estructural, contribuye al diseño de puentes colgantes peatonales y su eficiencia en la construcción, de acuerdo a las normas vigentes de construcción

Con la presente investigación se quiere mejorar considerablemente la forma de los ingenieros proyectistas en diseñar la estructura de los puentes colgantes peatonales debido a la poca producción de las mismas y su futura ejecución del proyecto.

2.3.2. Hipótesis Específicas:

HIPÓTESIS ESPECÍFICAS: Las hipótesis del presente proyecto se complementan por el problema en cuestión que es la construcción de puentes colgantes peatonales dentro de la comunidad de Machacuay la misma que es muy importante para el crecimiento de la población y su mejora en la calidad de vida ya que con ella podrán explotar con mayor fluencia los terrenos cultivables y la comunicación con los demás poblados aledaños

HIPOTESIS ALTERNA

Hi: Contribuir con la población beneficiaria con la realización de este proyecto.

HIPOTESIS NULA

Ho: Utilizar los materiales de construcción en la idealización del proyecto tomando en cuenta el tiempo y costo de la ejecución del proyecto.

2.4. VARIABLES DE ESTUDIO:

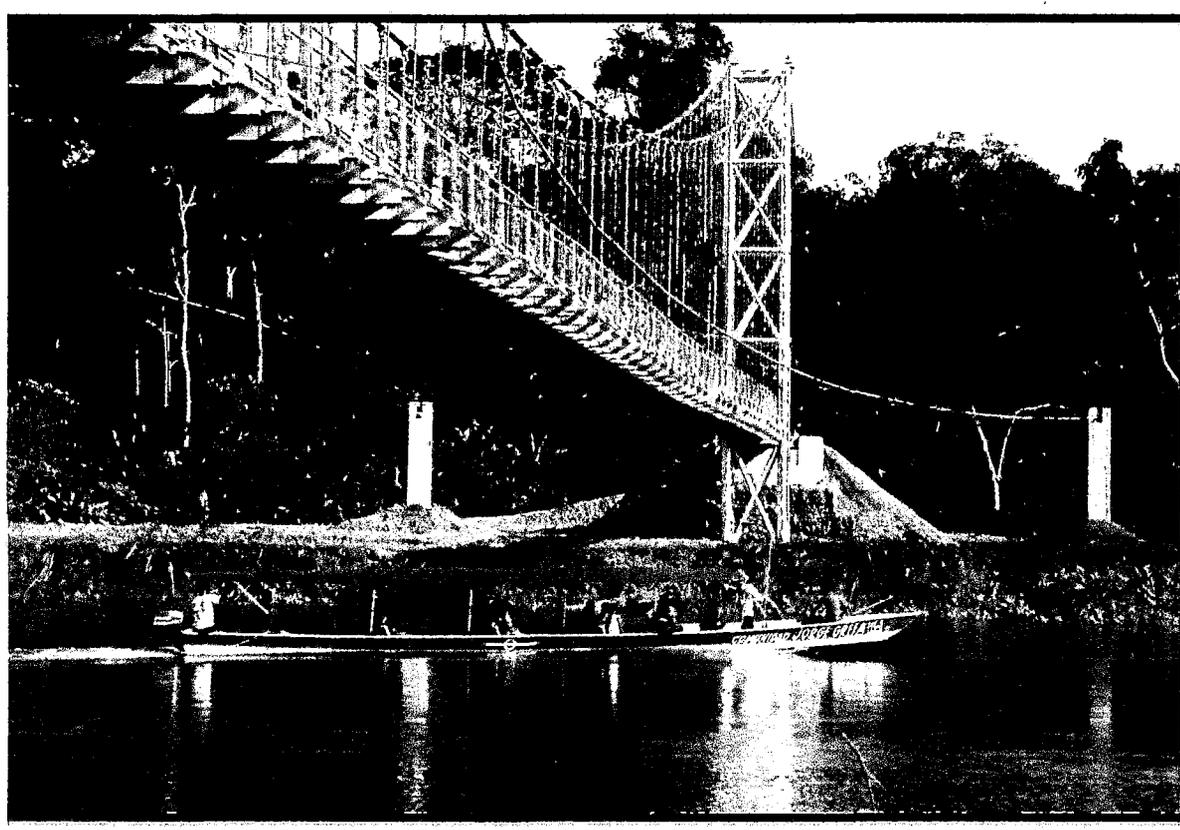
2.4.1. Variable Independiente:

Características físicas químicas de las estructuras de los estribos, superestructura, cables tensores y caja de anclaje.

2.4.2. Variable Dependiente:

Puentes colgantes con refuerzo de cables de acero.

ESTUDIO COMPARATIVO EN PUENTE COLGANTE PEATONAL



Capítulo 3	Metodología de la Investigación
-----------------------	--

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. ÁMBITO DE ESTUDIO:

Lugar : Machacuay
Distrito : Ahuaycha
Provincia : Tayacaja
Región : Huancavelica



Ubicación del
proyecto donde se
Diseñara el Puente
Colgante Peatonal

Imagen N° 14 COORDENADAS UTM 18L 512564.87 m E, 8615673.42 m S,
Elevación 2802 msnm

3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN:

Según **Oseña, Dulio (2008:117)**, "El tipo de estudio de la presente investigación es tecnológico porque utiliza de los conocimientos en la práctica, para aplicarlos, en la mayoría de los casos, en provecho de la ingeniería.

3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN:

El nivel de investigación es descriptivo. Según Restituto Sierra Bravo (2002) "las investigaciones descriptivas buscan especificar las propiedades y características del fenómeno de estudio".

3.4. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

3.4.1. Método General: En la presente investigación, se utilizará el Método Científico como método general. En la actualidad según **Cataldo, (1992:26)**: "El estudio del método científico es objeto de estudio de la epistemología. Asimismo, el significado de la palabra "método" ha variado. Ahora se le conoce como el conjunto de técnicas y procedimientos que le permiten al investigador realizar sus objetivos".

A decir de **Kerlinger, F., y otros (2002:124)** "el método científico comprende un conjunto de normas que regulan el proceso de cualquier investigación que merezca ser calificada como científica".

3.4.2. Método Específico: El Método Experimental. Según **Mayer, J. (2005:32)**: "El método experimental es un proceso lógico, sistemático que responde a la incógnita: ¿Si esto es dado bajo condiciones cuidadosamente controladas; qué sucederá?".

Asimismo se hará uso del método estadístico. Según **Ary, Donald y otros (1993:76)** "Los métodos estadísticos describen los datos y características de la población o fenómeno en estudio. Esta nivel de Investigación responde a las preguntas: quién, qué, dónde, cuándo y cómo".

3.5. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

Según Capmbell y Stanley (1970), los diseños de investigación son las estrategias por la cual se va a contrastar la hipótesis.

X= Tratamiento o Experimento = X1, X2, X3, etc.

O= Medición u observación = O1, O2, O3, etc.

R= Azar (ausencia de R) = No se escogió al azar

= Ausencia de tratamiento (en blanco)

01, 02, = X

----- = Grupos intactos

Para el caso de nuestro proyecto el diseño es **descriptivo transversal**.

Según (Waiss, 1975). El diseño descriptivo transversal, son aquellos que posibilitan el análisis de una muestra obteniendo un conjunto de factores que controlan las fuentes de invalidez, en forma completa.

Diseño descriptivo transversal.

M	X	O
---	---	---

Dónde:

M= Muestra = M1, M2, M3, etc.

X= Tratamiento o Experimento = X1, X2, X3, etc.

O= Medición u observación = O1, O2, O3, etc.

En este diseño a la muestra (M) se le opera mediante un tratamiento o experimento (X), con fines de obtener los resultados requeridos (O).

3.6. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO

3.6.1. La Población:

Según **Oseda, Dulio (2008:120)** "La población es el conjunto de individuos que comparten por lo menos una característica, sea una ciudadanía común, la calidad de ser miembros de una asociación voluntaria o de una raza, la matrícula en una misma universidad, o similares".

En el caso de nuestra investigación, la población estará conformada por 02 diseños evaluativos con criterios de optimizar la construcción.

3.6.2. Muestra:

El mismo **Oseda, Dulio (2008:122)** menciona que "**la muestra es una parte pequeña de la población** o un subconjunto de **esta**, que sin embargo posee las principales características de aquella. Esta es la principal propiedad de la muestra (poseer las principales características de la población) la que hace posible que el investigador, que trabaja con la muestra, generalice sus resultados a la población".

3.7 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.7.1. TÉCNICAS:

Las técnicas usadas en la presente investigación **serán los diseños emitidos por el tesista y las evaluaciones dadas por los jurados**

Según **Oseda, Dulio (2008:127)** la encuesta “es una técnica destinada a obtener datos de varias instituciones cuyas opiniones impersonales interesan al investigador”.

El mismo **Oseda, Dulio (2008:128)** sostiene que el fichaje “consiste en registrar los datos que se van obteniendo en los instrumentos llamados fichas, las cuales debidamente elaboradas y ordenadas contienen la mayor parte de la información que se recopila en una investigación”.

3.7.2. Los instrumentos:

Los instrumentos usados en la presente investigación serán los Softwares y hojas de cálculo, el cuestionario de encuesta; del fichaje de resumen, bibliográficas y cuadros de resumen y estadísticos; de la observación se tiene a los informes mensuales anuales.

Según **Sierra, Restituto (1995:305)** el cuestionario de encuesta es “un conjunto de preguntas, preparados cuidadosamente sobre los hechos y aspectos que interesan en una investigación sociológica para su contestación por la población o su muestra a que se extiende el estudio emprendido”.

Según **Ary, Donald y otros, (1993:189)** “las fichas deben cumplir una serie de requisitos formales que tienen como objetivo, facilitar su utilización posterior”.

Asimismo se consideró la encuesta para obtener información sobre el problema de nuestra investigación.

CABLES DE ACERO

El Cable de Acero es una máquina simple, que está compuesto de un conjunto de elementos que transmiten fuerzas, movimientos y energía entre dos puntos, de una manera predeterminada para lograr un fin deseado. El conocimiento pleno del inherente potencial y uso de un Cable de Acero, es esencial para elegir el

cable más adecuado para una faena o equipo, tomando en cuenta la gran cantidad de tipos de cables disponibles.

Cada cable de acero, con sus variables de diámetro, construcción, calidad de alambre, torcido, y su alma; se diseñan y fabrican cumpliendo las Normas Internacionales como:

- American Petroleum Institute (A.P.I. Standard 9A)
- American Federal Specification (RR-W-410D)
- American Society For Testing & Materials (A.S.T.M.)
- British Standards Institute (B.S.)
- Deutsches Normenausschuss (D.I.N.)
- International Organization for Standardization (I.S.O.)

El entendimiento completo de las características de un cable de acero es esencial e involucra un conocimiento profundo de las condiciones de trabajo, factores de carga y resistencias del cable, porque hay que tener presente que: "donde hay un cable de acero trabajando, hay vidas humanas en juego y que frecuentemente es usado como un fusible en los diferentes equipos".

Para este efecto comenzaremos a describir un cable de acero, indicando el nombre de cada elemento que lo compone, con el fin de tener un vocabulario de acuerdo a lo que a continuación se menciona.

En los puentes atirantados existen dos elementos estructurales que se consideran críticos: los tirantes y los elementos de anclaje de los tirantes. El desarrollo tecnológico en torno a estos dispositivos es quizás lo más determinante cuando se habla de puentes atirantados. Desde una visión general, para su diseño hay dos objetivos fundamentales que se persiguen: en primer lugar, asegurar que las tensiones de los cables se pueden controlar durante el proceso constructivo y mantenerlos durante su vida en servicio. En segundo lugar está asegurar la integridad de los cables y los elementos de sujeción para que factores ambientales y externos no afecten su resistencia o capacidad estructural. En este último caso, uno de los principales problemas es la corrosión.

En cuanto a los tirantes, se utilizan aceros especiales de muy alta resistencia y se configuran por barras paralelas (acopladas y no acopladas), alambres

paralelos, tendones, y rollos compactos de alambres. En la tabla se presentan algunas configuraciones típicas, con sus características.

Cuadro 3.1
Principales tipos de cables utilizados en puentes atirantados

Tipo de cable	 Barras acopladas 7 \varnothing 36 Acero 835/1030	 Barras no acopladas 26 \varnothing 16	 Alambres paralelos 128 \varnothing 15	 Tendones 27 \varnothing 16	 Rollo compacto de alambres	
Características	Barras \varnothing 26,5, 32,36 mm	Barras \varnothing 16 mm	Alambres \varnothing 6, 7 mm	Tendones \varnothing 0,5, 0,6, 0,7 in	Alambres \varnothing 2,9-7 mm	
Esfuerzo de cedencia (N/mm^2)	835-1080	1350	1470	1570-1670	—	
Esfuerzo último β_z (N/mm^2)	1030-1230	1500	1670	1770-1870	1000-1300	
Fatiga	$\Delta\sigma$ (N/mm^2)	80	—	350	300-320	120-150
	σ_{max}/β_z	0,60	—	0,45	0,5-0,45	0,45
Módulo elasticidad E (N/mm^2)	210 000	210 000	205 000	190 000-200 000	160 000-165 000	
Carga de fatiga (kN)	7339	7624	7487	7634	7310	

CABLE DE ACERO Y SUS ELEMENTOS

- ❖ **Alambre:** Es el componente básico del cable de acero, el cual es fabricado en diversas calidades, según el uso al que se destine el cable final.
- ❖ **Torón:** Está formado por un número de alambres de acuerdo a su construcción, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un centro, en una o varias capas.
- ❖ **Alma:** Es el eje central del cable donde se enrollan los torones. Esta alma puede ser de acero, fibras naturales o de polipropileno.
- ❖ **Cable:** Es el producto final que está formado por varios torones, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un alma.
- ❖ **Cable estructural.** Varios torones enrollados helicoidalmente alrededor de un núcleo formado por un torón u otro cable, producido en los Estados Unidos de acuerdo con la norma ASTM A603.

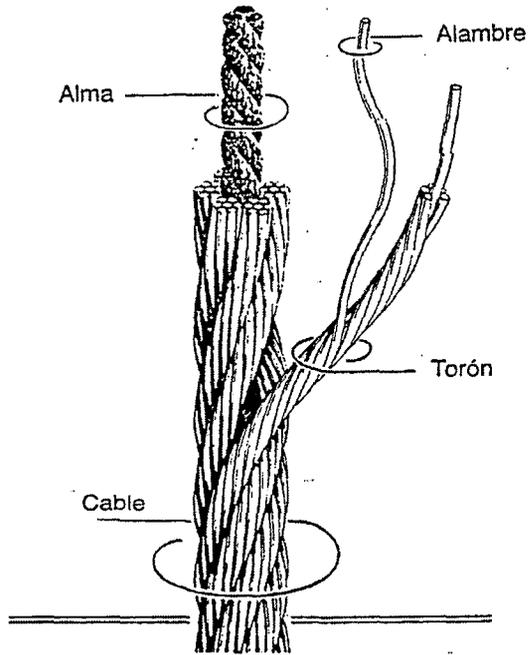


Imagen N° 14 Esquema de cable estructural²

A. PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE LOS CABLES DE ACERO

Una comparación entre el esfuerzo nominal último y admisible, a tensión, para varios tipos de cables se presenta en la siguiente tabla:

Cuadro N° 3.2 propiedades de los cables de acero

RESISTENCIAS NOMINALES Y ADMISIBLES DE CABLES⁽¹⁾ {klb/pulg² (kg/cm²)}

Tipo	Resistencia nominal a tensión, F_{pu}	Resistencia admisible a tensión, F_t
Barras ASTM A722 Tipo II	150 (10568)	$0.45 F_{pu} = 67.5$ (4756)
Torón enrollado con trabas	210 (14795)	$0.33 F_{pu} = 70$ (4882)
Torón estructural, ASTM A586	220 (15500)	$0.33 F_{pu} = 73.3$ (5115)
Cable estructural, ASTM A603*	220 (15500)	$0.33 F_{pu} = 73.3$ (5115)
Alambre paralelo	225 (15852)	$0.40 F_{pu} = 90$ (6341)
Alambre paralelo, ASTM A421	240 (16909)	$0.45 F_{pu} = 108$ (7609)
Torón paralelo ASTM A416	270 (19023)	$0.45 F_{pu} = 121.5$ (8560)

Cuadro N° 3.3 propiedades de los cables de acero

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS CABLES DE ACERO ⁽¹⁾ {klb/pulg2 (kg/cm2)}				
Resistencia mínima a la ruptura (*), de tamaños seleccionados de cables			Módulo mínimo de elasticidad, para los intervalos indicados de diámetros	
Diámetro nominal en pulg.	Torón galvanizado	Cable galvanizado	Intervalo de diámetro nominal, en pulg.	Módulo máximo en klb/pulg2
$\frac{1}{2}$	30 (2,110)	23 (1,618)	torón galvanizado y preestirado	
$\frac{3}{4}$	68 (4,782)	52 (3,657)		
1	122 (8,580)	91.4 (6,428)	$\frac{1}{2}$ a $2\frac{9}{16}$	24,000 (1'690,912)
$1\frac{1}{2}$	276 (19,410)	208 (14,628)	$2\frac{5}{8}$ y más	23,000 (1'620,458)
2	490 (34,460)	372 (26,162)	cable galvanizado y preestirado	
3	1076 (75,672)	824 (57,950)		
4	1850 (130,105)	1460 (102,677)	$\frac{3}{8}$ a 4	20,000 (1'409,094)

B. COSTO DE LOS CABLES ESTRUCTURALES

Los costos de los cables estructurales se obtuvieron por medio del internet, donde se cotizo a las empresas siguientes:

Empresa Distribuidora	Costo unitario por Kg
Shopmaninc (Empresa Americana)	11.6 \$
Thecarbonline (Empresa Alemana)	9.5 \$

Promedio de Costo por Kg =10.55 \$

Consultas a las páginas web:

Fuente: <http://www.shopmaninc.com/carbonpage.htm>.

3.8. PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS:

Los procedimientos de recolección de datos estarán en función al cronograma establecido del proyecto de tesis que se adjunta más adelante.

3.9. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS:

Se utilizará los programas diferentes como hojas de cálculo son los siguientes cálculos:

- Softwares Aplicativos:
 - Procesadores de Texto.
 - Hojas de Cálculo.
 - Bases de Datos.
 - Graficadores: Autocad, Autocad Land, etc.

3.10. PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS:

La recolección de datos necesarios para el diseño estructural de puentes atirantados con refuerzos con fibras de carbono se desarrolla a continuación.

3.11 CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA Y DISEÑOS

Un puente colgante estructuralmente es un arco parabólico invertido, por tanto los cables principales están sometidos a esfuerzos de tensión, dichos esfuerzos son transmitidos a las cámaras de anclaje a través de los cables fijadores pasando por los carros de dilatación que están ubicados encima de las torres (pórtico), los carros anulan las tensiones horizontales sobre las torres restringiéndoles a soportar solo los esfuerzos de compresión verticales.

El diseño geométrico y estructural del puente debe responder eficientemente con seguridad y a bajo costo el servicio de comunicación proyectado sobre el río Mantaro en la Comunidad de Machacuay y el distrito de Mariscal Cáceres.

Los elementos principales de un puente colgante son los cables principales que pasan sobre las torres y se fijan en las cámaras de anclaje; los cables extendidos entre las torres se denominan cables principales y los cables entre las torres y las cámaras de anclaje se denominan fijadores.

Los elementos complementarios del puente son las péndolas que cuelgan de los cables principales en la parte superior y se fijan en la parte inferior con los elementos de madera como las viguetas colocadas transversalmente al eje del puente, que a su vez soportan a los largueros colocados longitudinalmente al eje

del puente, sobre el que se colocan el entablado y vigas sardinel a ambos lados del tablero de tránsito.

3.11.1 DISEÑO DEL MADERAMEN (TABLERO DE TRANSITO).

SECCION TRANSVERSAL, VISTA EN PLANTA, PERFIL LONGITUDINAL DEL PUENTE Y DATOS DE DISEÑO.

DATOS PARA EL DISEÑO DEL MADERAMEN:

Longitud del puente	L	= 40 m.
Flecha del cable	f	= 3.86 m.
Sobre carga Máxima	S/C	= 350 Kg/m.
Factor de impacto (25 al 50%)	i	= 25%
Separación entre largueros a eje	d	= 0.650 m.
Separación entre viguetas a eje	D	= 2.000 m.
Ancho útil máximo del tablero	A	= 1.850 m.
Densidad de madera a usar	σ	= 650 Kg/m ³ (Grupo B)

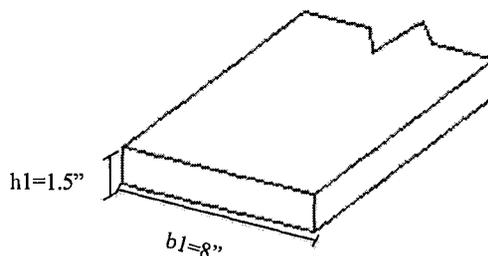
Grupo	Esf. Adm. Kg/cm ²		Densidad Kg/m ³
	Flexión	Corte	
A	210	15	750
B	150	12	650
C	100	5	450

3.11.2 DISEÑO DEL ENTABLADO.

Asumiendo la sección de:

BASE (b1) = 8" \leftrightarrow 20.32 cm.

ALTURA (h1) = 1.5" \leftrightarrow 3.81 cm.



Módulo de Sección: $S = \frac{b \times h^2}{6} = 49.161192 \text{ cm}^3$

Módulo de Reacción: $R = \frac{2}{3} b \times h = 51.6128 \text{ cm}$

Momento de Sobrecarga: $M = \frac{WL^2}{8} = \frac{[Sc \times (1 + \frac{i}{100})] d^2 \times 10}{8} = 2310.54 \text{ kg.cm}$

(Momento máximo central en una viga simplemente apoyada).

Momento actuante: $\sigma = \frac{M}{S} = 47.00 < 150$ Bien ok!!!

Esfuerzo cortante: $v = W \times \frac{L}{2} = \frac{[Sc \times (1 + \frac{i}{100})] \times d}{2} = 142.187 \text{ kg.}$

(Reacción en ambos lados de una viga simplemente apoyada).

Esfuerzo Actuante: $V = \frac{v}{R} = \frac{v}{[\frac{2}{3}(b \times h)]} = \frac{3}{2} = \frac{v}{b \times h} \times 2.75 < 12$ Bien ok!!!!

Por lo tanto se usara para el entablado del puente tablas de 8" x 1.5". (Total 197 unidades ubicadas transversalmente al puente).

3.11.3 DISEÑO DE LARGUEROS.

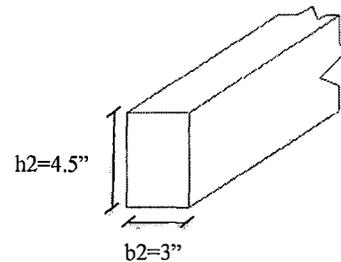
Asumiendo la sección de:

BASE (b2) = 3" <> 7.62 cm

ALTURA (h2) = 4.5" <> 11.43 cm

Módulo de Sección: $S = \frac{b \times h^2}{6} = 165.9190 \text{ cm}^3$

Módulo de Reacción: $R = \frac{2}{3} b \times h = 58.0644^2 \text{ cm}$



CARGAS ACTUANTES

- MOMENTO POR CARGA MUERTA (M_d):

* Metrado de Cargas ($W = \sigma \times vol$); por ml

Peso del entablado: $W_{ent} = \sigma \times (h1 \times d \times 1) = 16.10 \text{ kg/m}$

Peso de largueros: $W_{larg} = \sigma \times (h1 \times b2 \times 1) = 5.66 \text{ kg/m}$

Peso de clavos y otros: $= 3.00 \text{ kg/m}$

$W_d = 24.76 \text{ Kg/m}$

Por lo tanto momento por carga muerta: $M_d = \frac{WL^2}{8} = \frac{W_d D^2}{8} = 1237.93 \text{ kg.m}$

Cortante por carga muerta: $V_d = \frac{WL}{2} = \frac{W_d \times D}{2} = 24.76 \text{ kg}$

- MOMENTO POR CARGA VIVA (M_L):

$$\text{Momento de sobrecarga: } M_L = \frac{WL^2}{8} = \frac{[Sc \times (1 + \frac{i}{100})] \times D}{4} = 21875 \text{ kg.m}$$

$$\text{Cortante por sobrecarga: } V_L = \frac{W \times L}{2} = Sc \times \frac{D}{2} = 437.50 \text{ kg}$$

$$\text{Esfuerzos actuantes totales a flexión: } \sigma = \frac{M}{S} = \frac{M_d + M_{AL}}{S} = 139.30 < 150 ; \text{BIEN!}$$

$$\text{Esfuerzos actuantes totales al corte: } V = \frac{v}{R} = \frac{V_d + V_L}{R} = 7.96 < 12 ; \text{BIEN!}$$

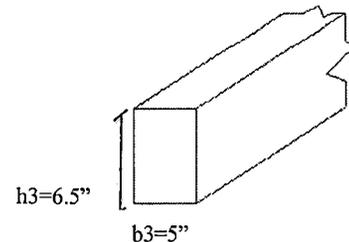
**Por lo tanto se usara para largueros del puente cuartones y/o vigas de 3" x 4.5".
(Total 08 unidades de 20 metros ubicadas longitudinalmente al puente).**

3.11.4 DISEÑO DE VIGUETAS

Asumiendo la sección de:

$$\text{BASE } (b3) = 5" \text{ } \leftrightarrow \text{ } 12.70 \text{ cm}$$

$$\text{ALTURA } (h3) = 6.5" \text{ } \leftrightarrow \text{ } 16.51 \text{ cm}$$



$$\text{Módulo de Sección } : S = \frac{b \times h^2}{6} = 576.9612 \text{ cm}^3$$

$$\text{Módulo de Reacción } : R = \frac{2}{3} b \times h = 139.7846 \text{ cm}^2$$

CARGAS ACTUANTES

- MOMENTO POR CARGA MUERTA (M_d):

* Metrado de Cargas ($W = \sigma \times vol$); por ml

$$\text{Peso del entablado: } W_{ent} = \sigma \times (h1 \times d \times 1) = 49.53 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de largueros : } W_{largo} = \sigma \times (h3 \times b3 \times 1) \times N \times \left(\frac{D}{A}\right) = 58.94 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de viguetas : } W_{vig} = \sigma \times (h3 \times b3 \times 1) = 13.63 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de clavos y otros: } = 15.00 \text{ kg/m}$$

$$W_d = 137.10 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Por lo tanto momento por carga muerta: } M_d = \frac{WL^2}{8} = \frac{W_d A^2}{8} = 5865.11 \text{ kg.m}$$

$$\text{Cortante por carga muerta: } V_d = \frac{WL}{2} = \frac{W_d \times A}{2} = 126.81 \text{ kg}$$

- MOMENTO POR BARANDA (M_b):

$$\text{* Peso por baranda } : W_b = P = 70.00 \text{ kg}$$

$$\text{Momento de la baranda: } M_b = P \times I_b \times 100 = 875.00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Cortante de la baranda: } V_d = P = 70.00 \text{ kg}$$

- MOMENTO POR CARGA VIVA (M_L):

$$\text{Momento de sobrecarga: } M_L = \frac{wL^2}{8} = \frac{[Sc \times (1 + \frac{i}{100})] \times A^2 \times 100}{8} = 18716.79 \text{ kg. cm}$$

$$\text{Cortante por sobrecarga: } V_L = \frac{w \times L}{2} = [Sc \times (1 + \frac{i}{100})] \times \frac{A}{2} = 404.68 \text{ kg}$$

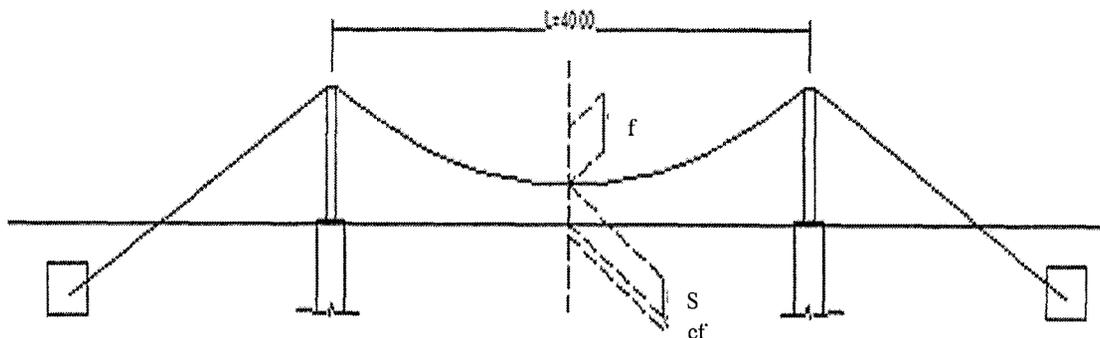
$$\text{Esfuerzos actuantes totales a flexión: } \sigma = \frac{M}{S} = \frac{M_d + M_b + M_L}{S} = 54.29 < 150 \text{ ; BIEN!}$$

$$\text{Esfuerzos actuantes totales al corte: } V = \frac{v}{R} = \frac{V_d + V_b + V_L}{R} = 10.36 < 12 \text{ ; BIEN!}$$

Por lo tanto se usara para largueros del puente cuartones y/o vigas de 5" x 6.5".
(Total 20 unidades de 20 metros ubicadas longitudinalmente al puente).

3.11.5 COMPORTAMIENTO Y/O DEFORMACION DEL PUENTE COLGANTE, CUANDO SE LE APLICA CARGAS CONCENTRADAS Y/O REPARTIDAS

El tablero determinado anteriormente, en puentes colgantes peatonales, en muchos otros casos a falta de viga de rigidez, ya sea en la forma de una viga horizontal o en la forma de arco paralelo al cable, en esta clase de puentes no tiene otra rigidez que la que presta el tablero de tránsito.



Dónde:

- f = Flecha del cable : 3.86 m.
- cf = Contra flecha del tablero de tránsito : 0.27 m.
- s = Altura de la péndola central : 1.00 m

IMPLEMENTACION TEORICA

Hay dos teorías para solucionar un puente colgante y son las siguientes:

- Teoría Elástica.
- Teoría de la deflexión.

Para dar una solución a nuestro proyecto desarrollaremos solamente la Teoría Elástica, estudiando que el cable se deforma libremente bajo la acción de las cargas que gravitan sobre él. Esto en realidad no sucede sino en los puentes colgantes peatonales destinados al tráfico peatonal, no teniendo otra rigidez que en la que presta el tablero de tránsito, que calcularemos su deformación. En los puentes colgantes destinados al paso de vehículos automotores y con mayor razón los destinados a las líneas férreas o de tranvías, se coloca para impedir la libre deformación del cable un elemento denominado "viga de rigidez" el cual se dispone paralelamente al cable o al tablero.

PRINCIPIOS ASUMIDOS

- a) El cable se supone perfectamente flexible, capaz de adquirir la forma del polígono funicular de las fuerzas suspendidas (es flexible con la forma de polígono de las péndolas).
- b) El tablero de tránsito que rigidiza el puente se considera recta sensiblemente horizontal (existe contra flecha por el centro) y suspendida del cable en toda su longitud (toma cargas muertas tanto del cable como del tablero).
- c) El peso propio del puente se considera uniformemente repartido por unidad lineal horizontal, de manera que la curva inicial del cable es una parábola (forma una parábola).
- d) La forma de las ordenadas del cable se asume que permanecen invariables al aplicar la carga (no se deforma por aplicación de cargas).
- e) El peso propio del puente es tomado íntegramente por el cable, no ocasionando ningún esfuerzo sobre el tablero de tránsito que hace las veces de viga rigidez.

TEORIA ELASTICA

Para la solución de este puente se tendrá en cuenta las consideraciones asumidas en la teoría elástica.

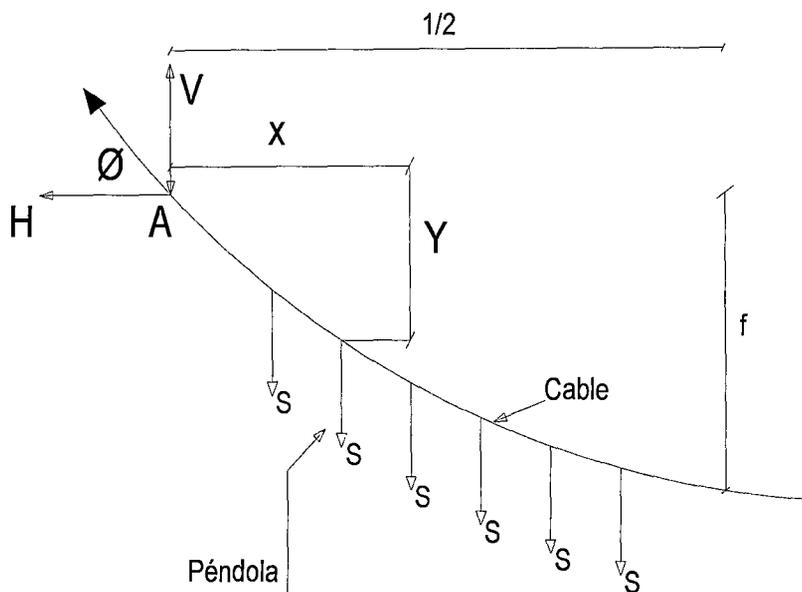
DEL CABLE

CÁLCULO DE LA PARÁBOLA

$$Y = \frac{4fx}{l}(l-x) \dots \dots \dots (01)$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4f}{l}(l-x); \quad x = 0$$

$$\frac{dy}{dx} = 4n \therefore Tg \phi = 4n \dots \dots \dots (02)$$



CALCULO LONGITUD DEL CABLE

$$L = 2 \int_0^{1/2} ds ; \quad ds = \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \times dx$$

$$L = 2 \int_0^{1/2} \left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right] \times dx$$

$$L = 2 \int_0^{1/2} \left[1 + \frac{64f^2x^2}{l^4}\right] dx ; \quad \text{centro de las coordenadas es en } c.$$

La fórmula exacta cuando los extremos están en el mismo nivel horizontal.

$$L = \frac{1}{2}(1 + 16n^2) + \frac{1}{8} \ln \left[4n + (1 + 16n^2)^{\frac{1}{2}}\right] \dots \dots \dots (03)$$

$$L = \frac{1}{8n} [Tg\phi_1 \times Sec\phi_1 + \ln(Tg\phi_1 \times Sec\phi_1)] \dots \dots \dots (04)$$

Cuando se dispone de tablas hiperbólicas

$$L = \frac{1}{16n} [2\mu + \operatorname{senh}. 2\mu] ; \quad \operatorname{Senh}_\mu = 4n \dots\dots\dots (05)$$

La fórmula aproximada

$$L = l \left(1 + \frac{8n^2}{3} - \frac{32n^4}{5} + \dots \right) \dots\dots\dots (06)$$

Para valores pequeños de "n":

$$L = l \left(1 + \frac{8n^2}{3} \right) \dots\dots\dots (07)$$

	EXACTA	APROXIMADA
n = f/l	L/l (Ec 03)	L/l (Ec 06)
.050	1.00663	1.00663
.075	1.01480	1.01480
.100	1.02606	1.02603
.125	1.04023	1.04010
.150	1.05712	1.05675
.175	1.07658	1.07566
.200	1.98230	1.09643

TENSION EN EL CABLE

En el tramo central

$$T = H \frac{ds}{dx} ; \quad ds = \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \times dx$$

$$T = H \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} ; \quad = \frac{dy}{dx} \times \frac{4f}{l^2} (l - 2x)$$

$$T = H \sqrt{1 + 16n^2} ; \quad x = 0 \quad = \frac{dy}{dx} = 4n \frac{4f}{l}$$

Tensión máxima será.

$$T_{max} = H(1 + 16Nn^2)^{1/2}$$

DEL TABLERO RIGIDEZ

RELACIONES FUNDAMENTALES: El tablero de rigidez está sometida en equilibrio entre dos sistemas de fuerzas diferentes:

- a) Las fuerzas de las sobre recarga que actúan hacia abajo
- b) Las fuerzas uniformes de las péndolas que actúan hacia arriba.

El tablero de rigidez está en equilibrio entre estos dos sistema de fuerzas, por lo tanto, en cualquier punto del tablero el momento de flexión es igual al momento al momento de flexión en una viga ordinaria (simplemente apoyada o continua según sea el caso) y el momento de flexión producida por las fuerzas hacia arriba de los péndulos, pudiéndose escribir:

$$M = M - M_s \dots \dots \dots (09)$$

Igualmente podemos escribir respecto a las fuerzas de corte

$$V = V - V_s \dots \dots \dots (10)$$

Por otra parte una carga uniformemente repartida

$$H = \frac{Wl^2}{8f} \rightarrow W = \frac{8fH}{l^2} \dots \dots \dots (11)$$

Con las ecuaciones anteriores se puede conocer en cualquier punto del tablero rigidez el valor del momento de flexión o del esfuerzo cortante tan pronto el valor de H sea conocido. Debe tenerse en cuenta para determinación de M' , M_s , V' , y V_s la condición del tablero de rigidez, si, es articulada en las torres o es continua sobre ellos (fig N°08).

Se ha visto que la curva adoptada por el cable es la curva de momentos correspondiente a una viga simplemente apoyada de luz igual a la distancia horizontal entre los puntos de suspensión, para las cargas dadas y dibujada con una distancia polar a H. Por lo tanto el momento producido en el tablero de rigidez debido a las cargas hacia arriba de las péndolas es:

$$M_s = H \cdot y \dots \dots \dots (12)$$

$$M_s = \frac{Sx^2}{2} ; \quad S = \frac{8f}{l^2} H \quad ; \quad M_s = H \frac{8f}{l^2} \times \frac{x^2}{2} = Hy$$

Donde M M_s es el momento en el tablero de rigidez debido a las cargas de los péndulos, H es la tensión horizontal en el cable, y es la ordenada del cable medio

desde la cuerda que une los puntos de suspensión del cable, reemplazando la Ec. (12) en la (09).

$$M = M' - H.y \quad \dots \dots \dots (13)$$

O sea que el momento en cualquier punto del tablero de rigidez articulado en las torres es igual al de una viga simplemente apoyada de la misma luz, disminuida en el producto de la tensión Horizontal en el cable, por la ordenada del mismo correspondiente a la sección considerada.

Para el caso de las cortantes, en una curva tenemos:

$$V_s = H \times Tg\phi ; \text{ la otra forma de esta seccion es}$$

$$V = V'Tg\phi \quad \dots \dots \dots (14)$$

Cuando los extremos del cable se hallan a diferentes niveles, la ecuación (14) puede ser corregida:

$$V = V' - H(Tg\phi - Tg\alpha)$$

$$V = V' - H \times 4n \left[1 - \left(\frac{2x}{l} \right) \right] \dots \dots \dots (15)$$

CALCULO DEL PESO PROPIO

Calculo del peso distribuido del puente por metro lineal.

- Peso de viguetas, largueros y entablado=126.813 Kg/ml.
- Peso de barandas = 140.00 Kg/ml.
- Peso del cable (6.2 Kg/ml) = 25.08 Kg/ml.
- Peso de las péndulas a usar = 14.22 Kg/ml
- Peso de sobrecarga = 437.50 Kg/ml.

$$W_{pp} = 743.613 \text{ Kg/mlo, } <> 0.7436 \text{ Tnml.}$$

MOMENTOS EN EL TABLERO DE RIGIDEZ

Por facilidad en los cálculos se ha considerado el puente simétrico, por lo tanto todos los cálculos se harán solo de la mitad del puente.

MOMENTOS POR CARGA REPARTIDA

Para este cálculo se tiene las siguientes formulas:

$$a) M_{max} = \frac{1}{2} px(1 - x) \left[1 - \frac{8}{5N} \left\{ 1 - \frac{1}{2} D(k) \right\} \right]$$

$$b) M_{Tot} = \frac{1}{2} px(1 - x) \left[1 - \frac{8}{5N} \right]$$

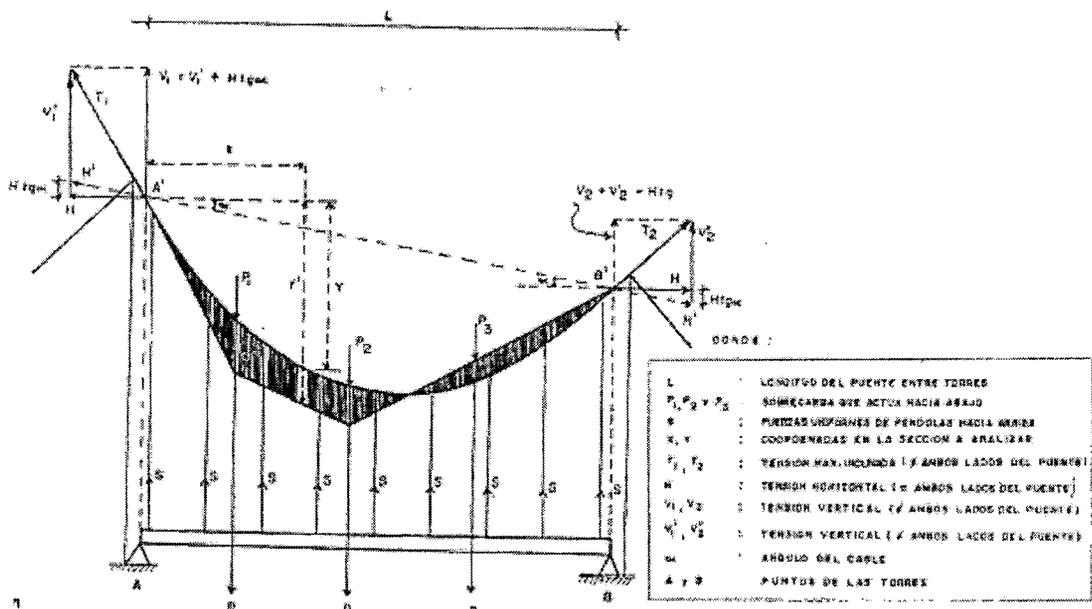
c) $M_{min} = -2px(1-x) \frac{D(k)}{5N}$; Válido de $\{x = 0, a x' = Nl/4$

d) $M_{min} = -2px(1-x) \frac{D(k')-D(k'')}{5N}$

Para secciones cercanas al centro:

Valido de $\begin{cases} X = Nl/4 \\ a' = \\ x'' = 1 - x' \end{cases}$

e) $M_{max} = M_{tot} - M_{min}$



SISTEMA DE FUERZAS EN EL TABLERO DE RIGIDEZ

Dónde:

ρ = Carga repartida : 0.7436 ton/ml

l = Longitud de tablero de rigidez : 40 ml

x = Distancia de un extremo del tablero a la sección analizada las secciones por analizar iran variando cada 1/20 de luz

$X = kl \times k = \frac{x}{l}$; \rightarrow = Coef. de variacion de la seccion por analizar.

$K = \frac{1}{20}$

$D(k) = (2 - k - 4k^2 + 3k^3)x(1 - k)^2$

$D(k')$; $D(k'')$: se obtiene del ábaco, entrando con $C(k) = (N \times l) / 4 (1-x)$

N : Coeficiente que varía de acuerdo a la luz y las características de los elementos del puente, varía de 1.6 a 2.2 Para nuestro caso:

N = 1.7

- Calculo de los Momentos

Para la determinación de los momentos, haremos uso de las recomendaciones dadas por: D.D. Steinman en su libro "Suspension Bridges" según la cual calcularemos primero el Momento Total y el Momento mínimo, luego por suma algebraica determinaremos el momento Máximo según formula (e).

Para cualquier sección entre $x' = N l / 4 = 0.425 l$ y el punto simétrico $x'' = 1 - x' = 0.575 l$, se utilizaran la formula (d) y se cargara la parte izquierda del tramo, existiendo dos puntos críticos para esas secciones.

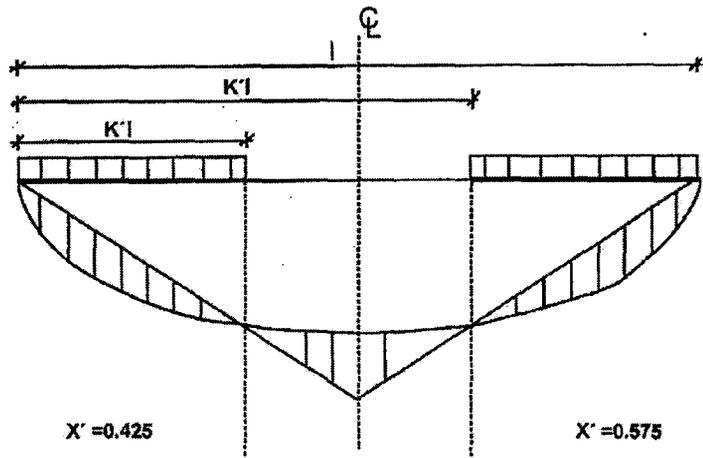


GRAFICO 01 PARA LA SOLUCION DE FORMULAS DE PUENTES COLGANTES

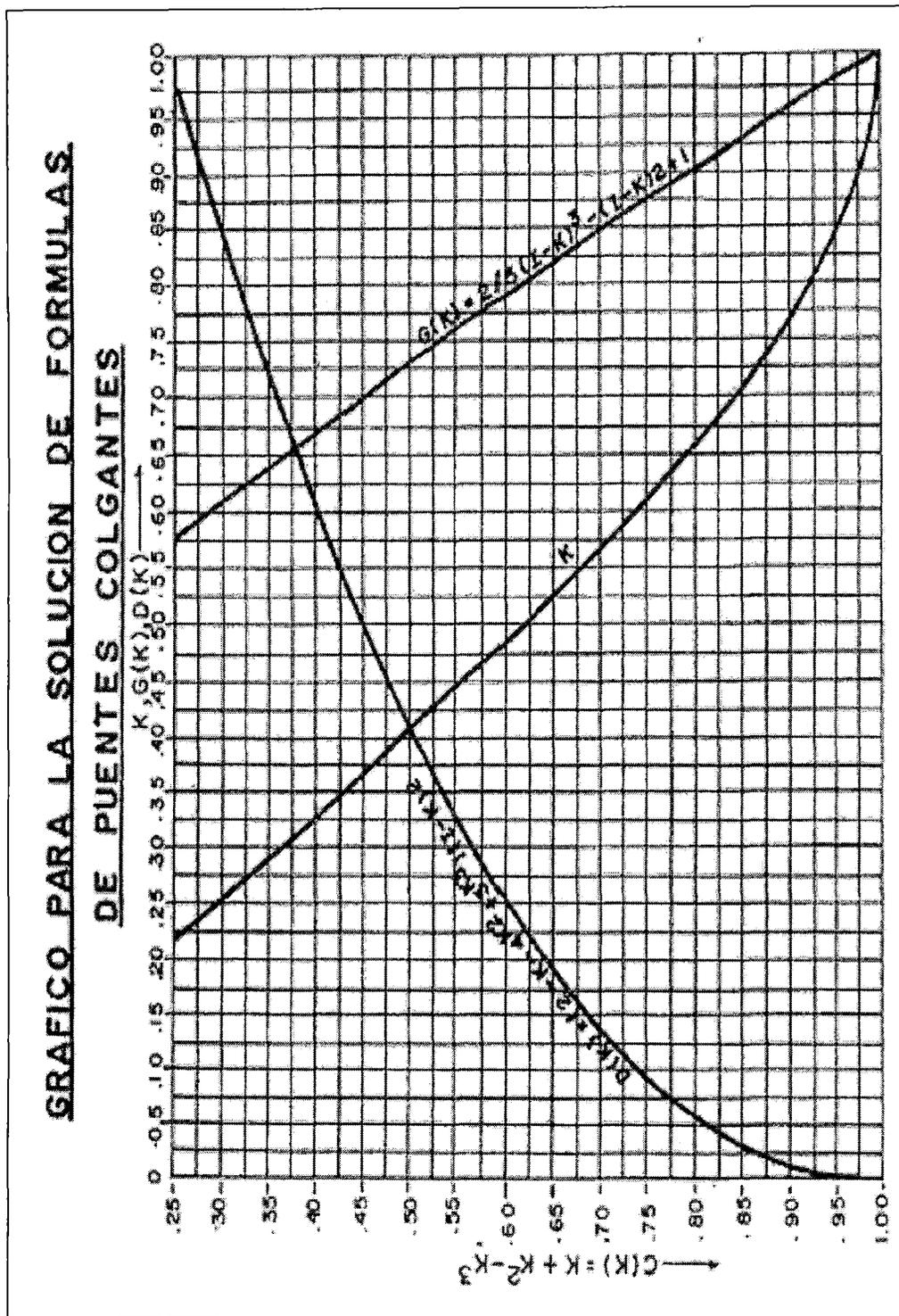
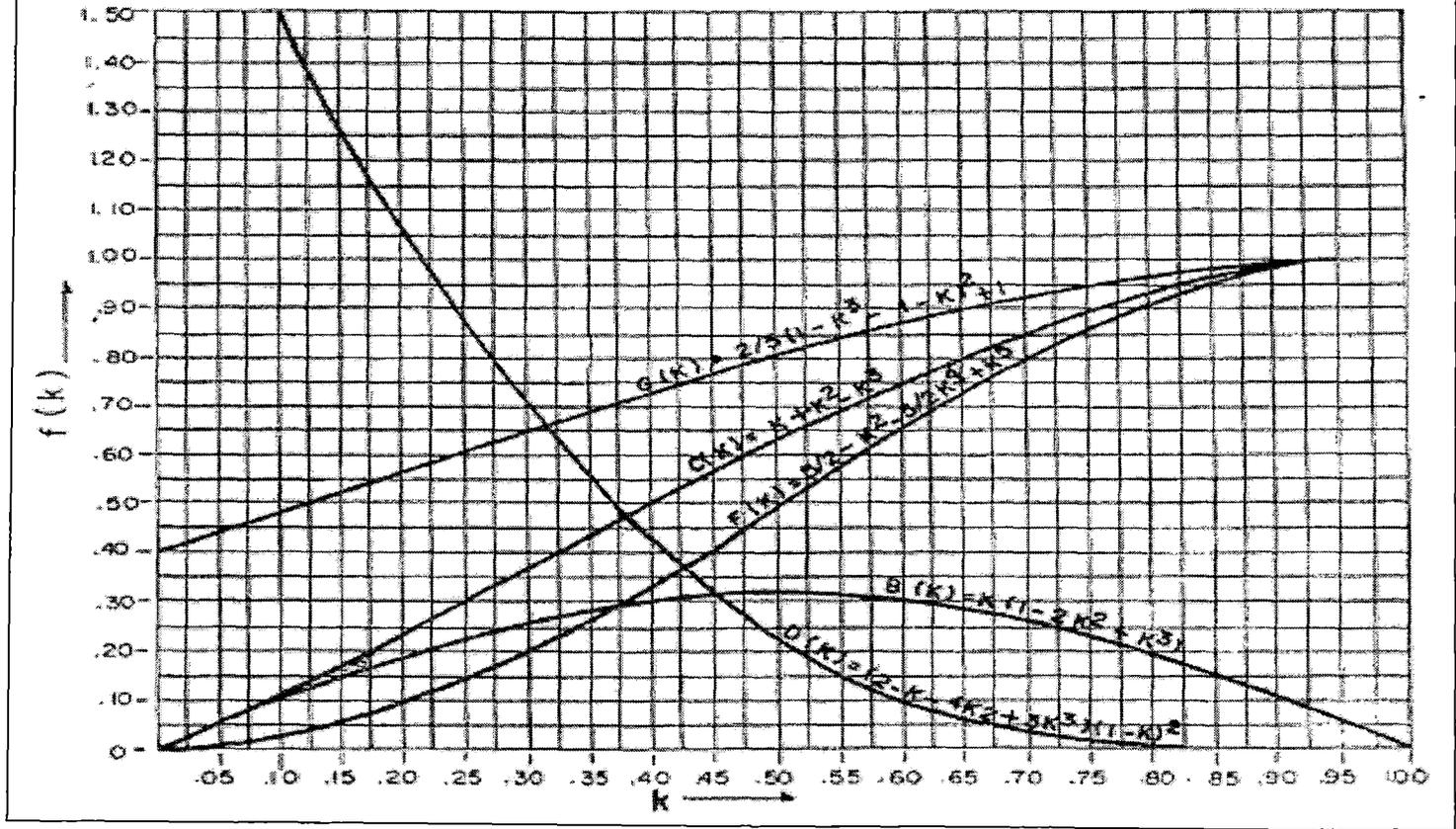


GRAFICO 02 PARA LA SOLUCION DE FORMULAS DE PUENTES COLGANTES

GRAFICO PARA LA SOLUCION DE FORMULAS
DE PUENTES COLGANTES



VER SEGÚN LAS IMÁGENES DEL DIMENSIONAMIENTO

N°	vH	X	1-x	Px	2px(l-x)	$\frac{1}{2} px(l-x)$	C(k)	k	D(k)	M _{desar}	M _{grue}	M _{total}
1	0.00	0.00	40.00	0.000	0.00	0.00	0.423	0.345	0.568	0.00	0.00	0.00
2	0.05	2.00	38.00	1.487	113.03	28.26	0.447	0.360	0.525	- 6.98	+ 1.66	+ 6.04
3	0.10	4.00	36.00	2.974	214.16	53.54	0.472	0.389	0.470	- 11.84	+ 3.15	+ 14.99
4	0.15	6.00	34.00	4.462	303.39	75.85	0.500	0.400	0.420	- 16.99	+ 4.46	+ 19.45
5	0.20	8.00	32.00	5.949	380.72	95.18	0.531	0.425	0.365	- 16.35	+ 5.60	+ 21.95
6	0.25	10.00	30.00	7.436	446.16	111.54	0.567	0.455	0.300	- 15.75	+ 6.56	+ 22.31
7	0.30	12.00	28.00	8.923	499.70	124.82	0.607	0.485	0.245	- 14.40	+ 7.35	+ 21.75
8	0.35	14.00	26.00	10.410	541.34	135.34	0.654	0.525	0.175	- 11.15	+ 7.85	+ 19.11
9	0.40	16.00	24.00	11.898	571.08	142.77	0.709	0.570	0.125	- 8.40	+ 8.40	+ 16.80
10	0.45	18.00	22.00	13.385	588.93	147.83	0.773	0.630	0.078	- 5.20	+ 8.60	+ 13.86
11	0.50	20.00	20.00	14.872	594.88	148.72	0.850	0.705	0.600			

$$\frac{1}{5N} = \frac{1}{5(1.7)} = 0.11765 \quad \theta = \left(1 - \frac{1}{5N}\right) = 0.05662$$

Gráfico ver Lámina - 05.

MOMENTOS POR CARGA CONCENTRADA

El momento en un punto del cable vendrá dado por el momento que se origina en una viga simplemente apoyada sometida a las mismas cargas (M') menos el momento producido por la tensión horizontal (H) por la distancia al punto del cable en estudio (y).

$$M = M' - Hy'$$

Simplificando: $M = y' \left(\frac{M'}{y'} - H \right)$

Esto estará afectado por la carga concentrada "P", teniéndose:

$$M = Py' \left(\frac{M'}{y'} - H \right).$$

De donde: y' : Se obtiene de la ecuación de la parábola.

$\left(\frac{M'}{y'} - H \right)$: Se obtiene por líneas de influencia.

P = 0.35 ton. (sobrecarga máxima en puente peatonal)

CALCULOS DE LA ORDENADAS "y"

De la ecuación de la parábola:

$$y' = \frac{4fx'}{l'^2} (l' - x') \quad ; \text{partiendo del eje de la torre}$$

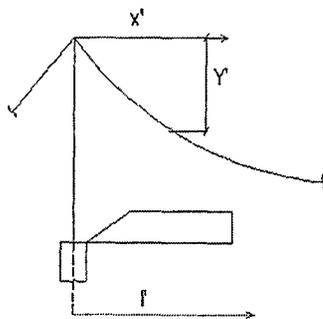
Dónde:

f = flecha del cable; 3.86 m

l' = Longitud entre torres ; 40.00 m.

x' = Longitud de la torre a la sección analizada

Y' = Ordenada del cable a calcular.



Desarrollando tenemos el siguiente cuadro:

N°	X	X'	$\frac{4fx'}{l^2}$	$(l' - x')$	$y' = \frac{4fx'(l' - x')}{l^2}$
1	0.00	0.50	0.0048250	39.50	0.191
2	2.00	2.50	0.0241250	37.50	0.905
3	4.00	4.50	0.0434250	35.50	1.542
4	6.00	6.50	0.0627250	33.50	2.101
5	8.00	8.50	0.0820250	31.50	2.584
6	10.00	10.50	0.1013250	29.50	2.989
7	12.00	12.50	0.1206250	27.50	3.317
8	14.00	14.50	0.1399250	25.50	3.568
9	16.00	16.50	0.1592250	23.50	3.742
10	18.00	18.50	0.1785250	21.50	3.838
11	20.00	20.50	0.1978250	19.50	3.858

CALCULO DE LAS LINEAS DE INFLUENCIA (M'/y'-H)

a) Líneas de influencia para H.

Se sabe que la tensión horizontal viene dada por:

$$H = \frac{[p \times B(k)]}{Nn}$$

Dónde: P = Carga concentrada : 0.350tn.

N = 1.7

N = $f/l = 3.86 / 40 = 0.0965$

B(k) = $k(1 - 2k^2 + k^3)$

La tensión horizontal máxima, será cuando la carga "p" está en el centro del punto, o sea cuando $k=1/2$, entonces:

$$B(k) = \frac{1}{2} \left[1 - 2\left(\frac{1}{2}\right)^2 + \left(\frac{1}{2}\right)^3 \right]$$

Además si hacemos $p = 1$ tenemos:

$$H_{max} = \frac{B(k)}{Nn} = \frac{5}{16} \times \frac{1}{Nn} = \frac{5}{16} \times \frac{1}{1.7 \times 0.0965} = 1.0949$$

Ordenadas para las líneas de influencia para "H".

N°	X/l	X	B(k)	1/Nn	$H = \frac{[p \times B(k)]}{Nn}$
1	0.00	0.00	0.0000	6.096	0.0000
2	0.05	2.00	0.0498	6.096	0.3033
3	0.10	4.00	0.0981	6.096	0.5980
4	0.15	6.00	0.1438	6.096	0.8763
5	0.20	8.00	0.1856	6.096	1.1314
6	0.25	10.00	0.2227	6.096	1.3572
7	0.30	12.00	0.2541	6.096	1.5489
8	0.35	14.00	0.2793	6.096	1.7023
9	0.40	16.00	0.2976	6.096	1.8141
10	0.45	18.00	0.3088	6.096	1.8821
11	0.50	20.00	0.3125	6.096	1.9049

b) Líneas de influencia para M'/y'

Se sabe que es e forma triangular con vértice en la sección estudiada y altura dada por:

$$\frac{M'}{y'} = \frac{l}{4f} = \frac{40}{4 \times 3.86} = 2.5906$$

c) Gráfico de las líneas de influencia ($M'/y' - H$)

Las líneas de influencia se trazaran analizando la carga para las diferentes secciones, las cuales irán variando cada 1/20 de luz, es decir cada 2metros a partir del extremo del tablero de rigidez ($l=40$ m); ver grafico del sistema de rigideces y la parábola.

CALCULO DE MOMENTOS PARA CARGA CONCENTRADA

$$M = p \times ordenada y' \times ordenada \left(\frac{M'}{y'} - H \right); \text{ siendo } p = 0.35 \text{ tn}$$

N°	X	Y'	Ord(+)	Ord(-)	$M_{\max(T-M)}$	$M_{\min(T-M)}$
1	0.00	0.191	0.00	0.00	0.000	0.000

2	2.00	0.905	2.29	0.80	+ 0.724	- 0.253
3	4.00	1.542	1.99	0.76	+ 1.075	- 0.410
4	6.00	2.101	1.71	0.70	+ 1.261	- 0.515
5	8.00	2.584	1.46	0.62	+ 1.320	- 0.561
6	10.00	2.989	1.23	0.57	+ 1.290	- 0.596
7	12.00	3.317	1.04	0.48	+ 1.209	- 0.557
8	14.00	3.568	0.89	0.43	+ 1.109	- 0.537
9	16.00	3.742	0.78	0.35	+ 1.017	- 0.458
10	18.00	3.838	0.71	0.22	+ 0.952	- 0.296
11	20.00	3.858	0.69	0.10	+ 0.926	- 0.135

Grafico ver lamina 09

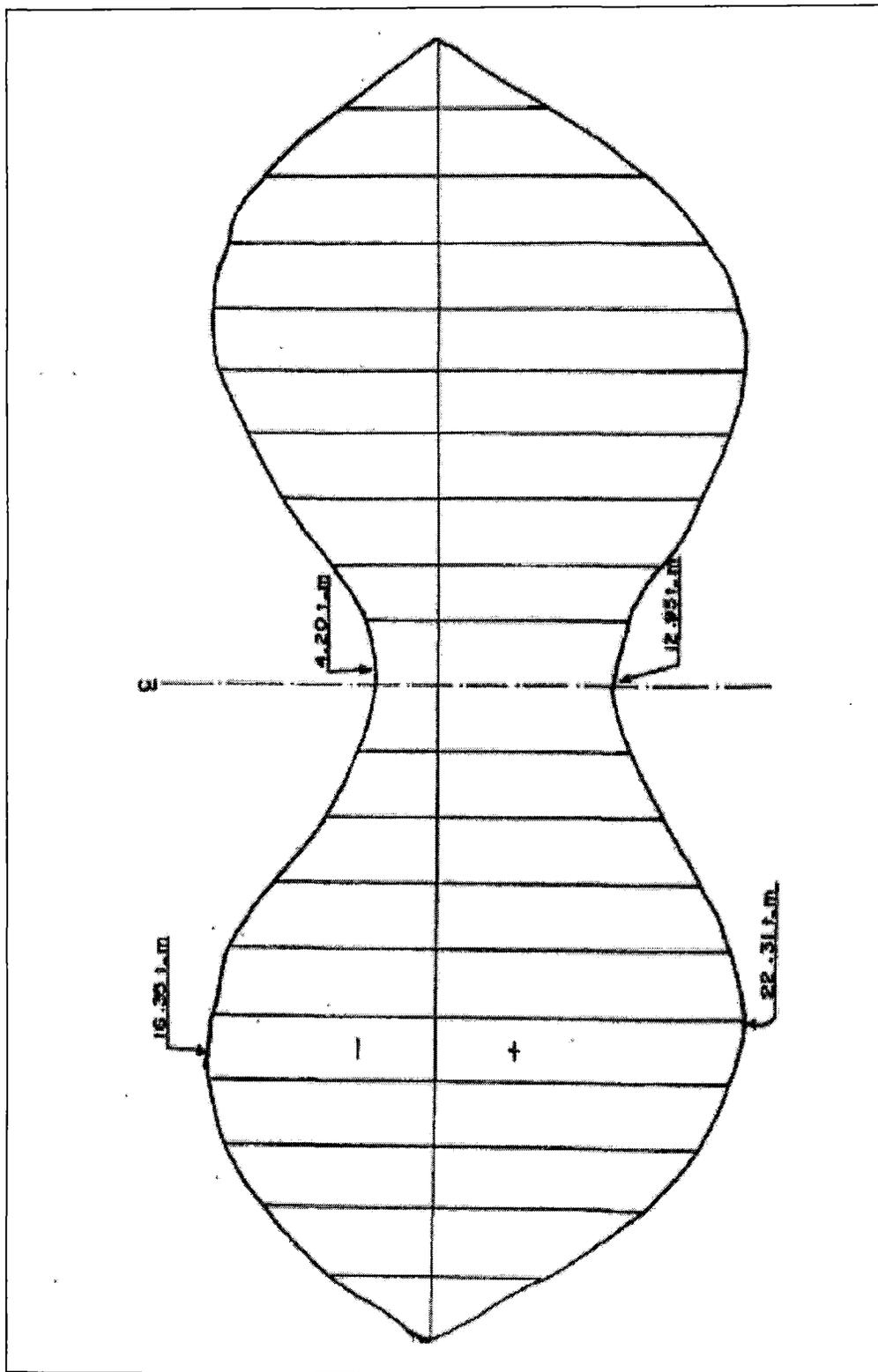
CALCULO DE LOS MOMENTOS TOTALES

Se obtiene de la relación:

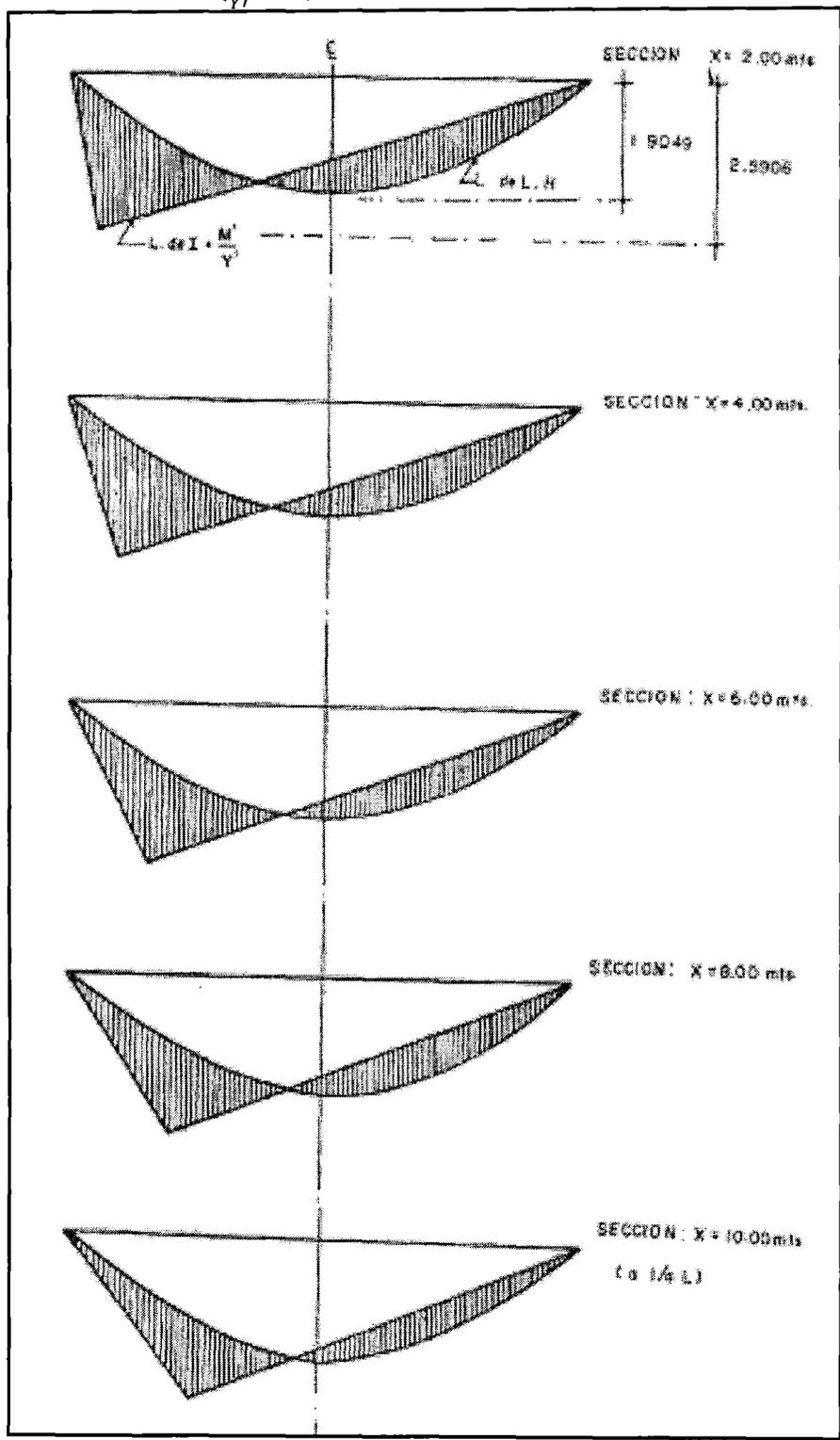
$$M_1 = M_{CR} + M_{CC}$$

N°	X	Momentos por carga repartida		Momentos por carga concentrada		M _{Tot} (+)	M _{Tot} (-)
		Mmax(+)	Mmin(-)	Mmax(+)	Mmin(-)		
1	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2.00	8.643	-6.98	+ 0.72	- 0.253	9.37	-7.23
3	4.00	14.991	-11.84	+ 1.08	- 0.410	16.07	-12.25
4	6.00	19.453	-14.99	+ 1.26	- 0.515	20.71	-15.51
5	8.00	21.948	-16.35	+ 1.32	- 0.561	23.27	-16.91
6	10.00	22.308	-15.75	+ 1.29	- 0.596	23.60	-16.34
7	12.00	21.752	-14.40	+ 1.21	- 0.557	22.96	-14.96
8	14.00	19.106	-11.15	+ 1.11	- 0.537	20.22	-11.68
9	16.00	16.797	-8.40	+ 1.02	- 0.458	17.81	-8.86
10	18.00	13.857	-5.20	+ 0.95	- 0.296	14.81	-5.49
11	20.00	12.947	-4.20	+ 0.93	- 0.135	13.88	-4.33

DIAGRAMA DE MOMENTOS POR CARGA REPARTIDA



LINEA DE INFLUENCIA ($\frac{M'}{Y'} - H$)



Ba

LINEA DE INFLUENCIA $(\frac{M'}{Y'} - H)$

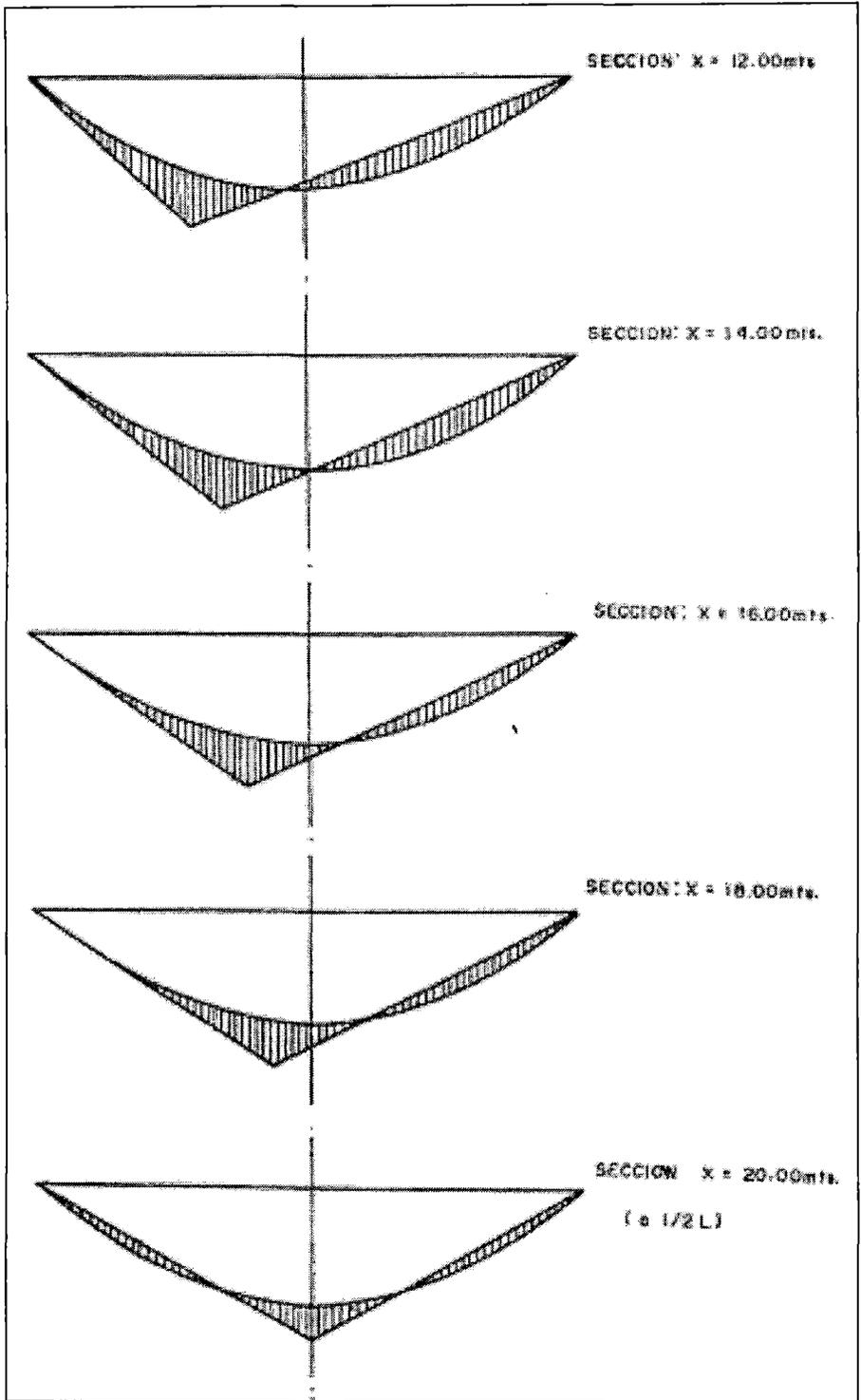
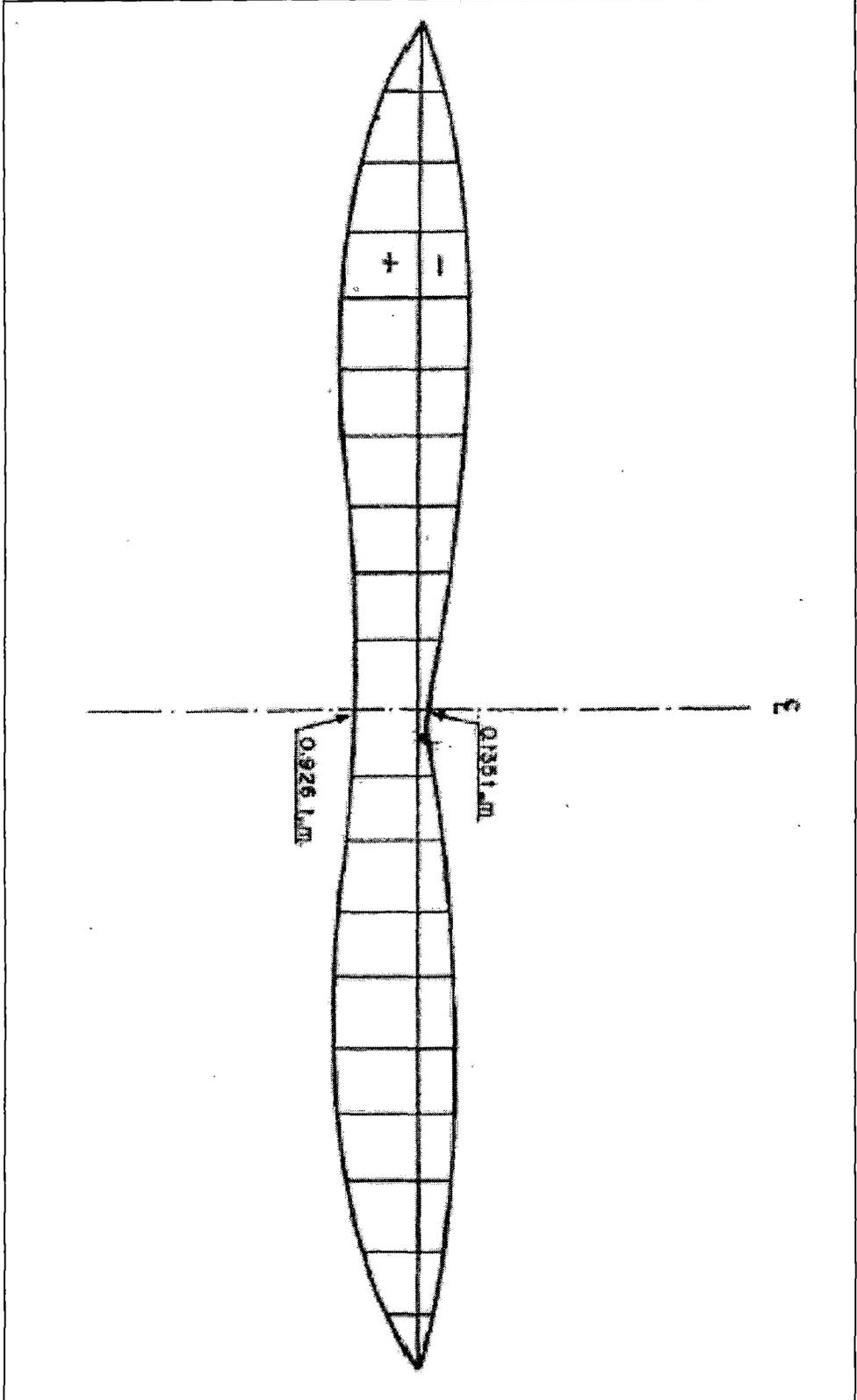
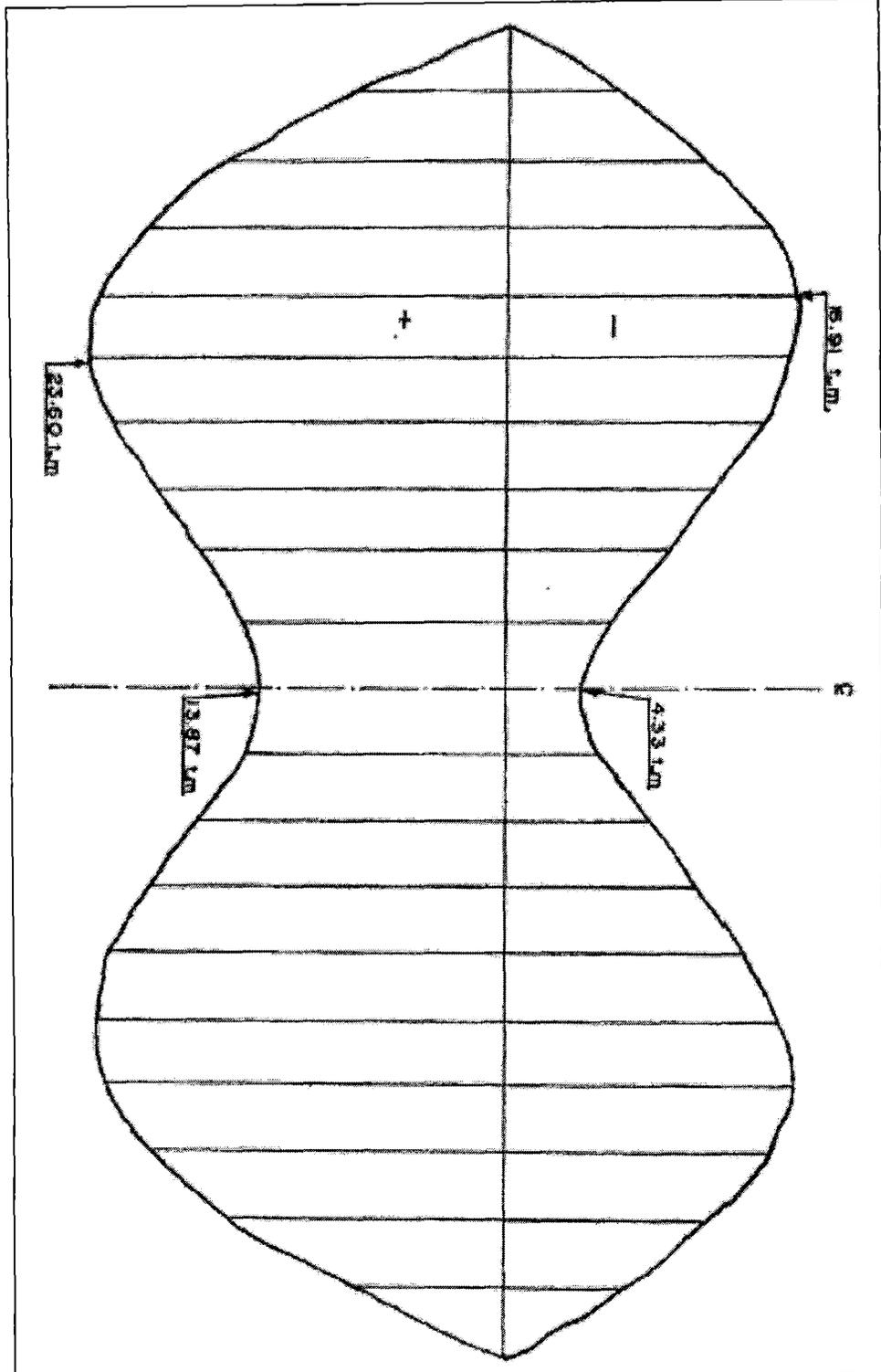


DIAGRAMA DE MOMENTOS POR CARGA CONCENTRADA



LAMINA 09

DIAGRAMA DE MOMENTOS TOTALES



LAMINA10

3.12.0 DISEÑO DE LAS PENDOLES

3.12.1 GENERALIDADES:

Las péndolas tienen por objeto transmitir las cargas producidas en el tablero, hacia el cable, en puentes pequeños (peatonales) se utilizan como péndolas las varillas de fierro redondo; pero en los de grandes luces se utilizan cables que permiten soportar mayores esfuerzos; para nuestro caso utilizaremos varillas de fierro redondo.

Las péndolas a calcular estarán distanciadas cada 2.0 metros en forma simétrica respecto al centro del puente.

3.12.2 NUMERO DE PENDOLAS

Se tiene la relación: $N_p = L/d - 1$

- Dónde:
- N_p = Numero de péndolas a calcular ??
 - L = Longitud del puente entre eje de torres: 40 m
 - d = Distancia entre cada péndola 2 m.

Reemplazando datos:

$N_p = 40/2 - 1 = 19$ péndolas (entre extremos)

Total de péndolas en el puente $19 \times 2 = 38$ péndolas de distintas medidas y/o alturas y estarán distanciadas cada 2 metros.

3.12.3 DIAMETRO DE LA PENDOLA

Se usaran varillas de fierro liso que en su extremo llevaran ojos soldados eléctricamente.

P E N D O L A S		
DIAM.	A_s (cm ²)	Peso (Kg/ml)
1/2"	1.27	1.02
5/8"	1.98	1.58
3/4"	2.85	2.24

$A_{péndola} = P / F_{adm.}$

- Dónde :
- $A_{péndola}$ = Área de acero de la péndola por calcular
 - P = Peso total que soportara las pendolas.
 - F_{adm} = Esfuerzo admisible (asumiremos = 1000 Kg/cm²)

Calculando el peso total que soportan las péndolas.

Peso del entablado = 113.92 Kg

Peso de largueros		= 135.55 kg
Peso de viguetas		= 31.35 kg
Peso de la branda clavos y otros		= 233.50 kg
Peso por carga permanente	Pd	= 514.32 kg
Peso por sobre carga	Ps/c	= 437.50 kg
Peso Total (Pd+Ps/C)		= 951.62 kg

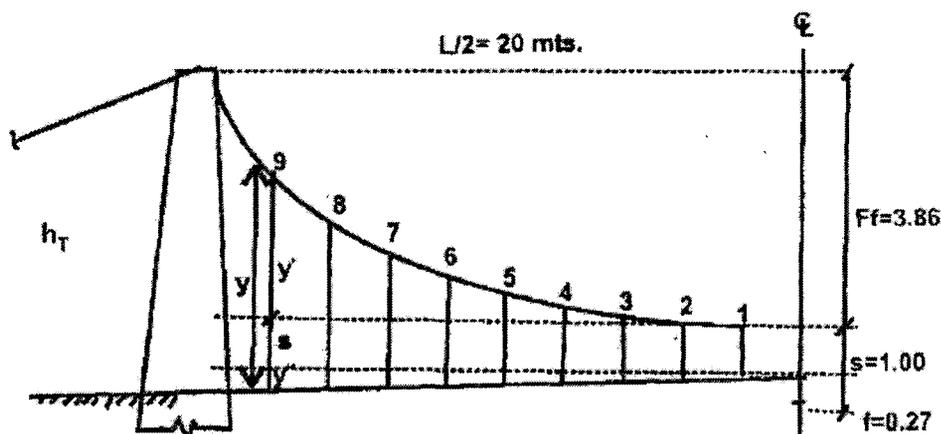
Reemplazando datos:

$$A_{péndola} = \frac{951.62}{1000} = 0.92 \text{ cm}^2 \cong \phi 1/2''$$

∴ Se usaran péndolas de varillas lisa de Diam. = 5/8" a razón de que las varillas de Diam. 1/2" son muy flexibles, fácil de doblarse mediante manipuleo de los transeúntes.

3.12.4 LONGITUD DE LAS PENDOLAS (Lp)

Por existir simetría trabajaremos solo con la mitad del puente:



Tanto la curvatura del cable como el tablero de transito se asemejan a una parábola de 2º grado; cuyas ordenadas vienen dadas por la ecuación de la parábola cuando el origen de coordenadas está en el centro del puente.

a) Para el cable:

$$y' = \frac{4fx_i^2}{L^2} \quad ; \quad 0 < x_i < 20.00 \text{ mts.}$$

b) Para el tablero:

$$y'' = \frac{4fx_i^2}{L^2} \quad ; \quad 0 < x_i < 20.00 \text{ mts.}$$

Donde: y' = Ordenada de la parábola del cable
 y'' = Ordenada de la parábola del tablero.
 x_i = Distancia del centro del puente (\subseteq) a la péndola.

Del grafico:

$$L_p = y' + y'' + s$$

$$L_p = \frac{4fx_i^2}{L^2} + \frac{4f'x_i^2}{L^2} + s = \frac{4x_i^2(f + f')}{L^2} + s$$

Sustituyendo datos:

$$L_p = \frac{4x_i^2}{20^2} + (3.86 + 0.27) + 1 = 0.0413x_i^2 + 1$$

Se sabe que debe existir 19 péndolas en cada extremo del puente, espaciados cada 2.00 mts; como existen exactamente una en el centro del puente ($s=1.00$ mts), luego quedan por hallar 18 péndolas, debido a la simetría calcularemos solo 9 péndolas.

En el centro de luz (\mathcal{E})

En $x=0$, $L_p = 1.00$ (existe la péndola central, $s = 1.00$ mts.)

$x=2$, $L_p = 0.0413 \times 2^2 + 1 = 1.1652$ mts.

Nº DE PENDOLA A PARTIR DE \mathcal{E}	DISTANCIA DE LA PENDOLA "x"	X^2	$L_p = 0.0413(x)^2 + s$
1	2	4	1.041
2	4	16	1.165
3	6	36	1.372
4	8	64	1.661
5	10	100	2.033
6	12	144	2.487
7	14	196	3.024

8	16	256	3.643
9	18	324	4.345

Estas son las longitudes teóricas de péndola, medidas desde el eje del cable al tablero; para tener las longitudes verdaderas debemos conocer el detalle y dimensiones de las uniones superiores e inferiores de la péndola para fijar las longitudes netas y totales de cada una.

Otra forma de calculo de las péndolas, será tomando como punto de inicio desde las torres, donde saldrán los mismos valores, visualizando todas las péndolas, verificando inclusive las alturas de las torres, la flecha contraflecha y péndola central en el eje del puente.

Formulas a usar; sustituyendo los datos respectivos:

$$y_i = 4f \left(1 - \frac{x_i}{L}\right) \left(\frac{x_i}{L}\right) = 0.386x_i - 0.00965x_i^2$$

Ec. parabolica del cable (flechas).

$$y_i' = 4f' \left(1 - \frac{x_i}{L}\right) \left(\frac{x_i}{L}\right) = 0.027x_i - 0.000675x_i^2$$

Ec. parabolica del tablero (Contraflechas).

$$Y_i = (f - y_i) + s + (f' - y_i') = 5.13 - y_i - y_i'$$

Ec. de las péndolas. (hT = 5.13 mts).

Dónde:

X_{ii} = 0, 2, 4, 6,40 Distancia horizontal cada 2 mts.

L = 40 mts Luz colgante entre ejes de torres

f = 3.86 mts. Flecha del puente en el eje central.

f' = 0.27 mts. Contraflecha del puente en el eje central.

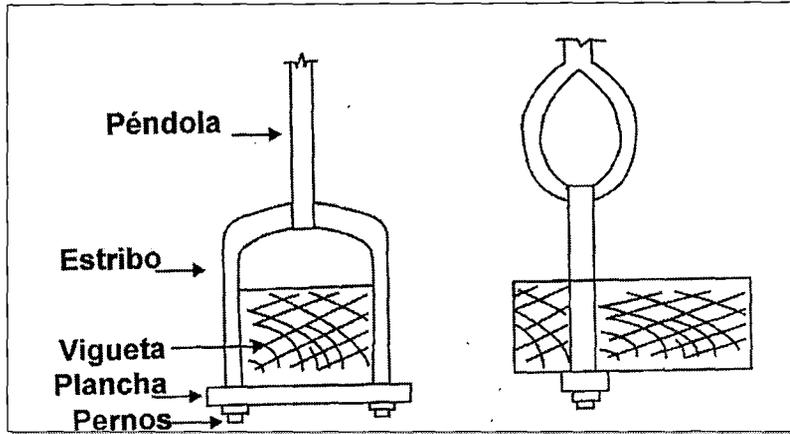
s = 1.00 mts. Altura de la pendola en el eje central.

d = 2.00 separación de cada péndola

Nº DE PENDOLA DESDE TORRES	DISTANCIA DE TORRES A PENDOLAS "xi"	FLECHAS y _i (mts)	CONTRAFLECHAS Y _i ' (mts)	PENDOLAS Y _i (mts)
Ht. - Izq.	0.00	0.00	0.00	5.130
1	2.00	0.73	0.05	4.345
2	4.00	1.39	0.10	3.643
3	6.00	1.97	0.14	3.024
4	8.00	2.47	0.17	2.487
5	10.00	2.90	0.20	2.035
6	12.00	3.24	0.23	1.661
7	14.00	3.51	0.25	1.372
8	16.00	3.71	0.26	1.165
9	18.00	3.82	0.27	1.041
L.C. 10	20.00	3.86	0.27	1.000
11	22.00	3.82	0.27	1.041
12	24.00	3.71	0.26	1.165
13	26.00	3.51	0.25	1.372
14	28.00	3.24	0.23	1.661
15	30.00	2.90	0.20	2.033
16	32.00	2.47	0.17	2.487
17	34.00	1.97	0.14	3.024
18	36.00	1.39	0.10	3.643
19	38.00	0.73	0.05	4.345
Ht. - Der.	40.00	0.00	0.00	5.130

3.12.5 CONEXIÓN PARTE INFERIOR DE PÉNDOLA CON TABLERO (BARRA DE OJO)

Como ya se calculó en la sección 3.2.3 el diámetro 5/8", que en sus extremos llevarán ojos soldados eléctricamente.



Los largueros distribuyen la carga a más de una vigueta, pero es recomendable tener en cuenta esta posible reducción, porque la madera se raja, se desclava y desacomoda y la carga puede actuar solo sobre una vigueta, lo que no sucede en los puentes semirrígidos cuyas deformaciones son fijas y la carga concentrada se reparte a todo el punto. Para el estribo usaremos también 5/8" de diámetro.

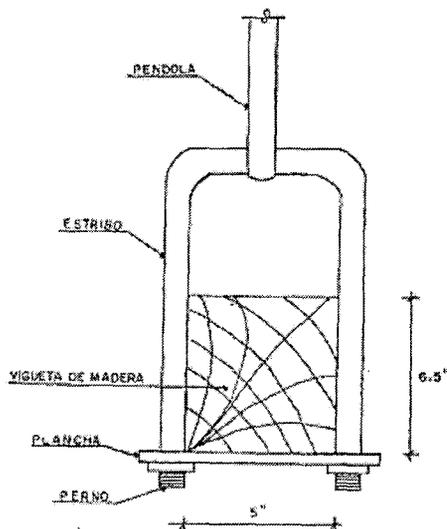
La sección de la plancha se determina dividiendo la reacción entre la resistencia admisible para la madera estructural del grupo B normal a las fibras que es de 12 Kg/cm².

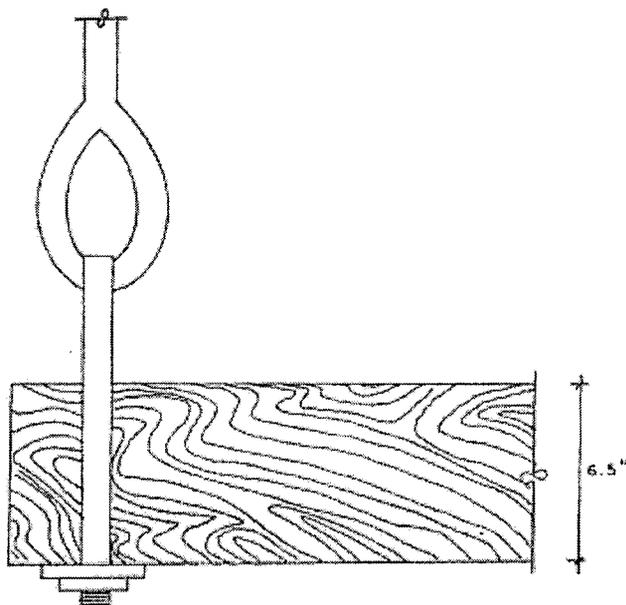
$$A = V / F_{adm. c};$$

Dónde: A = Sección de plancha.

V = Cortante total en viguetas = 601.49 Kg.

F_{adm. c} = Esfuerzo admisible al corte = 12 Kg/cm²





ANCLAJE PENDOLA – TABLERO

Reemplazando datos:

$$A = 601.49/12 = 50.12 \text{ cm}^2.$$

Como la vigueta tiene 5" \times 12.70 cm de base, el ancho de la plancha será 14.10, en el largo será 0.45 cm. El espesor se calcula en función del momento.

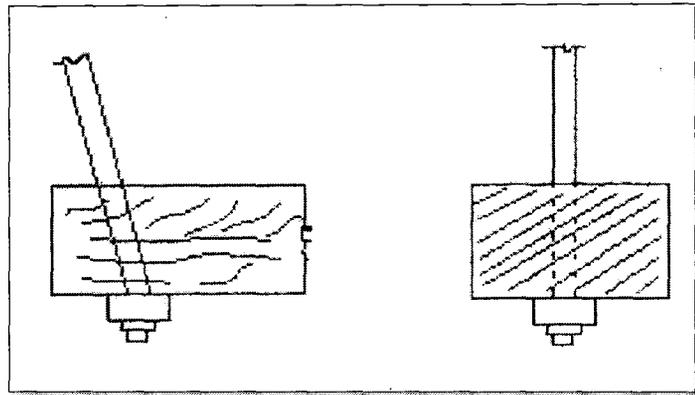
$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{V \times A^2}{8} = \frac{601.49 \times 15.2}{8} = 1142.83 \text{ kg/cm}$$

$$M = \frac{T}{6} \times b \times h^2 = \frac{1200}{6} \times 14.10 \times h^2 = 2820h^2$$

$$h = \sqrt{\frac{1142.83}{2820}} = 0.64 \text{ cm.}$$

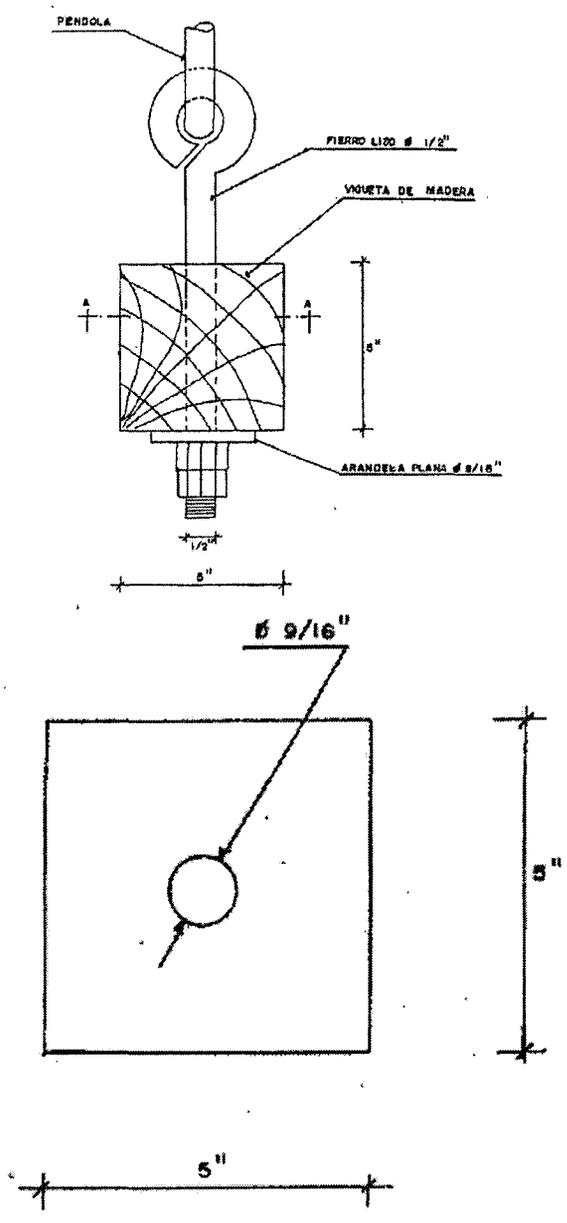
Para los puntos flexibles, es frecuente la disposición anterior, que aunque complicada tiene la ventaja de su flexibilidad cualquier otro tipo como el de la figura # 13, lamina 11B,

recomendable para puente semirrígido; en los flexibles podría romper la vigueta salvo que usara cable, que es problemático para obras provisionales.



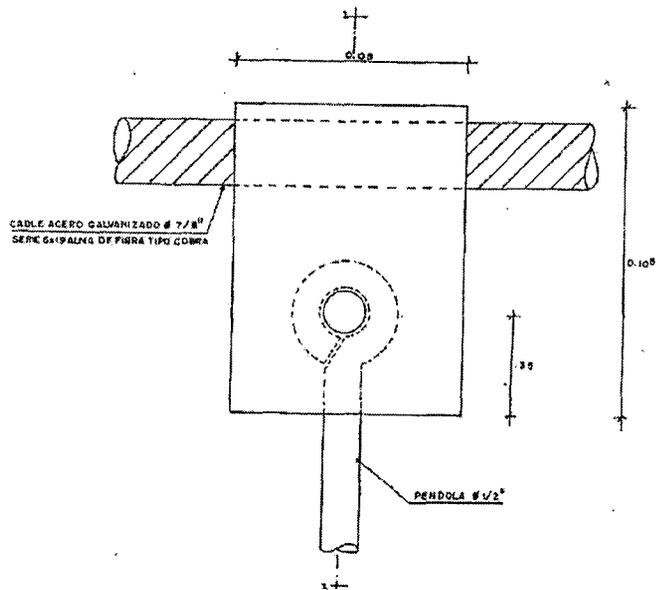
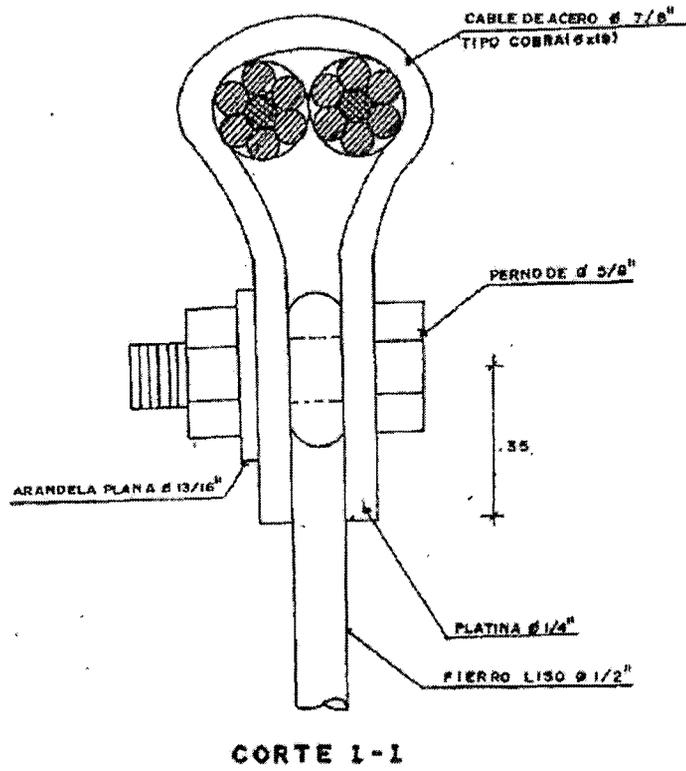
3.12.6 CONEXIÓN PARTE SUPERIOR DE PENDOLA CON CABLE (ABRAZADERA)

La tensión en la péndola 601.49 kg. Que es la reacción y/o cortante en la vigueta; usaremos una platina de $\frac{1}{4}$ " x 2" y un perno de $\frac{5}{8}$ " quedando 1.37" lo que da un área de 0.50 cm² mucho mayor que lo necesario, pero se adopta para poder apoyar el perno y tener suficiente distancia a los bordes.



CORTE A-A

ANCLAJE PENDOLA - TABLERO (BARRA DE OJO ANCLADO ENTRE PENDOLA Y VIGUETA) (1º FORMA)



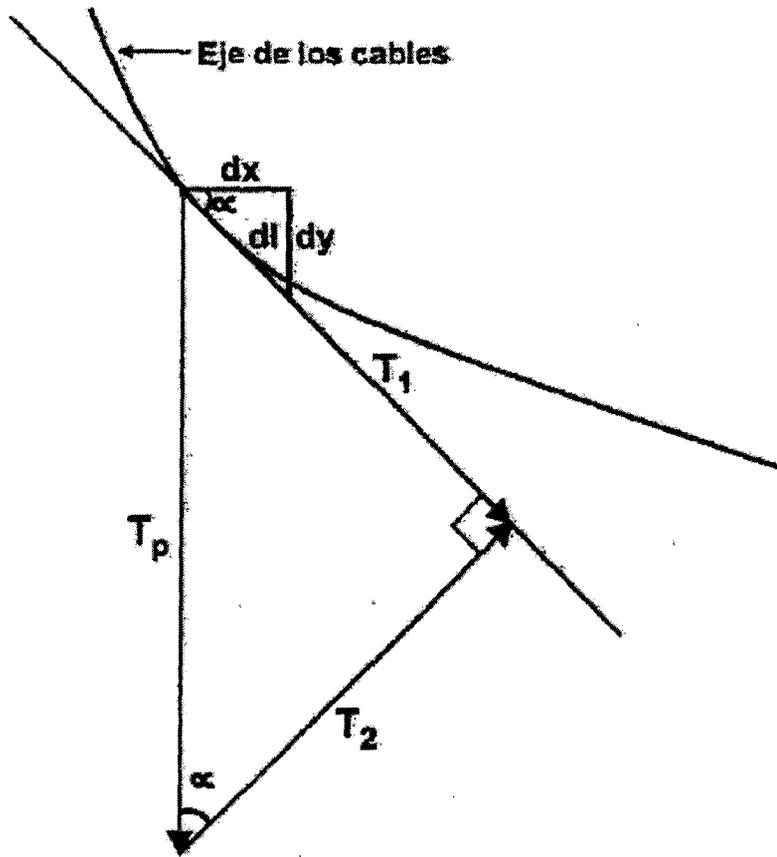
ANCLAJE CABLE – PENDOLA (ABRAZADERA SUPERIOR DE PENDOLA CON CABLE)

La distancia entre los centros de apoyo del perno es 0.35 cm el perno soporta en el centro la carga de la péndola.

DISEÑOS DE LA ABRAZADERA Y PERNO

Para el diseño de las abrazaderas y pernos será necesario descomponer vectorialmente la tensión de la péndola (T_p) en un vector tangente al cable (T_1) y a otro perpendicular a la tangente (T_2). La abrazadera de sus respectivos pernos debe producir una fuerza de fricción en el cable de magnitud igual o mayor a que el producido por la componente vectorial tangente al cable.

Gráficamente



CALCULO DE LA TENSION DE PENDOLA TANGENTE AL CABLE (T_1)

Como se sabe la curva descrita por el cable es una parábola de 2º grado, por lo tanto cuando el origen de coordenadas esta en el centro de luz, la ecuación será:

$$y = \frac{4fx^2}{L^2} \dots\dots\dots (1)$$

Del grafico

$$Tg \alpha = \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{Sen } \alpha = \frac{T_1}{T_p} \dots \dots \dots (3)$$

Tomando derivada en ecuación (1) a "y" respecto "x", se tiene:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4f(2x)}{L^2} = \frac{8fx}{L^2} \dots \dots \dots (4)$$

Tomando (2) y (4)

$$\text{Tg } \alpha = \frac{8 \times f \times x}{L^2} \dots \dots \dots (5)$$

Reemplazando los respectivos datos tenemos

$$\text{Tg } \alpha = \frac{8 \times 3.86 \times x}{40^2} = 0.0193x$$

a) Para la péndola en x = 18mts

$$\text{Tg } \alpha = 0.0193 \times 18 = 0.3474$$

$$\text{ArcTg } \alpha \rightarrow \alpha = 19^{\circ}9'26'' \text{ (interpolando)}$$

$$\text{Sen } \alpha = 0.328161 \text{ (interpolando)}$$

De (3) $T_1 = T_p \text{ Sen } \alpha$

$$T_1 = T_p 0.328161$$

CALCULO DE LA TENSION DE LA PENDOLA (Tp)

$$T_p = F_{pp} + F_{s/c}$$

Donde: F_{pp} = Fuerza de tracción por peso propio.

W = Carga repartida por peso propio : 0.7436 tn/ml

d = Distancia entre péndolas : 2.00 mts

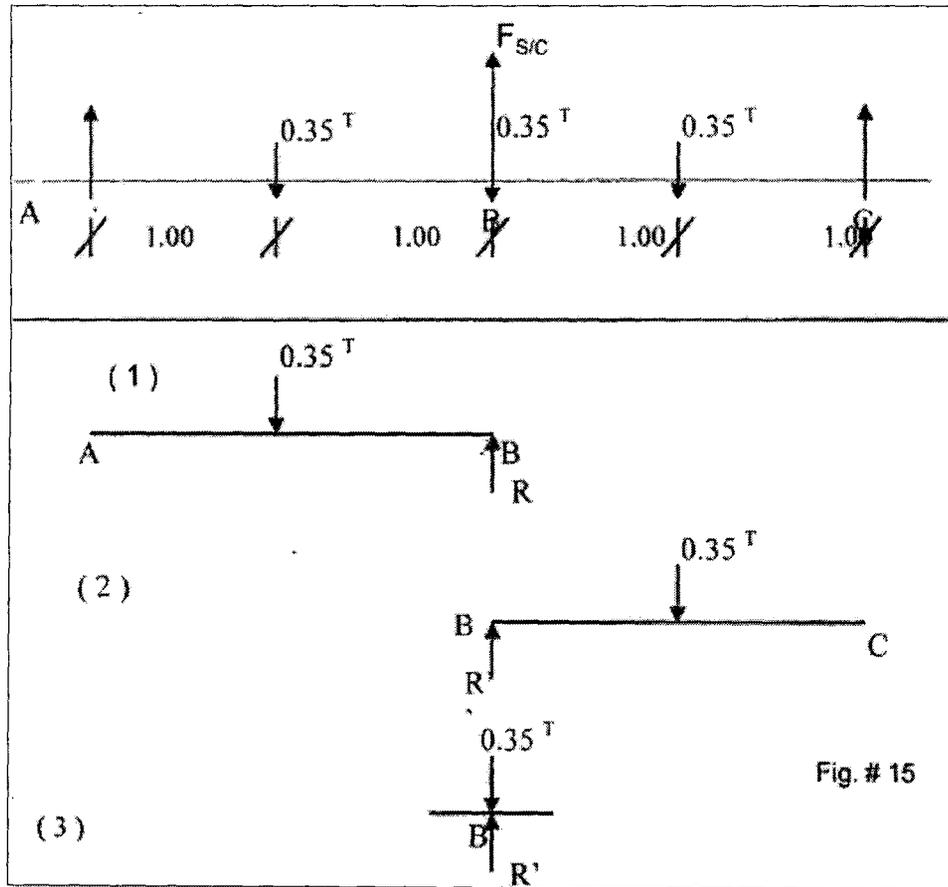
Luego: $F_{pp} = 0.7436 \text{ tn/ml} \cdot 2 \text{ m} = 1.4872 \text{ tn}$.

Como este valor calculado es para dos péndolas, entonces para una péndola será:

$$F_{pp} = (1.4872)/2 = 0.7436 \text{ tn.}$$

POR SOBRECARGA ($F_{s/c}$)

Para este caso haremos el análisis, haciendo los cálculos para una péndola y utilizando la obrecarga máxima de 350 kg/m (0.35 tn/m).



$$\text{En (1) } \Sigma M_A = 0 ; 0.35 \times 1 - R' \times 2 = 0 \rightarrow R' = 0.175T$$

$$\text{En (2) } \Sigma M_C = 0 ; R'' \times 2 - 0.35 \times 1 = 0 \rightarrow R'' = 0.175T$$

$$\text{En (3) } \Sigma M_V = 0 ; R''' - 0.35 = 0 \rightarrow R''' = 0.175T$$

$$\text{Como: } R = R' + R'' + R'''$$

Luego: $R = 0.175 + 0.175 + 0.35$

$\therefore FS/C = 70\% \times R = 0.70 \times 0.70 = 0.49 \text{ Tn.}$

Reemplazando valores de F_{pp} y de $F_{S/C}$ en la ecuación (7) tenemos:

$T_p = 1.4872 + 0.49 = 1.9772 \text{ Tn}$

Reemplazando este valor de T_p en la ecuación (6) tenemos:

$T_1 = 1.9772 \times 0.328161 = 0.6488 \text{ Tn; En } x = 18 \text{ (punto mas critico)}$

Luego la fuerza de función de la abrazadera (F_p) será:

$F_p \geq 0.6488 \text{ Tn.}$

b) En el centro del puente ($\underline{\quad}$): $x = 0$, por tanto T_1 , análogo a los cálculos en (a) se tiene:

PENDOL A	(mts)	Tg α	A	Sen α	$T_p \times \text{Sen } \alpha$ (Tn)
1	2	6	38"	572	26
2	4	2	52"	970	18
3	6	8	19"	029	43
4	8	4	38"	592	71

5	10	0	5' 26"	504	69
6	12	6	2' 23"	627	11
7	14	2	7' 13"	845	74
8	16	8	9' 38"	1052	37
9	18	4	9' 26"	1261	80
10 Torre	20	0	6' 23"	1510	90

CALCULO DE PERNOS Y ABRAZADERAS

a) Esfuerzo de diseño (P); sabemos que la fuerza de fricción (F_f) viene dad por:

$F_f = P \times C_f \dots\dots\dots(9)$

$F_f = T_1 \times C.S. \dots\dots\dots(10)$

Donde : F_f = Fuerza de fricción.

P = Fuerza que será absorbida por los pernos.

C_f = Coeficiente de fricción = 0.15

T_1 = Tensión de la péndola tangente al cable máximo.

C.S. = Coeficiente de seguridad = 1.5

De (9) = (10)

$P \times C_f = T_1 \times C.S.$; Reemplazando datos.

$P = (T_1 \times C.S.) / C_f = 10 T_1$

Para la péndola en $x = 18$ mts., se tiene:

$P = 10 \times 0.6488 = 6.488$ Tn

$P = 6.488$ Tn $\times 2.2$ kip/Tn = 14.274 kips.

En forma análoga para las demás péndolas

$P = 10 \times T_1$ Tn. $\times 2.2$ Kip / Tn = 22 T_1 Kips.

$A = P / F_1$ pulg²

PENDOLA	(mts)	T (Tn)	P _i (Kips)	½ P _i (Kips)
1	2	0.07626	1.6777	0.8389
2	4	0.15218	3.3479	1.6739
3	6	0.22743	5.0035	2.5017
4	8	0.30171	6.6376	3.3188
5	10	0.37469	8.2432	4.1216
6	12	0.44611	9.8144	4.9072
7	14	0.51574	11.3463	5.6731
8	16	0.58337	12.8341	6.4171
9	18	0.64880	14.2736	7.1368

b) Diámetro y número de pernos:

Por facilidad constructiva se tratara de uniformizar los diámetros de los pernos de la abrazaderas y/o poner un único perno con su respectiva arandela.

Del manual del AISC – 69;

Se usara: * Pernos A325 – x (Alta resistencia)

* Pernos con rosca fuera del plano de corte.

ABRAZADERA

La tensión en la abrazadera formada por una plancha es de 18.4 kips, por lo tanto en una plancha será de 9.2 kips.

$$P_{4/2} = 9.2$$

$$P_{4/4} = 9.2/2$$

Tomando : 1 de $\varnothing 5/8''$

(Vad) Corte admisible : $9.72^k > 9.2 / 2$Correcto!!!!

(Bad) Aplastamiento admisible : $18.40^k > 9.2 / 2$Correcto!!!!

Luego se usara 1 de $5/8''$

Carga máxima por abrazadera de 1 perno será:

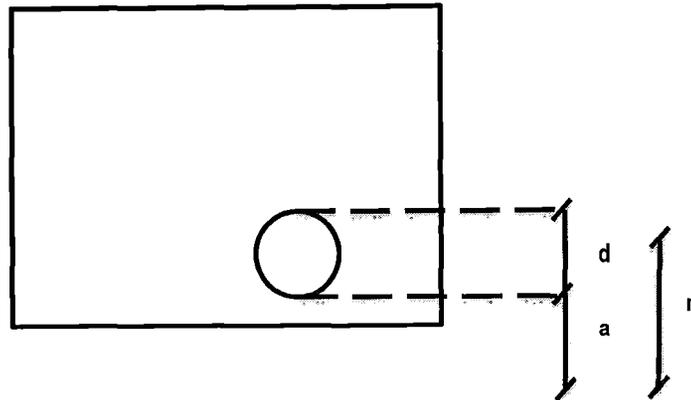
$$(Vad) : 9.20 \times 1 = 9.20^k$$

$$(Bad) : 18.20 \times 1 = 18.20^k$$

Estos valores obtenidos se comparan con las mitades de las cargas de diseño $P_i = 0, 1, 2, 3, 4, \dots, 9$. Luego por simple observación vemos que la abrazadera de 1 perno de $\varnothing 5/8$ podríamos usarlos para la péndola N° 1,2,3,4,5,6,7,8 y 9.

CONEXIONES EN TERMINAL DE PENDOLA

a) Conexión Péndola – Cable:



Condiciones:

$$n \geq 2d$$

$$n \geq a + \frac{1}{2} d \cos\theta$$

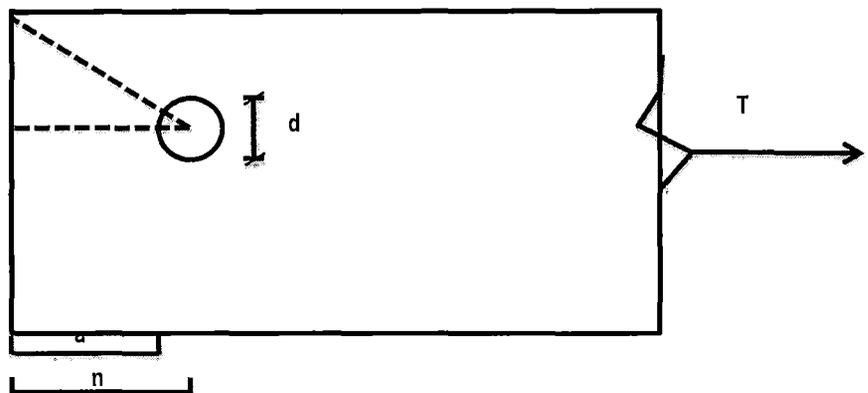
$$a > \frac{T}{2F_v} \times (T)$$

$$a > \frac{T}{2F_v \times (T)}$$

Según el AISC:
 $\theta = 90^\circ$
 $F_v = \frac{1}{2}$ Esf. Permitido

Según la practica:
 $\theta = 40^\circ$
 $F_v = 0.95 F_u$

Se sabe que:



Del manual de cables se elige un pin $\varnothing = 5/8$

Luego : $a = B - (\varnothing + 1/4)$

Donde : $a =$ Distancia desde el pin al borde

$B = 1.25"$ del manual de cables para un pin $\varnothing 2 \frac{3}{4}"$

$$\therefore a = 1.25 - (5/8 + 1/4) = 0.875"$$

Como:

$$a = \frac{T}{2F_v \times T} \qquad t = \frac{T}{2F_v \times T}$$

Donde: a = Distancia desde el pin al borde de la abrazadera = 3"

T = tensión de la péndola = 1.9772 Tn.

= 1.9772 Tn <> 4.3498 Kips

t = Espesor de la plancha de la abrazadera

Fv = Esfuerzo en el perno = 0.95 x 36 ksi = 34.20 ksi.

Reemplazando valores:

$$a = \frac{1.9772}{2 \times (34.20) \times (0.875)} = 0.033 \text{ distancia muy delgada}$$

Tomando t = 1/4"

$$a = \frac{1.9772}{2 \times (34.20) \times (0.25)} = 0.116" <> 0.295 \text{ cm.}$$

De las ecuaciones:

n = 2d = 2 x (5/8) = 1.25" <> 3.175 cm.

n = a + 1/2 d Cos θ = 0.116 + [(5/8)/2] x Cos40° = 0.355" <> 0.90 cms.

Tomando el mayor, se tiene n = 1.25"

∴ Usar P 1/2" x n = 1.25"

3.13.0 DISEÑO DE LAS TORRES (PORTICOS MARGEN DERECHA E IZQUIERDA).

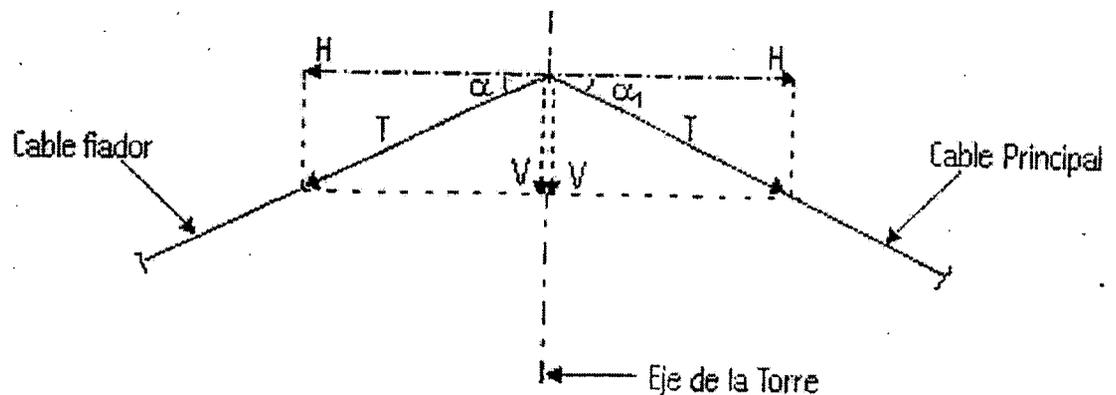
3.13.1 GENERALIDADES

Las torres serán pórticos y son estructuras de madera, albañilería simple, reforzada con acero, según la importancia de la obra, para nuestro caso utilizaremos estructuras de concreto armado, que esquemáticamente son dos columnas unidas entre si por una viga y otra en la parte inferior de estas, arriostrándolos a ambos.

Las columnas están sometidas a flexo – compresión vertical que transmiten los cables, además de las fuerzas horizontales del viento que actúan sobre ellas y parte del que actúan sobre el puente.

3.13.2 ESFUERZOS EN LA TORRE

En el sentido longitudinal al puente está sometido a esfuerzos verticales y horizontales, resultantes de las tensiones del cable principal y cable fijador.



Dónde: $\alpha_1 = \alpha$, ángulo que hace el cable principal y/o fijador con la horizontal.

$$Tg\alpha = V/H \quad \rightarrow \quad V = H * Tg \alpha$$

Se sabe: $Tg \alpha = 0.386$ (calculado en el cap. 3.00, sección 3.3.0 – 3.3.4)

$$\text{Reemplazando: } V = 38.68 \times (0.386) = 14.93 \text{ Tn}$$

Reacción vertical hacia abajo en la torre.

$$V_T = 2V = 2 \times (14.93) = 29.86 \text{ Tn.}$$

$$V_T = 29.86 \text{ Tn. (29860 Kg.)}$$

Tensión Máxima en el cable principal.

$$T = Hv \text{ Sec}\alpha = 38.53 \times \sqrt{(1 + (Tg\alpha)^2)} = 38.53 \times (1.07191)$$

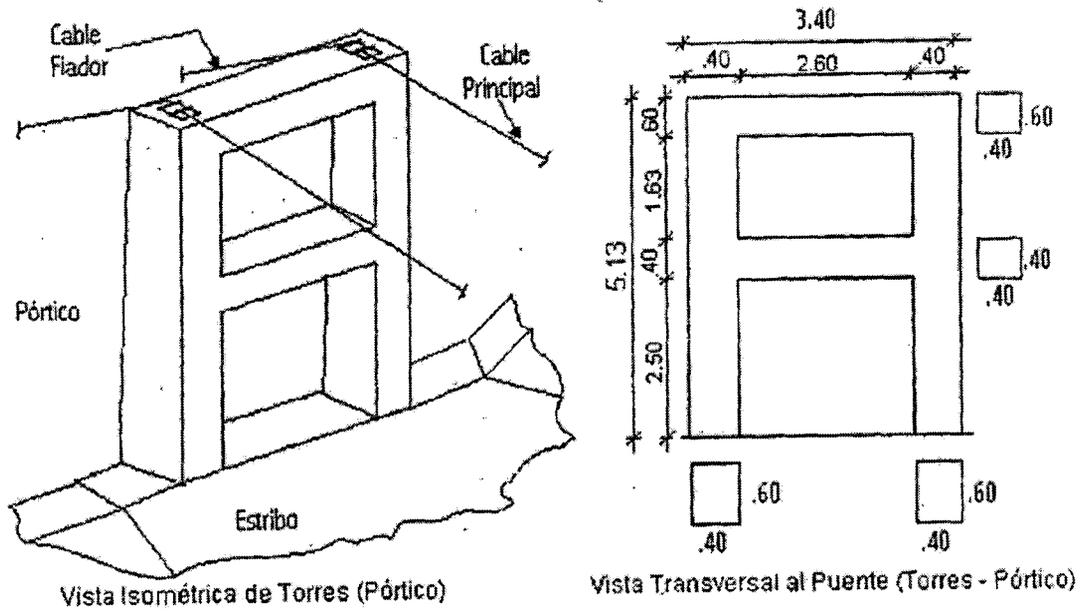
$$T = 41.30 \text{ Tn (Igual valor calculado en el Cap 3.00 sección 3.3.5)}$$

Altura de la torre

$$Ht = 5.13 \text{ mt. (Calculado en el cap. 3.00 sección 3.3.3)}$$

3.13.3 DIMENSIONAMIENTO

Las torres (pórtico) se dimensionara para Concreto Armado



3.13.4 ANALISIS Y DISEÑOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se analizara tratando la torre como un pórtico sometido a cargas verticales (V_T) y a cargas horizontales (W_v) producida por el viento. En el caso de puentes flexibles, no está justificado emplear mayor precisión en el cálculo de las torres, puesto que podría asegurarse que el puente resistirá pequeños esfuerzos del viento; en el caso de los puentes semirrígidos si se tendría que hacer un estudio más completo.

El esfuerzo de viento a considerar para este caso es de $f_T = 120 \text{ Kg/m}^2$ (acápite 5 de la Norma E - 020, cargas del RNC), por lo tanto la carga repartida será:

$$W_v = F_v \times P_c$$

Dónde: P_c : Peralte de la columna asumida, como promedio 0.55 m de 0.70 y 0.40

Luego:

$$W_v = 120 \times 0.55 = 66 \text{ kg/ml}$$

$$W_{v1} = 1 \times W_v = 66 \text{ Kg/ml}$$

$$W_{v2} = 1/2 \times W_v = 33 \text{ kg/ml}$$

Debido al esfuerzo de viento se producen esfuerzos cortantes en los extremos del puente en sentido transversal que asumimos este de $V = 5.0 \text{ Tn}$, para el presente análisis

consideramos una reacción total en la cumbre de la torre ($F_v = F_{v1} + F_{v2}$) del 10% del esfuerzo cortante en los extremos del viento.

Por lo tanto: $F_v = 10 \% V = 0.1 \times 5 = 0.50 \text{ Tn.}$

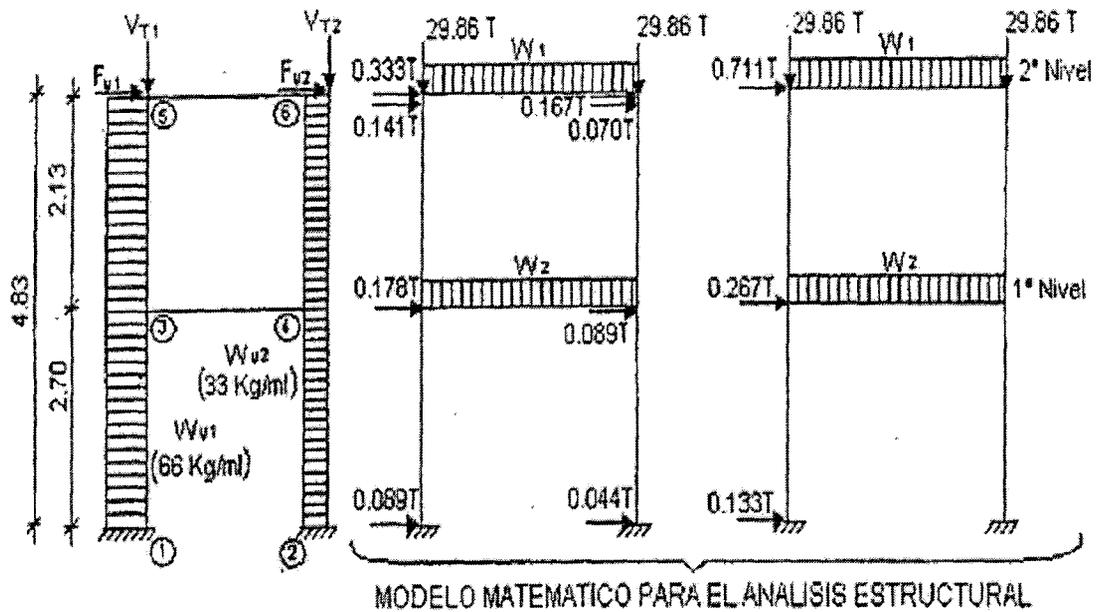
Luego $F_{v1} = (2/3) \times 0.50 = 0.333 \text{ Tn. (333 kg.)}$

$F_{v2} = (1/3) \times 0.50 = 0.167 \text{ Tn. (167 kg.)}$

Los arriostramientos horizontales (vigas) serán los encargados de absorber las cargas axiales producidas por el viento.

ANALISIS ESTRUCTURAL DEL PORTICO DE DOS NIVELES

El análisis estructural lo haremos utilizando el método de KANI TAKAVEYA CON DESPLAZAMIENTO LATERAL, para lo cual todas las cargas horizontales y verticales se concentrarán en los nudos y determinaremos sus momentos y cortantes en forma iterativa hasta llegar a los valores estables y/o finales.



Dónde:

V_{T1} : reacción de la torre (Tn)

W_{v1} : Peso del viento (Tn/ml)

W_1 : Peso total de vigas y columnas (Tn/ml)

Determinación del peso total de vigas y columnas (W_1)

Primer piso:

Peso propio de la viga : $1 \times 0.40 \times 0.40 \times 2400 = 0.384 \text{ Tn/ml}$

Peso propio de la columna : $2 \times 0.40 \times 0.55 \times 2400 = 1.056 \text{ Tn/ml}$

$$W_1 = 1.440 \text{ Tn/ml}$$

Segundo piso:

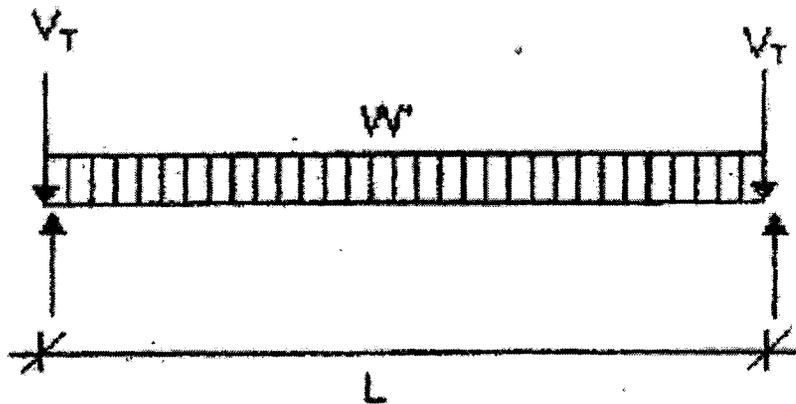
Peso propio de la viga : $1 \times 0.40 \times 0.60 \times 2400 = 0.576 \text{ Tn/ml}$

Peso propio de la columna : $2 \times 0.40 \times 0.55 \times 2400 = 1.056 \text{ Tn/ml}$

$$W_1 = 1.632 \text{ Tn/ml}$$

Conversión de las cargas puntuales (V_{T1}) en la carga repartida:

En la viga de 2° piso.

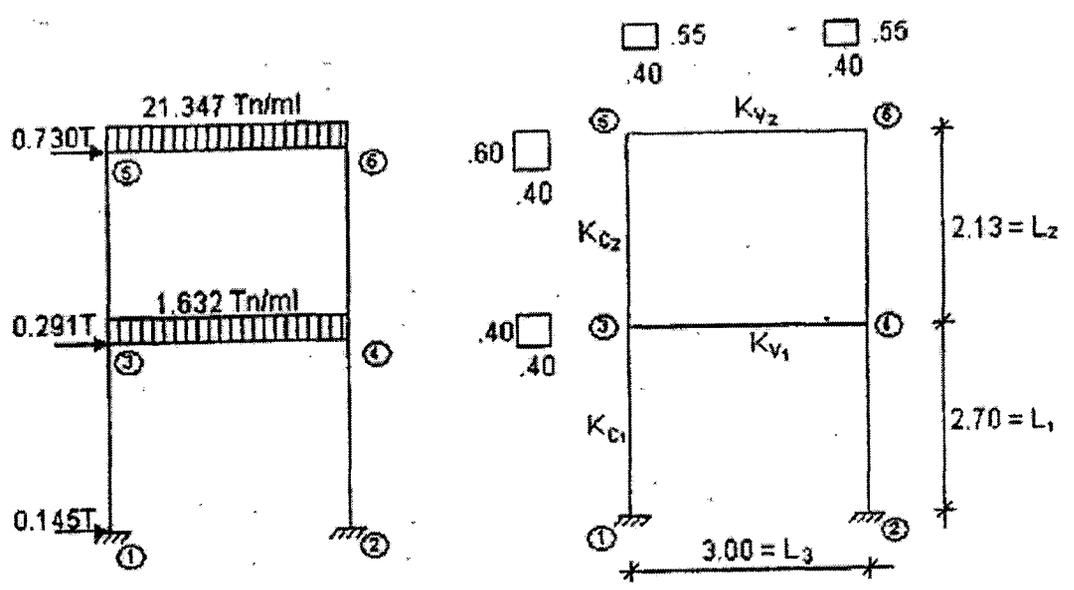


$$W' \cdot l = 2 V_T \implies W' = 2 V_T / L$$

Reemplazando datos:

$$W' \cdot l = (2 \times 29.86) / 3 = 19.907 \text{ Tn/ml.}$$

En la viga de 2° piso, tenemos que: $W_1 + W' = 21.347 \text{ Tn/ml.}$



Preparación de datos para el cálculo de momentos y cortantes por KANI.

a) Determinación de las Rigideces Relativas.

- Calculo del Momento de Inercia (tomando como valor promedio del peralte de columna 0.55 de 0.70 y 0.40)

$$I_{C1} = I_{C2} = BxH^3/12 = 55 \times 40^3 / 12 = 293,333.33 \text{ cm}^3$$

$$I_{V1} = BxH^3/12 = 40 \times 40^3 / 12 = 213,333.33 \text{ cm}^3$$

$$I_{V2} = BxH^3/12 = 60 \times 40^3 / 12 = 320,000.00 \text{ cm}^3$$

Cálculo de las rigideces:

$$K_{C1} = I_{C1}/L_1 = 293,333.33 / 270 = 1086.42 \text{ CM}^2$$

$$K_{C2} = I_{C2}/L_2 = 293,333.33 / 213 = 1377.15 \text{ CM}^2$$

$$K_{V1} = I_{V1}/L_3 = 213,333.33 / 300 = 711.11 \text{ CM}^2$$

$$K_{V2} = I_{V2}/L_3 = 320000.00 / 300 = 1066.67 \text{ CM}^2$$

b) Calculo de factores de giro. $\mu_{iz} = -k_{iz}/p_i$; tal que $p_i = 2 \sum k_i$;

$$\text{Nudo (3) = Nudo (4): } p_i = 2(1086.42 + 1377.15 + 711.11) = 6349.36$$

$$\mu_{31} = \mu_{42} = - 1086.42/6349.36 = - 0.171$$

$$\mu_{34} = \mu_{43} = - 711.11/6349.36 = - 0.111$$

$$\mu_{35} = \mu_{46} = - 1377.15/6349.36 = - 0.218$$

$$-0.500$$

$$\text{Nudo (5) = Nudo (6): } p_i = 2(1377.15 + 1066.67) = 4887.64$$

$$\mu_{53} = \mu_{64} = -1377.15/4887.64 = -0.282$$

$$\mu_{56} = \mu_{65} = -1086.42/4887.64 = -0.218$$

$$-0.500$$

c) Cálculo de factores de desplazamiento. $T_{iz} = -(3/2) \times (k_i/2 \sum k_i)$

$$1^\circ \text{ Nivel } T_{13} = T_{24} = -(3/2) \times (1086.42/(2 \times 1086.42)) = -0.75$$

$$2^\circ \text{ Nivel } T_{35} = T_{46} = -(3/2) \times (1377.15/(2 \times 1377.15)) = -0.75$$

d) Cálculo de los momentos de empotramiento perfecto en vigas y columnas.

En vigas (por efecto de las cargas actuantes y consideramos las cargas últimas de diseño), asumiremos una carga viva de 80 kg.

$$W_{\mu_1} = 1.4 W_{D1} + 1.8 W_L = 1.4 \times 21347 + 1.8 \times 80 = 30029.80 \text{ kg.}$$

$$W_{\mu_2} = 1.4 W_{D2} + 1.8 W_L = 1.4 \times 1632 + 1.8 \times 80 = 2428.80 \text{ kg.}$$

$$\text{Por lo Tanto: } M_{\mu_1} = 30029.80 \times 3^2 / 12 = 22522.35 \text{ K-m.}$$

$$M_{\mu_2} = 2428.80 \times 3^2 / 12 = 1821.60 \text{ K-m.}$$

Por lo Tanto:

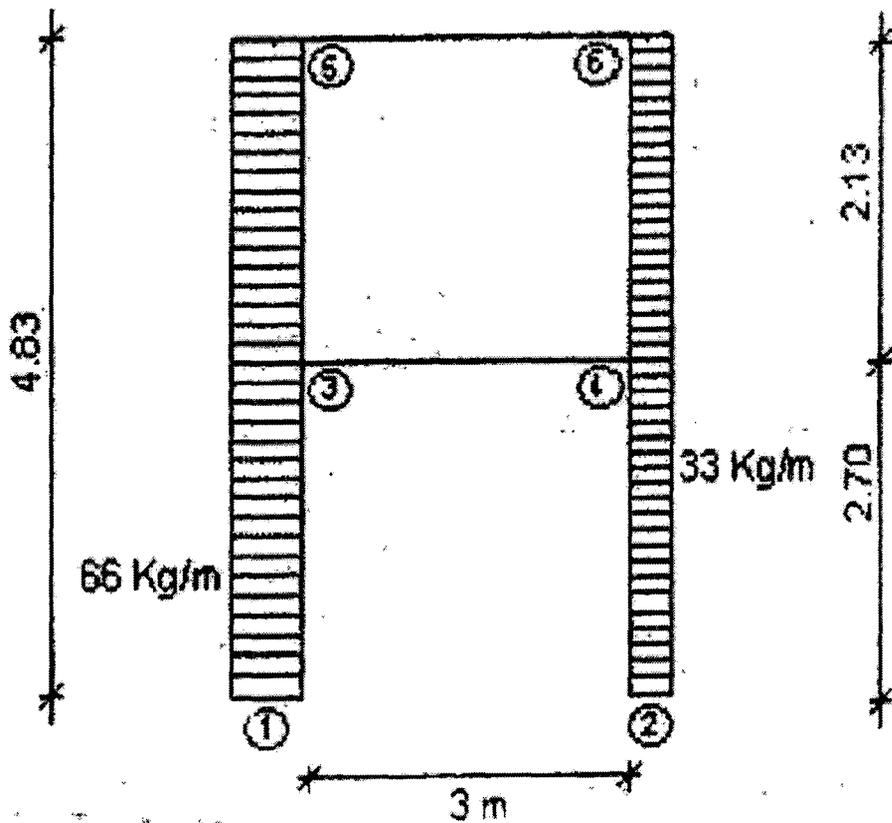
$$M^\circ_{56} = -22522.35 \text{ K - m}$$

$$M^\circ_{65} = +22522.35 \text{ K - m}$$

$$M^\circ_{34} = -1821.60 \text{ K - m}$$

$$M^\circ_{43} = +1821.60 \text{ K - m}$$

En columnas (por efecto de los vientos y considerando las cargas últimas de diseño).



- Cargas Vivas (M_v y W_v)
 - $M_{63} = 66 \times 2.13^2 / 12 = 24.95 \text{ K - m}$
 - $M_{64} = 33 \times 2.13^2 / 12 = 12.47 \text{ K - m}$
 - $M_{13} = 66 \times 2.70^2 / 12 = 40.09 \text{ K - m}$
 - $M_{42} = 33 \times 2.70^2 / 12 = 20.0475 \text{ K - m}$
- Cargas Muertas (M_D y W_D)
 - $W_{col} = 0.55 \times 0.40 \times 2400 = 528 \text{ K/m.}$
 - $M_{D1} = 528 \times 2.13^2 / 12 = 199.62 \text{ K - m.}$
 - $M_{D2} = 528 \times 2.10^2 / 12 = 320.76 \text{ K - m.}$
- Momentos de diseño ($M_i = 1.4 M_D + 1.8 M_v$)
 - $M_{53} = 1.4 \times 199.62 + 1.8 \times 24.95 = 324.38$
 - $M_{64} = 1.4 \times 199.62 + 1.8 \times 12.47 = 301.91$

$$M_{31} = 1.4 \times 320.76 + 1.8 \times 40.09 = 521.23$$

$$M_{42} = 1.4 \times 320.76 + 1.8 \times 20.05 = 485.15$$

- Cargas de diseño ($W = 1.4 W_D + 1.8 W_V$)

$$W_{53} = 1.4 \times 528 + 1.8 \times 66 = 858 \text{ Kg}$$

$$W_{64} = 1.4 \times 528 + 1.8 \times 33 = 798.60 \text{ Kg}$$

$$W_{31} = 1.4 \times 528 + 1.8 \times 66 = 858 \text{ Kg}$$

$$W_{42} = 1.4 \times 528 + 1.8 \times 33 = 798.60 \text{ Kg}$$

Por lo tanto

$$M^{\circ}_{13} = - 521.23 \text{ k - m}$$

$$M^{\circ}_{31} = + 521.23 \text{ k - m}$$

$$M^{\circ}_{35} = - 324.38 \text{ k - m}$$

$$M^{\circ}_{53} = + 324.38 \text{ k - m}$$

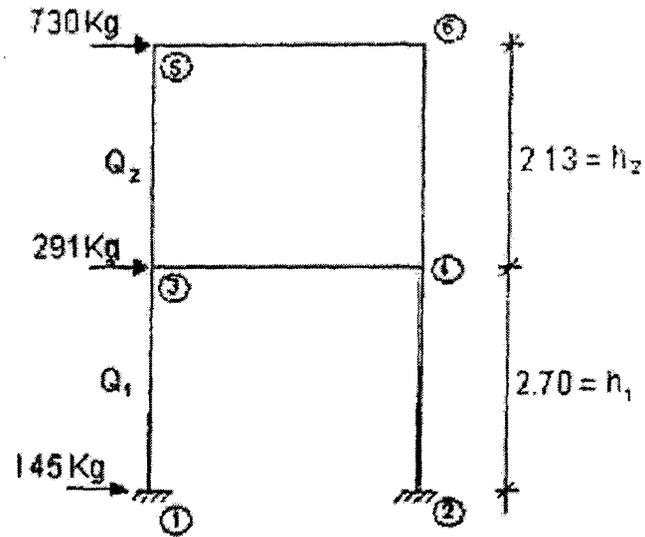
$$M^{\circ}_{46} = - 301.91 \text{ k - m}$$

$$M^{\circ}_{13} = + 301.91 \text{ k - m}$$

$$M^{\circ}_{24} = - 485.15 \text{ k - m}$$

$$M^{\circ}_{42} = + 485.15 \text{ k - m}$$

e) **Calculo de los momentos de piso: $Q_1 = Q_r \times h_r / 3$.**



$$2^{\circ} \text{ Nivel: } Q_2 = 730 \times 2.13 / 3 = 518.30 \text{ Kg.}$$

$$1^{\circ} \text{ Nivel: } Q_1 = (730 + 291) \times 2.70 / 3 = 918.90 \text{ Kg.}$$

f) **Calculo de los momentos de fijación.** $T_1 = \Sigma M^{\circ} ij$

$$T_5 = + 324.38 - 22522.35 = - 22197.97 \text{ K - m}$$

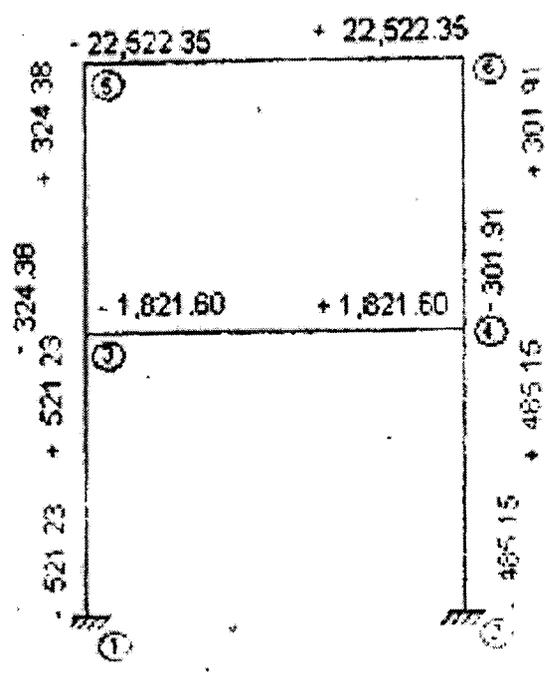
$$T_6 = + 301.91 + 22522.35 = + 22824.26 \text{ K - m}$$

$$T_3 = + 521.23 - 1821.60 - 324.38 = - 1624.75 \text{ K - m}$$

$$T_4 = + 485.15 - 301.91 + 1821.60 = - 2004.84 \text{ K - m}$$

$$T_1 = - 521.23 = - 521.23 \text{ K - m}$$

$$T_2 = - 521.23 = - 485.15 \text{ K - m}$$



g) Calculo iterativo del KANI para el pórtico en estudio.

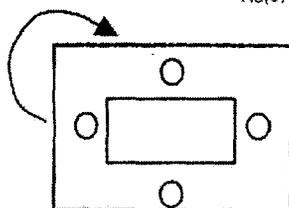
Se logró los momentos finales y/o estables en la quinceava iteración.

Comenzamos con el nudo más desequilibrado en la secuencia 3 – 5 – 6 – 4.

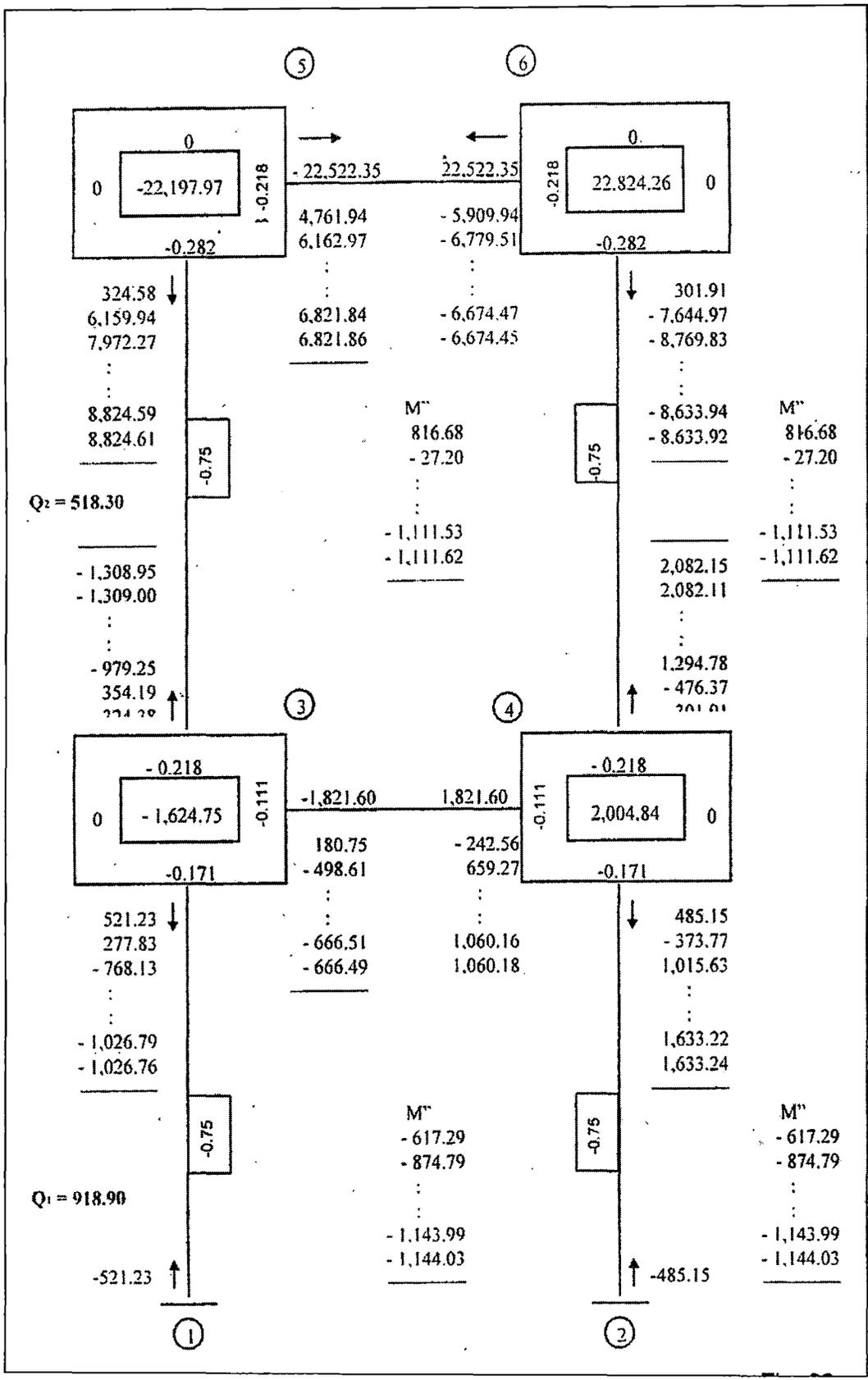
Entrada de datos al Programa Kani con desplazamiento lateral.

Niveles = 2

Columnas = 2

 $\mu(3,1) = 0$ $\mu(1,1) = 0$ $\mu(2,1) = 0$ $\mu(3,2) = -0.218$ $\mu(1,2) = 0$ $\mu(2,2) = 0$ $\mu(3,3) = -0.111$ $\mu(1,3) = 0$ $\mu(2,3) = 0$ $\mu(3,4) = -0.171$ $\mu(1,4) = 0$ $\mu(2,4) = 0$ $T(3) = -0.75$ $T(1) = -0.75$ $T(2) = -0.75$ $C(3) = 1$ $C(1) = 1$ $C(2) = 1$ $T_{AU(3)} = -1624.75$ $T_{AU(1)} = -521.23$ $T_{AU(2)} = -485.15$ $\mu(6,1) = 0.218$ $\mu(4,1) = -0.111$ $\mu(5,1) = 0$ $\mu(6,2) = 0$ $\mu(4,2) = -0.218$ $\mu(5,2) = 0$ $\mu(6,3) = 0$ $\mu(4,3) = 0$ $\mu(5,3) = -0.218$ $\mu(6,4) = -0.282$ $\mu(4,4) = -0.171$ $\mu(5,4) = -0.282$ $T(6) = 0$ $T(4) = -0.75$ $T(5) = 0$ $C(6) = 1$ $C(4) = 1$ $C(5) = 1$ $T_{AU(6)} = 22824.26$ $T_{AU(4)} = 2004.84$ $T_{AU(4)} = -22197.97$ 

$$I_1 = 918.90 \text{ Q}_2 = 518.30$$



h) Cálculo de los momentos últimos de diseño: $M_{ij} = M^{\circ} ij + 2M'ij + M'ji + M''ij$

- Columnas

$$M_{13} = -521.23 + 2(0) + (-1026.76) + (-1144.03) = -2692.02 \text{ K-m}$$

$$M_{31} = 521.23 + 2(-1026.76) + (0) + (-1144.03) = -2676.32 \text{ K-m}$$

$$M_{24} = -485.15 + 2(0) + (1633.24) + (-1144.03) = 4.06 \text{ K-m}$$

$$M_{42} = 485.15 + 2(1633.24) + (0) + (-1144.03) = 2607.60 \text{ K-m}$$

$$M_{35} = -324.38 + 2(1308.95) + (8824.61) + (-1111.62) = 4770.71 \text{ K-m}$$

$$M_{53} = 324.38 + 2(8824.61) + (1308.95) + (-1111.62) = 15553.03 \text{ K-m}$$

$$M_{46} = -301.91 + 2(2082.15) + (-8633.92) + (-1111.62) = -5883.15 \text{ K-m}$$

$$M_{64} = 301.91 + 2(-8633.92) + (-2082.15) + (-1111.62) = -15995.40 \text{ K-m}$$

- Vigas

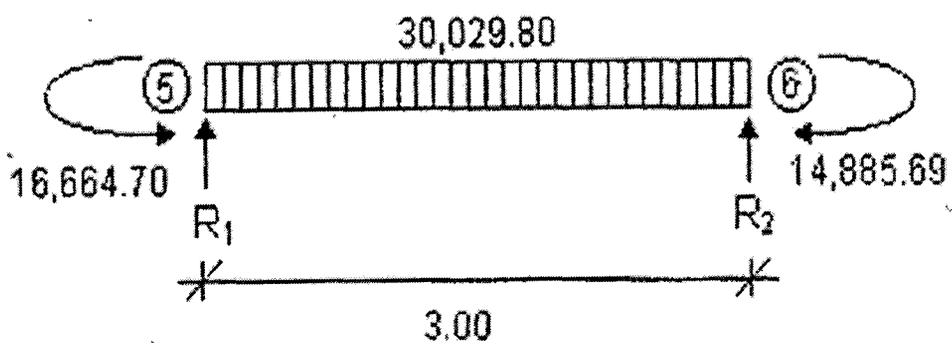
$$M_{34} = -1821.60 + 2(-666.49) + (1060.18) + (-1144.03) = -3238.43 \text{ K-m}$$

$$M_{43} = 1821.60 + 2(1060.18) + (-666.49) + (-1144.03) = 2131.44 \text{ K-m}$$

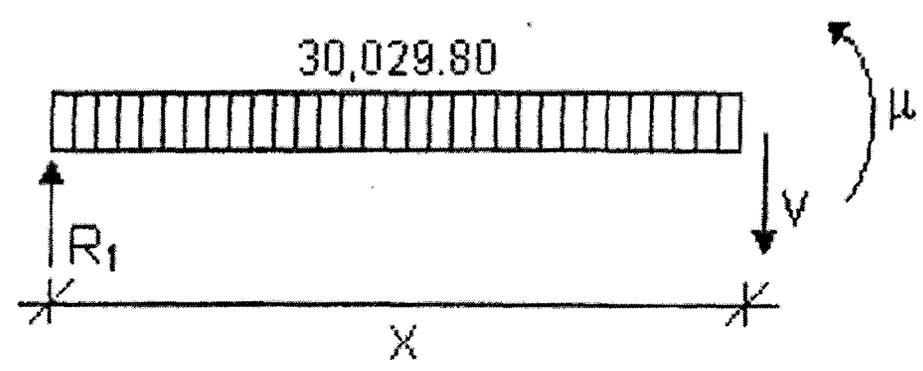
$$M_{56} = -22522.35 + 2(6821.86) + (-6674.75) + (-1111.62) = -16664.70 \text{ K-m}$$

$$M_{65} = -22522.35 + 2(-6674.45) + (6821.86) + (-1111.62) = 14883.69 \text{ K-m}$$

42



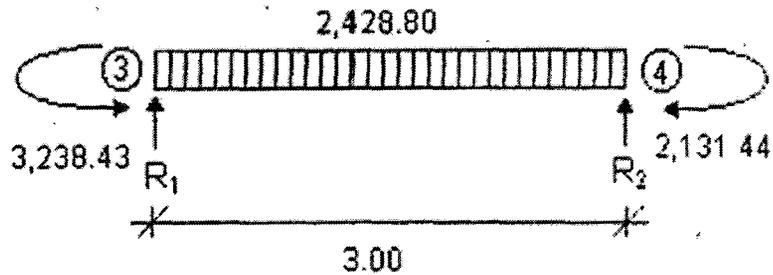
$\rightarrow R_1 = 15,608.57 \text{ Kg.}$
 $M_{ax} = 0; \quad V = 0$



$V = R_1 - 30,029.80 X = 0 \quad \rightarrow \quad X = 0.52 \text{ mt.}$
 $\therefore M_{ax} = R_1 X - 30,029.80 (X^2 / 2) \quad \rightarrow \quad M_{ax(5-6)} = 4,056.43 \text{ K - m.}$

Calculando los momentos máximos en cada viga.

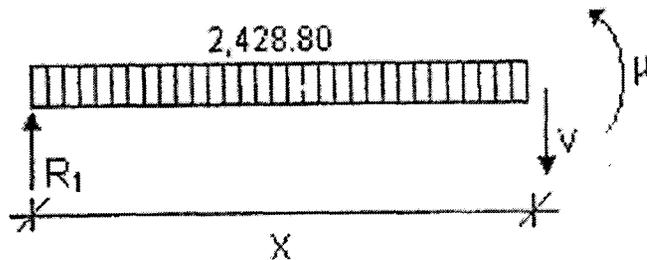
- Vigas 3 – 4



$$+\sum M4 = 0 \cdot R1 \times 3 - 3,238.43 - 2,428.80 \times 3/2 + 2,131.44 = 0$$

$$\rightarrow R1 = 1,583.40 \text{ Kg}$$

$$M_{ax} = 0; \quad V = 0$$



$$V = R1 - 2,428.80 X = 0 \rightarrow X = 0.65 \text{ mt.}$$

$$\therefore M_{ax} = R1 X - 2,428.80 (X^2 / 2) \rightarrow M_{ax(3-4)} = 516.13 \text{ K - m.}$$

i) Cálculo de los cortantes Últimos de diseño : $Q_{ij} = + V_{ij} - 1/L(M_{ij}+M_{ji})$

$$Q_{ji} = - V_{ji} - 1/L(M_{ij}+M_{ji})$$

Donde: V_{ij} y $-V_{ji}$ son las reacciones extremas de la viga.

- Columnas:

$$Q_{13} = +(1/2) 858 \times 2.70 - (1/2.70) \times (-2692.02 - 2676.32) = 3146.57 \text{ K.}$$

$$Q_{31} = -(1/2) 858 \times 2.70 - (1/2.70) \times (-2692.02 - 2676.32) = 829.97 \text{ K.}$$

$$Q_{24} = +(1/2) 798.60 \times 2.70 - (1/2.70) \times (4.06 + 2607.60) = 110.83 \text{ K.}$$

$$Q_{42} = -(1/2) 798.60 \times 2.70 - (1/2.70) \times (4.06 + 2607.60) = -2045.39 \text{ K.}$$

$$Q_{35} = +(1/2) 858 \times 2.13 - (1/2.13) \times (4770.71 + 15553.03) = -8627.89 \text{ K.}$$

$$Q_{53} = -(1/2) 858 \times 2.13 - (1/2.13) \times (4770.71 + 15553.03) = 10455.43 \text{ K.}$$

$$Q_{46} = +(1/2) 798.60 \times 2.13 - (1/2.13) \times (-5883.15 - 15995.40) = 11122.13 \text{ K.}$$

$$Q_{64} = -(1/2) 798.60 \times 2.13 - (1/2.13) \times (-5883.15 - 15995.40) = -9421.11 \text{ K.}$$

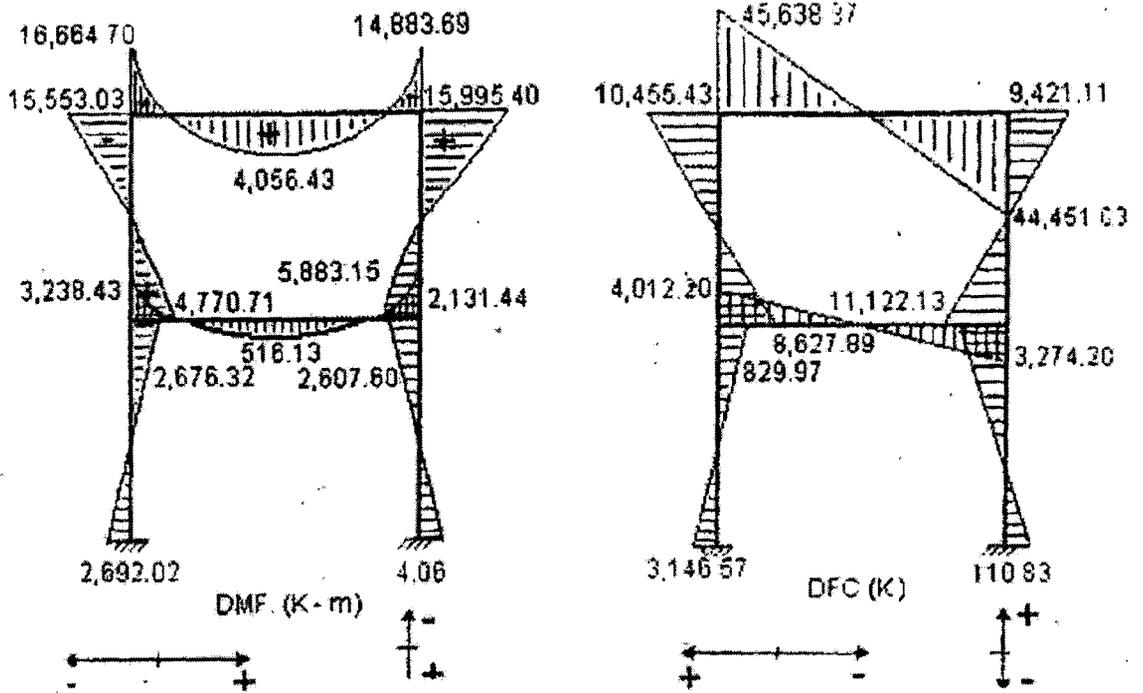
- Vigas:

$$Q_{34} = +(1/2) 2428.80 \times 3 - (1/3) \times (-3238.43 + 2131.44) = 4012.20 \text{ K.}$$

$$Q_{43} = -(1/2) 2428.80 \times 3 - (1/3) \times (-3238.43 + 2131.44) = -3274.20 \text{ K.}$$

$$Q_{56} = +(1/2) 30029.80 \times 3 - (1/3) \times (16664.70 + 14883.69) = 45638.37 \text{ K.}$$

$$Q_{65} = -(1/2) 30029.80 \times 3 - (1/3) \times (16664.70 + 14883.69) = -44451.03 \text{ K.}$$



DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

- **DISEÑO DE VIGA 5 – 6 (Con refuerzo en compresión sometidos a flexión)**
 - **Cálculo del acero en compresión (As):**

Datos: $M_{\mu} = 16664.70 \text{ K - m}$ (calculado en la sección 3.5.4, parte (h), se toma el mayor valor.

$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Sección rectangular:

$b \times h = 0.40 \times 0.60 \text{ m} ; d = 0.55$

Por lo tanto $As = M_{\mu} / (\phi fy (d-a/2)) ; \text{ tal que } a = (As \times Fy) / (0.85 f'c b)$

Estas dos ecuaciones con los incognitas (As y a) se resuelven por el método de tanteos o suposiciones; partiendo de un valor inicial de "a" en función del peralte útil de la viga: $a=d/5 = 0.11 \text{ cm}$.

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{16,664.7}{0.9 \times 4200 (55 - 11/2)} = 8.906 \text{ cm}^2 \\
 a &= \frac{8.906 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 40} = 6.287
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} A_s \\ a \end{aligned}} \right\} (1)$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 8.502 \text{ cm}^2 \\
 a &= 6.001
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} A_s \\ a \end{aligned}} \right\} (2)$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 8.478 \\
 a &= 5.985
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} A_s \\ a \end{aligned}} \right\} (3)$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 8.477 \text{ cm}^2 \\
 a &= 5.984
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} A_s \\ a \end{aligned}} \right\} (4)$$

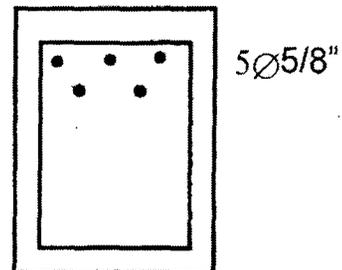
$$\rho = A_s / b \times d = 8.477 / 40 \times 55 = 0.004$$

por lo tanto: $\rho > \rho_{min}$ ¡bien!

$$\rho_{min} = 14 / f_y = 14 / 4200 = 0.003$$

Usar entonces:

$$A_s = 8.477 \text{ cm}^2, \text{ } \Leftrightarrow 5 \text{ } \varnothing 5/8''$$

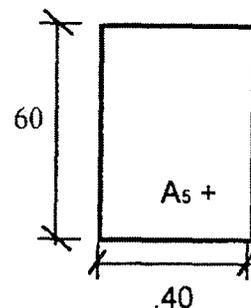


• **Calculo del acero en flexión (As+)**

Datos: $M^+ = 4056.43 \text{ K} - \text{m}$ (Calculado en la sección 3.5.4, parte (h), se toma

el valor)

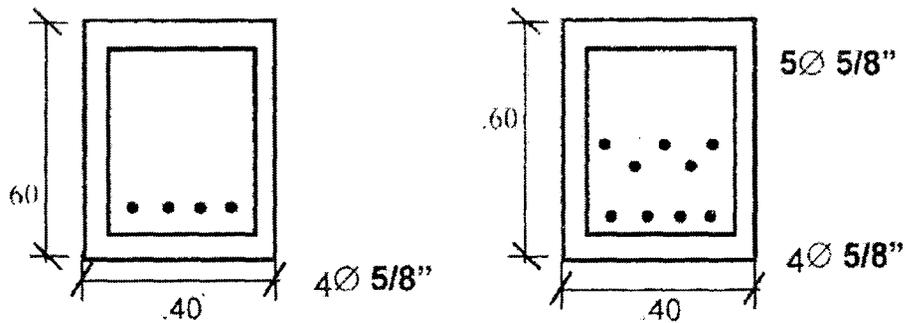
Los demas datos son los mismos.



Calculo del "As" y "a" por tanteo siguiendo los mismos pasos anteriores

$$\left. \begin{array}{l} A_6 = 2.168 \text{ cm}^2 \\ a = 1.53 \end{array} \right\} (1) \quad \left. \begin{array}{l} A_6 = 1.979 \\ a = 1.397 \end{array} \right\} (2) \quad \left. \begin{array}{l} A_6 = 1.976 \text{ cm}^2 \\ a = 1.395 \end{array} \right\} (3)$$

$\rho_{ac} = 0.001 \therefore \rho_{ac} < \rho_{min} \Rightarrow$ **Usar acero mínimo :**
 $A_{smin} = (14.1 / f_y) b \times d = 7.34 \text{ cm}^2 < > 4 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8''$
 $\rho_{min} = 0.003$



Acero de refuerzo total en la viga superior del pórtico

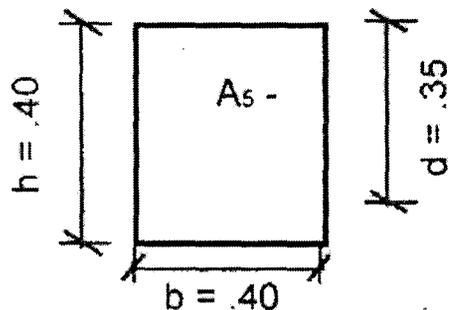
- DISEÑO DE VIGA 3 – 4 (De arrioste y será diseñada a flexo – compresión)

• **Cálculo del acero en compresión (As):**

Datos: $M'_{\mu} = 16664.70 \text{ K-m}$ (Calculado en la sección 3.5.4, parte (h), se toma el mayor valor).

$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$



Sección cuadrada:

$$b \times h = 0.40 \times 0.40 \text{ m} ; d = 0.35$$

$$\left. \begin{array}{l} A_6 = 2.72 \text{ cm}^2 \\ 2.511 \text{ cm}^2 \\ a = 1.92 \end{array} \right\} (1) \quad \left. \begin{array}{l} A_6 = 2.517 \\ a = 1.777 \end{array} \right\} (2) \quad \left. \begin{array}{l} A_6 = 1.976 \\ a = 1.395 \end{array} \right\} (3) \quad \left. \begin{array}{l} a = 1.775 \end{array} \right\} A_6 = (4)$$

$$\rho_{ac} = 0.002 \quad \text{Como } \rho_{act} < \rho_{min} ; \Rightarrow \text{Se Usará el Acero Mínimo.}$$
$$\rho_{min} = 0.003 \quad \therefore A_s = \rho_{min} b \times d = 4.2 \text{ cm}^2 < > 3 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

- Cálculo del acero en flexión ($A_s +$):

$$\text{Datos: } M'_\mu = 516.13 \text{ K-m}$$

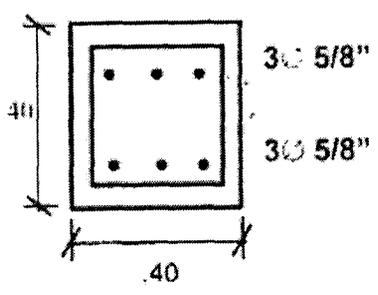
Los demas datos son los mismos

Calculo del A_s y a por tanteo siguiendo los mismos pasos anteriores

$$\left. \begin{array}{l} A_6 = 0.433 \text{ cm}^2 \\ a = 0.306 \end{array} \right\} (1) \quad \left. \begin{array}{l} A_6 = 0.392 \text{ cm}^2 \\ a = 0.277 \end{array} \right\} (2)$$

$$\rho_{ac} = 0 \text{ como } \rho_{ac} < \rho_{min}$$

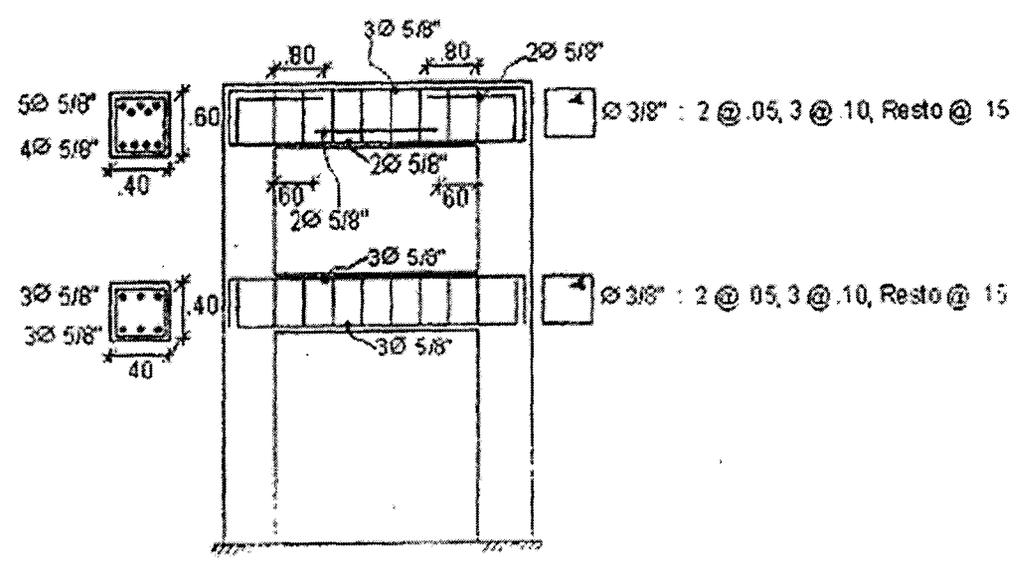
→ Se usará el acero mínimo:



$p_{min} = 0.003 \rightarrow A_{smin} = p_{min} \times b \times d$

Por lo tanto $A_{smin} = 0.003 \times b \times d = 4.2 \text{ cm}^2 < 3 \text{ Ø } 5/8''$

Detalle del armado de refuerzo en vigas:



- DISEÑO DE LA COLUMNA 3 – 5 (La mas critica)
 - CALCULO DEL ACERO DE COLUMNAS EN FORMA ANALITICA:

Según la Norma peruana E-060, el momento ultimo para diseño de la columna será:

$M_c = \delta_l \times M_{\mu v} + \delta_g \times M_{\mu s} \dots\dots\dots(1)$

Dónde:

$M_{\mu v}$: Momento último debido a cargas verticales = 6664.70 k-m.

(Calculado en la sección 3.5.4. parte (h), tomándose el mayor valor).

$M_{\mu s}$: Momento último debido a cargas laterales = 14883.69 k - m.

(Calculado en la sección 3.5.4. parte (h), tomándose el mayor valor).

δl : Factor debido a los efectos locales que afectan a cada uno de los elementos.

δg : Factor debido a los efectos globales que afectan a la estructura como conjunto.

Tal que:

$$\delta l = -\frac{C_m}{1 - \frac{P_{\mu}}{\phi P_c}} > 1 \quad y \quad \delta g = -\frac{C_m}{1 - \sum P_{\mu} / \phi \sum P_c}$$

Dónde:

C_m : Factor que relaciona el diagrama real del momento a un diagrama equivalente de momento uniforme.

P_{μ} : Carga axial última

P_c : Carga crítica de pandeo

Tal que

$C_m = 0.6 + 0.4 \times (M_1/M_2) > 0.4$; para elementos contraventados y sin cargas entre los apoyos.

$C_m = 1$; En los demás casos.

Dónde:

M1 : Momento flector menor de diseño extremo de la columna que es = 4770.71 K – m (Es (+) si el elemento está flexionado en curvatura simple y es (-) si está flexionado en doble curvatura)

M2 : Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna que es = 15553.03 K – m. (siempre es positivo).

$$\rightarrow C_m = 0.6 + 0.4 \times (-4770.71/15553.03) = 0.477 > 0.4$$

$$\therefore \text{Usar : } C_m = 0.477$$

- **Calculo de la carga crítica de pandeo (Pc):**

$$P_c = \pi^2 EI / (K \times l_n)^2$$

Dónde:

EI : Rigidez a la flexión de elementos a compresión.

$$EI = \frac{\left(E_c \times \frac{I_g}{5} \right) + E_s \times I_{se}}{(l + \beta d)} \quad \text{ó} \quad EI = \frac{E_c \times I_g}{(l + \beta d)}$$

K : Factor de longitud efectiva para elementos en compresión.

$$K = \frac{20 - \phi m}{20} \times \sqrt{1 + \phi m} \quad ; \text{Para } \phi m < 2$$

$$\text{Tal que } \phi m = \sum K_c / (0.5 \sum K_v); K = I/L$$

$$K = 0.9 \times \sqrt{1 + \phi m} \quad ; \text{Para } \phi m > 2$$

ln : Luz libre del elemento

$$ln = 2.70 - 0.40 = 2.30 \text{ m. } \langle \rangle 230 \text{ cm}$$

-Cálculo de EI = (Ec x Ig) / 2.5 (1 + βd) (Conservadoramente)

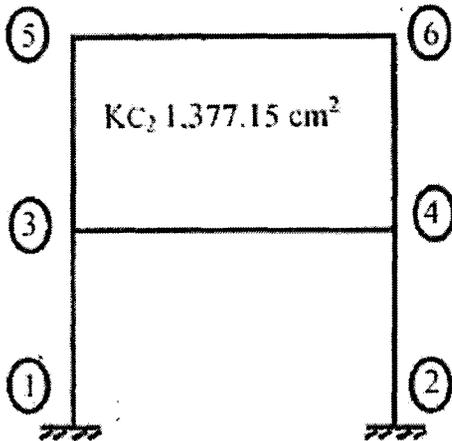
Dónde:

$$Ec = 15000 \sqrt{f'c} = 15000 \sqrt{210} = 198431.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ig = b \times h^3 / 12 = 40 \times 55^3 / 12 = 554583.33 \text{ cm}^4$$

$$\beta d = (198431.35 \times 554583.33) / (2.5 \times (1 + 0.9)) = 2.317 \times 10^{10} \text{ K - m}$$

- **Cálculo de K; pero antes calculemos ϕ_m**



$$\phi_m = \sum K_c / (0.5 \sum K_v)$$

Tal que $K = I/L'$

$$\phi_m = \frac{1,377.15}{0.5 \times 1,066.67} = 2.58 > 2$$

$$K = 0.9 \times \sqrt{1 + 2.58} = 1.70$$

- Control de Esbeltez: $(K \times Ln)/r < 22$; tal que $r = 0.3t \rightarrow r = 0.5 \times 60 = 18$

$\rightarrow (1.70 \times 230)/18 = 21.72; 22$ ¡no es necesario considerar efecto de Esbeltez!

Por lo tanto; reemplazando datos en Pc:

$$Pc = ((3.1416)^2 \times 2.317 \times 10^{10}) / (1.70 \times 230)^2 = 1495802.64 \text{ Kg.}$$

$P_u = 1.5 \times 29860 = 44790 \text{ Kg.}$

Tal que 29980 Kg. Es la reacción vertical hacia abajo en la torre

- Cálculo de δl y δg

$$\delta l = - \frac{C_m}{P_\mu} = - \frac{0.477}{44,790} = - 0.493 < 1 \therefore \text{Usar } \delta l = 1$$

$$\delta g = \frac{C_m}{\sum P_\mu} = \frac{0.477}{44,790} = 0.493$$

$$1 - \frac{C_m}{\phi P_c} = 1 - \frac{0.477}{0.9 \times 1'495,802.64}$$

Reemplazando datos en (1); hallaremos el momento ultimo de diseño de columna.

$M_\mu = \delta l \times M_{\mu} + \delta g \times M_{\mu s}$

$M_\mu = (1) \times 16664.70 + (0.493) \times 14883.69$

$M_\mu = 24002.36 \text{ K - m}$; momento ultimo para el diseño de la columna.

- Cálculo del Área de acero de la columna:

Datos de diseño:

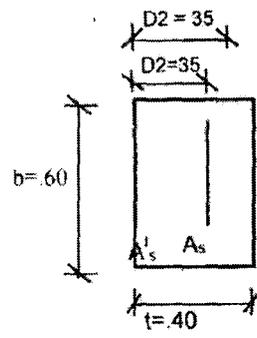
$M_\mu c = 24002.36 \text{ K-m}$

$P_\mu = 44790 \text{ kg}$

$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Sección rectangular: $b \times t = 55 \times 40$



$$P_{\mu} = \left[\frac{2 A'_s \times f_v}{\frac{2e}{d_1} + 1} + \frac{f'_c \times bt}{\frac{3e \times t}{d_2} + 1.18} \right] \times \phi \dots (2)$$

- **Cálculo de la excentricidad (e):**

$$e = M_{\mu} / P_{\mu} = 24002.36 / 44790 = 0.54 \text{ m. } < 54 \text{ cm}$$

- **Cálculo de la resistencia de la Carga Axial Nominal en condiciones de deformación Balanceada:**

$$P_b = 0.85 f'_c \beta (6000 / (6000 + fr)) d \times b \times \phi ; \phi = 0.70, \beta_1 = 0.85$$

$$\rightarrow P_b = 0.85 \times 210 \times 0.85 \times (6000 + 4200) \times 35 \times 55 \times 0.70$$

Por lo tanto, $P_b = 100220.31 \text{ Kg.}$

Como $P_b > P_{\mu}$

$100220.31 \text{ Kg.} > 44790 \text{ kg.}$ → La columna falla a flexión. Reemplazando datos en la ecuación (2) hallaremos el área de acero de la columna.

$$44,790 = \left[\frac{2 \times A'_s \times 4,200}{\frac{2 \times 54}{d_1} + 1} + \frac{175 \times 55 \times 40}{\frac{3 \times 54 \times 40}{d_2} + 1.18} \right] \times 0.70$$

$$44790 = 1278.26 A'_s + 41655.10$$

$$A'_s = 2.45 \text{ cm}^2$$

Verificando la cuantía:

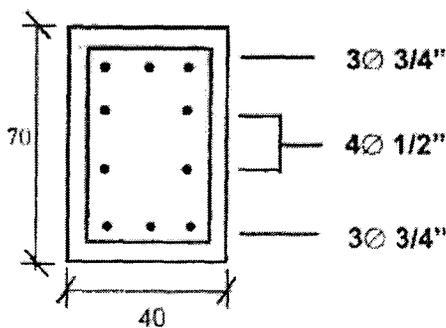
$$\rho_{min} < \rho_{act} < \rho_{max}$$

$$0.01 < \rho_{act} < 0.06$$

$$\rho_{act} = \left(\frac{2.45 \times 2}{40 \times 55} \right) = 0.002 < \rho_{min}$$

Se usara el área de acero mínimo.

$$A_{smin} = \rho_{min} \times b \times h = 0.01 \times 40 \times 55 = 22 \text{ cm}^2 \leftrightarrow 8 \text{ } \varnothing 3/4'' \text{ ó } 6 \text{ } \varnothing 3/4'' + 4 \text{ } \varnothing 1/2''$$



3.13.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE COLGANTE PEATONAL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE COLGANTE PEATONAL

PROYECTO : PUENTE PEATONAL AHUAYCHA
ZONAL : TAYACAJA

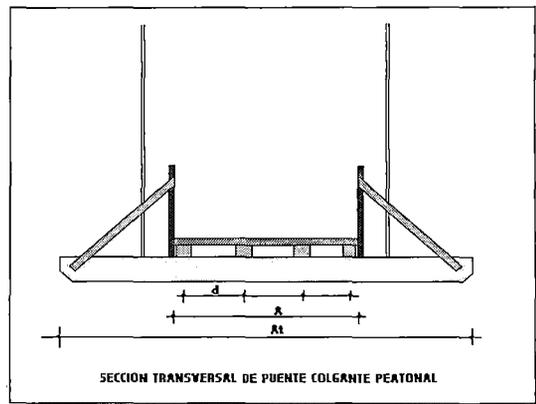
GRUPO	Esfzos. adm. Kg/cm2.		Densidad Kg/m3.
	FLEXION	CORTE	
A	210	15	750
B	150	12	650
C	100	5	450

DATOS A INGRESAR PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

Ingreso longitud del puente (L).....	=	40.00	ml.
Ingreso flecha del cable (f).....	=	4.00	ml.
Sobrecarga máxima (motocar) (Sc).....	=	300.00	Kg.
Factor de impacto (25 al 50%) (i).....	=	30	%
Separación entre largueros a eje (d).....	=	0.555	m.
Separación entre viguetas a eje (D).....	=	2.000	m.
Ancho útil máximo del tablero (A).....	=	2.000	m.
Densidad de madera (δ)	=	650.000	Kg/m3
Altura pendola mas pequeña	=	1.000	m

DISEÑO DEL ENTABLADO

Asumiendo la seccion de :
BASE (b)= 3 "
ALTURA (h)= 2 "
S=B*H²/6 87.3976747



SECCION TRANSVERSAL DE PUENTE COLGANTE PEATONAL

Momento por sobrecarga	M=W*L ² /8	1501.621875	Kg-cm	
Momento actuante	σ=M/S	17.18	<	150
Esfuerzo Cortante	v=w ¹ /2	108.225		
Esfuerzo actuante	V=3/2*v/(b+h)	1.57	<	12

CONFORME

CONFORME

DISEÑO DE LARGUEROS

Asumiendo la seccion de :
BASE (b1)= 3 " Densidad de madera tipo B
ALTURA (h1)= 4 " S=b*h²/6 131.10
R=2/3b*h 51.61

CARGAS ACTUANTES

MOMENTO POR CARGA MUERTA			
Peso del entablado	W= h*δ*d	18.33	Kg/m
Peso de largueros	w1=b2*h2*δ*1,00	5.03	Kg/m
Peso de clavos y otros,	Wd=	3.00	Kg/m
		26.36	Kg/m
Momento por carga muerta	M=Wd*D ² /8	1317.92	Kg-m
Cortante por carga muerta	V=Wd*D/2	26.36	kg

MOMENTO POR CARGA VIVA

Momento por sobrecarga	ML=Sc*D/4	19500	195
Cortante por Sobrecarga	V=Sc*D/2	390	

Esfuerzos actuantes totales a flexion	E=(Md+ML)/S	158.80	<	150	RECALCULAR
Esfuerzos actuantes totales al corte	V=(Vd+V1)/R	8.07	<	12	CONFORME

DISEÑO DE VIGUETAS

Asumiendo la seccion de :
BASE (b2)= 3 " Densidad de madera tipo B
ALTURA (h2)= 6 " S=b*h²/6 294.97
No largueros 4 R=2/3b*h 77.42

CARGAS ACTUANTES

MOMENTO POR CARGA MUERTA			
Peso del entablado	W= h*δ*d	66.04	Kg/m
Peso de largueros	w1=b2*h2*N*δ*D/A	30.19	Kg/m
Peso de viguetas	Wv=b2*h2*δ*1	7.55	Kg/m
Peso de clavos y otros,	Wd=	15.00	Kg/m
		118.78	Kg/m
Momento por carga muerta	Md=Wd*A ² /8	5939.09	Kg-cm

MOMENTOS POR LA BARANDA
 Peso de baranda (P) 70.00 Kg-cm
 Momento de la baranda (Mb) 875.00
 Momento total por carga muerta 6814.09

Cortante por carga muerta $Vd=Wd \cdot A/2$ 118.78 kg
 Cortante por la baranda muerta $V=P$ 70.00 kg

MOMENTOS POR S/C $ML=Sc \cdot A^2/8$ 19500 Kg-cm
 Cortante por Sobrecarga $VI=Sc \cdot A/2$ 390 Kg

Esfuerzos actuantes totales a flexion $E=(Md+Mb+ML)/\epsilon$ 109.35 < 150 **CONFORME**
 Esfuerzos actuantes totales al corte $V=(Vd+Vi+Vb)/R$ 11.21 < 12 **CONFORME**

DISEÑO DE PENDOLAS

Se usaran varillas de fierro liso, que en sus extremos llevaran ojos soldados electricamente,

Fadm, = 0,6*Fy Fy= 2500 Kg /cm2,
 Apendola=P/(0,6*Fy) Apend= 0.39 cm2
 P=Cortante total,

PENDOLAS		
Diametro	As(cm2)	peso(kg/ml)
1/2"	1.27	1.02
5/8"	1.98	1.58
3/4"	2.85	5

Se usaran pendolas de diametro 1/2"

DISEÑO DE CABLES PRINCIPALES,

Calculo del peso distribuido del puente por metro lineal,

Peso de Viguetas, largueros, entablado 118.782
 Peso de bandas 140
 Peso de cables(6.2Kg/ml), 4 cables 25.08
 Peso de pendolas 14.22
 Sobrecarga 390
TOTAL CARGAS 688.082 Kg
 FACTOR SEGURIDAD 4
 N=f/L 0.1000

CABLE PRINCIPAL		
DIAMETRO	C	R,E,R (TN)
1/2"	0	19.8
3/4"	1	23.75
7/8"	2	32.13
1"	3	41.71
1 1/8"	4	52.49
1 1/4"	5	64.47
1 3/8"	6	77.54
1 1/2"	7	91.8
1 5/8"	8	105.77
1 3/4"	9	123.74

TENSION HORIZONTAL $T=P \cdot L^2 / (f \cdot 8)$ 34404.09
 TENSION EN EL CABLE $PL^2 \cdot (1+16 \cdot N^2) / 12$ 37054.3

TENSION $T=FS \cdot Tc$ 148.22 Tn

Ingrese el numero del cable a usar 3

Se usaran 3.55 cables

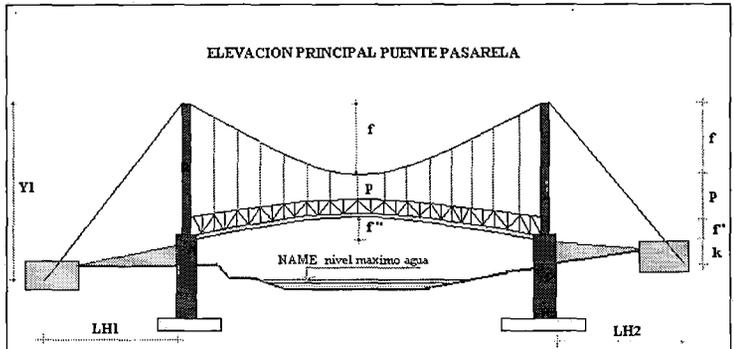
USAR 4 CABLES 02 por Banda

INDICAR EL NUMERO DE CABLES AUSAR :

DISEÑO DE CAMARA DE ANCLAJES

DATOS : Ver planta y elevación

A= 3.50 mts
 B= 4.00 mts
 C= 2.50 mts
 f= 0.50 mts
 LH1= 15.00 mts
 LH2= 15.00 mts
 Y 2.30 Tn/m3
 p 1.00 mts
 k 2.20 mts
 Y1 7.70

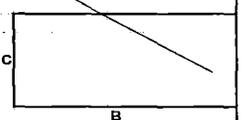
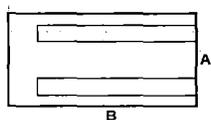


ANGULOS FORMADOS EN EL PUENTE

		RADIANES	GRADOS
Angulo con el cable principal	$\alpha =$	Arc Tang(4f/L)	0.38 21.80
Angulo del fiador izquierdo	$\alpha 1 =$	Arc Tang(Y1/LH1)	0.47 27.17
Angulo del fiador derecho	$\alpha 2 =$	Arc Tang(Y2/LH2)	0.47 27.17

Longitud del fiador izquierdo (L1) 16.86
 Longitud del fiador derecho (L2) 16.86

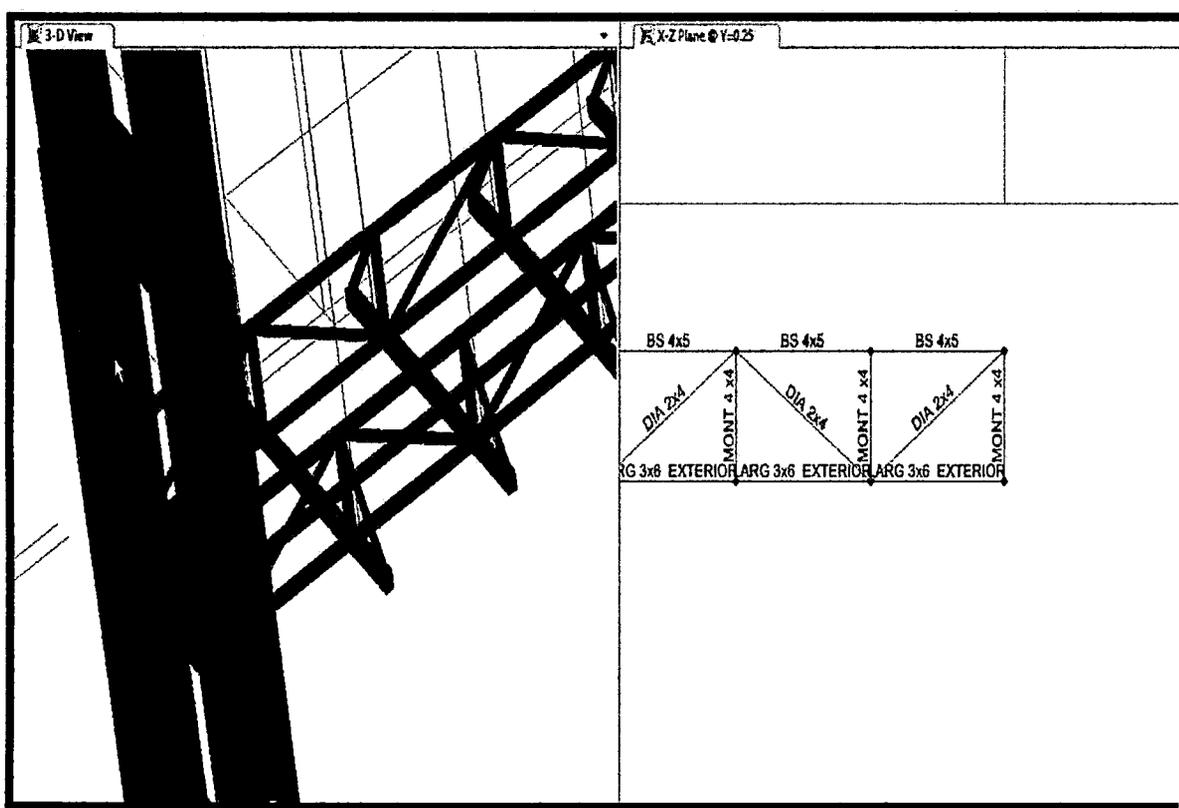
Peso de la CAMARA de Anclaje $W=A \cdot B \cdot C \cdot \gamma$ 80.5 80.5 Tn
 Tension Horizontal= 34.40 34.40 Tn
 Tension en el fiador $T1=H/\cos \alpha 1$ 39.67 Tn
 Tension Vertical en el fiador $T1=H \cdot \sin \alpha 1$ 17.66 Tn
 Componente Vertical de la reaccion = 62.84 Tn
 Presion Maxima ejercida= $P=2 \cdot R/(a \cdot b)$ 0.90 Kg/cm2



El coeficiente de seguridad de la camara al deslizamiento debe ser minimo 2 por tanto debe resistir una tension doble

RV=Pc-2*TV1		45.18 Tn
Fuerza que se opone al deslizamiento= Fd1= f*RV		31.62 Tn
Calculo de empujes en la camara		
Peso especifico terreno β		1.6
Angulo de reposo φ=		35
Coefficiente friccion Uf		0.6
Empuje activo=1/2*(pxh2xTag(45-φ/2)2)b=		10.84 Tn
Fuerza friccion que opone al desliz.= Fd2=f*Ea		6.50 Tn
Empuje pasivo=Ep=1/2*(pxh2xTag(45+φ/2)2)XA=		64.579 Tn
Fuerza resistente total=(Fd1+Fd2+Ep)=		102.71
Se debe cumplir Frt > 2H CONFORME		
Frt=	102.71	
2H=	68.81	
DISEÑO DE LOS CARROS DE DILATACION		
DESPLAZAMIENTO DE LOS CARROS		
Peso propio del puente Wd=	298.08 Kg	
Peso por lado	149.04 Kg	
Empuje =pl^2/8f=H	7452.05	
Desplazamiento del carro en cada torre por carga muerta		
Δ=HL(Seccα1)^2/EA		
E=2/3(2100000)	1400000.00	
A=seccion Total cable por band	10 cm2	
Δ=	1.13 cms	Desplazamiento en portico izquierdo
Δ=	1.13 cms	Desplazamiento en portico derecho
Desplazamiento maximo con sobrecarga y temperatura		
la tension horizontal maxima es	34404.09 Kg	
Tension por lado H1=	17202.05	
El desplazamiento sera		
Δ1=Seccα1(cxtxL1+HL1x(Seccα1)^2/(EA)		
c=	0.000012	t= 18 C°
Δ1=	3.35 cms	
Luego el desplazamiento neto es		
Δ=Δ1-Δ	3.00	
La plancha metalica debe tener un minimo de 3.00 cms a cada lado del eje de la torre		
Presion vertical sobre la torre		
P=HxTg(α+α1)=	31422.40 Kg	31.4 Tn
Presion en cada columna (P)=	15.71 Tn	
Eesfuerzo admisible (Fa)	7.5 Tn/cm2	4.52841667
diámetro de rodillos (d)	7.5 cms	
Numero de rodillos (n)	3 u	
Ancho de la platina(A)=760xP/(Fa^2nd)		Presion en la plancha=P/AL
A=	9.43 cms	P= 31.74
Dejando 2,5 cms de borde acada lado		
At=A+2*2,5	15.00 cms	
Largo de platina=(n-1)*(d+1)+2*ε	33	
Si la plancha superior se despla: 3.00 cms		
La distancia extrema aumentara	6 cms	a 9 cms
El momento que se produce en el volado sera =(M) =P/A*B		
M=	1285.46	f= 8 cms
Radio de la parte curva		C= 16.5
r=(r^2+c^2)/(2f)=	21.02	
y=(r^2-x^2)^0,5	18.99	
E=f-(r-y)+2	7.98	
Considerando uan faja de 1 cm de ancho y el espesor en la seccion E'		
S=ab^2/6	S= 10.60 cm2	
R=M/S	R= 121.26 kg/cm2	Ra= 2100
Es R<Ra	CONFORME	
Espesor de plancha inferior		
Si la plancha superior se despla: 3.00 cms , los rodillos giraran 1.5		
la distancia al borde libre sera	7.5	
M=P*L^2/2	M= 892.68	
Considerando el espesor de la plancha inferior = 3.8 cms		
S=ab^2/6	S= 2.41 cm2	
R=M/S	R= 370.92 kg/cm2	

ESTUDIO COMPARATIVO EN PUENTE COLGANTE PEATONAL



Capítulo 4	Resultados
-----------------------	-------------------

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

DETERMINACION DE LA PERFORMANCE

La performance del aspecto comparativo de ambos diseños lo determinamos.

De los metrados.

Como puede observarse en la partida de Movimiento de tierras tienen metrados bastantes parecidos la diferencia radica en la excavación convencional de la cimentación, en roca fija y en la relleno y compactación con material propio.

En la partida de obras de Concreto Simple específicamente en la Partida de Zapatas y Estribos se ve claramente que el Diseño tipo "I" tiene volúmenes de concretos bastantes mayores debido a que la infraestructura es de Concreto Ciclópeo con $F'c = 210 \text{Kg/cm}^2$, además requiere de un encofrado y desencofrado de valores grandes; lo contrario ocurre con el Diseño tipo "II" donde la infraestructura es de Concreto Armado que son placas con contrafuertes de $C^{\circ} A^{\circ}$ cuyo elemento fundamental es el acero estructural que asciende a 32.33 ton en ambos estribos, que requerirá de un encofrado desencofrado de valores menores; en la partida de Cámaras de Anclaje los valores de volúmenes de concreto se diferencian en las dimensiones una es de 6×3.25 mientras que la otra es de $4.9 \times 4.7 \times 2$ se pueden ver que no difieren substancialmente. La otra diferencia en esta partida de Concreto Simple es que el Diseño tipo "I" existe las partidas de rampa de acceso y muro gavión mientras que Diseño tipo "II" no se consideran debido a que se cambió las dimensiones de los

estribos y los muros de gavión lo ejecutara la Municipalidad Distrital de Ahuaycha ya que EL GOBIERNO REGIONAL DE HUANCVELICA que es la entidad que financia el proyecto solamente ejecutara lo relacionado con el puente.

En la Partida de Concreto Armado de los pórticos derechos e izquierdos los volúmenes de concreto, encofrado y desencofrado y el acero de refuerzo so bastantes parecidos.

En la partida de la Superestructura la diferencia principal está en el diámetro de cable una es de 1 1/8" y la otra es de 7/8" con diferentes condiciones de funcionamiento tales como de flecha, maderamen, péndolas.

En las partidas Revoques y enlucidos, Pinturas y en la de fletes de transporte de materiales tienen metrados bastantes parecidos.

En el Ítem. Varios tenemos prácticamente los mismos valores la diferencia está en los macizos de anclaje de los cables principales donde uno es de riel de 60 libras. y la otra es de fierro liso de diámetro de 3.5" que funciona tan igual o mejor que las rieles y consta de los cálculos respectivos.

Del Presupuesto: En las partidas de obras preliminares, movimiento de tierras revoques y enlucidos, pinturas, varios y en flete de transporte de materiales tienen valores bastantes parecidos y/o semejantes de los tipos de diseños debido a que sus metrados son prácticamente los mismos.

En la partida de Obra de Concreto Simple hay una diferencia presupuestaria de 25.73% debido a que en el Diseño tipo "I" se usó una infraestructura de C°C° mientras en el Diseño tipo "II" es de C°A° además aquí no se considera la rampa de acceso del estribo derecho.

En la partida de Obras de Concreto Armado hay una diferencia presupuestaria de 12.8 % debido a que el Diseño tipo "II" se consideran estructuras de C°A° tales como zapatas, estribos, contrafuertes de refuerzos, y pórticos C°A° los demás elementos son C°C°.

En la Partida de Superestructura hay una diferencia presupuestaria de 22% debido a que el Diseño tipo "I" se consideran cables de 1 1/8" en el Diseño tipo "II" los cables

son de 7/8” , considerándose también las deferencias en cuanto al maderamen y péndolas.

EVALUACIÓN ECONÓMICA DEFINITIVA Y RESULTADOS FINALES

La evaluación económica definitiva del “ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS DISEÑOS DEL PUENTE COLGANTE MACHACUAY DEL DISTRITO DE AHUAYCHA PROVINCIA TAYACAJA - HUANCVELICA” lo determinaremos aplicando la línea de corte FONIPREL o parámetros limitantes para poder acceder al financiamiento en esta clase proyectos; es bien claro si los valores de Costo /Familias , Costo Directo/ Mi puente son mayores que lo normado entonces estos proyectos no son financiables ; los parámetros se obtuvieron mediante un estudio estadístico a nivel nacional del ámbito de trabajo de GOBIERNO REGIONAL DE HUANCVELICA y en el Perú.

Evaluación económica del Diseño tipo “I”:

	PROYECTO	NORMADO
Costos/familias	582 < 1650	Correcto
Costo Directo / Mi puente	5030 > 4800	Incorrecto
Proyecto no financiable por FONIPREL		

Evaluación económica del Diseño tipo “II”:

	PROYECTO	NORMADO
Costos/familias	398 < 1650	Correcto
Costo Directo / Mi puente	3442 > 4800	Incorrecto

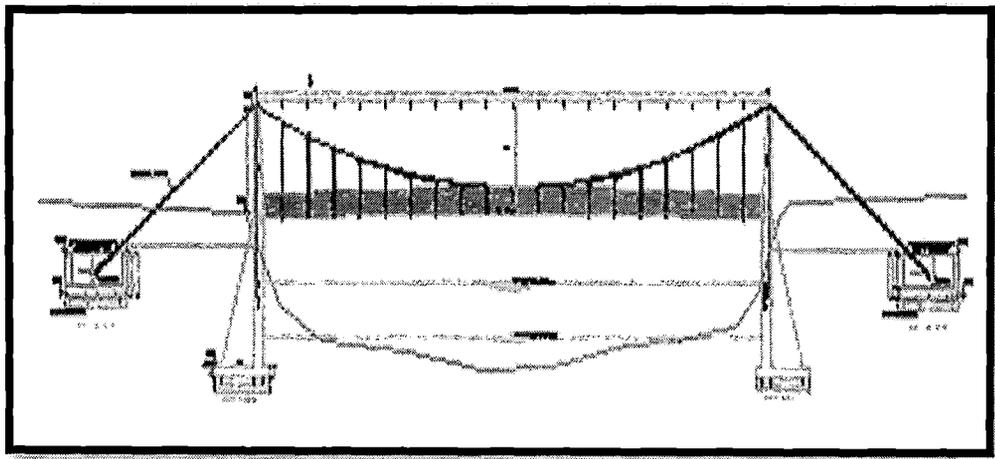
Proyecto financiable por GOBIERNO REGIONAL DE HUANCVELICA el Diseño tipo “II” pasa por la evaluación económica; por lo tanto es el que va ser financiado por GOBIERNO REGIONAL DE HUANCVELICA para su posterior ejecución de obra.

Necesariamente en este paso es el que se debe de dar mayor énfasis puesto de esto resulta el diseño final, y en las que se deben de tomar diferentes decisiones: para lo que mostramos los resultados en el que se describen los envolventes para el diseño, se verifica los desplazamientos, los giros que ha de tener la estructura en conjunto,

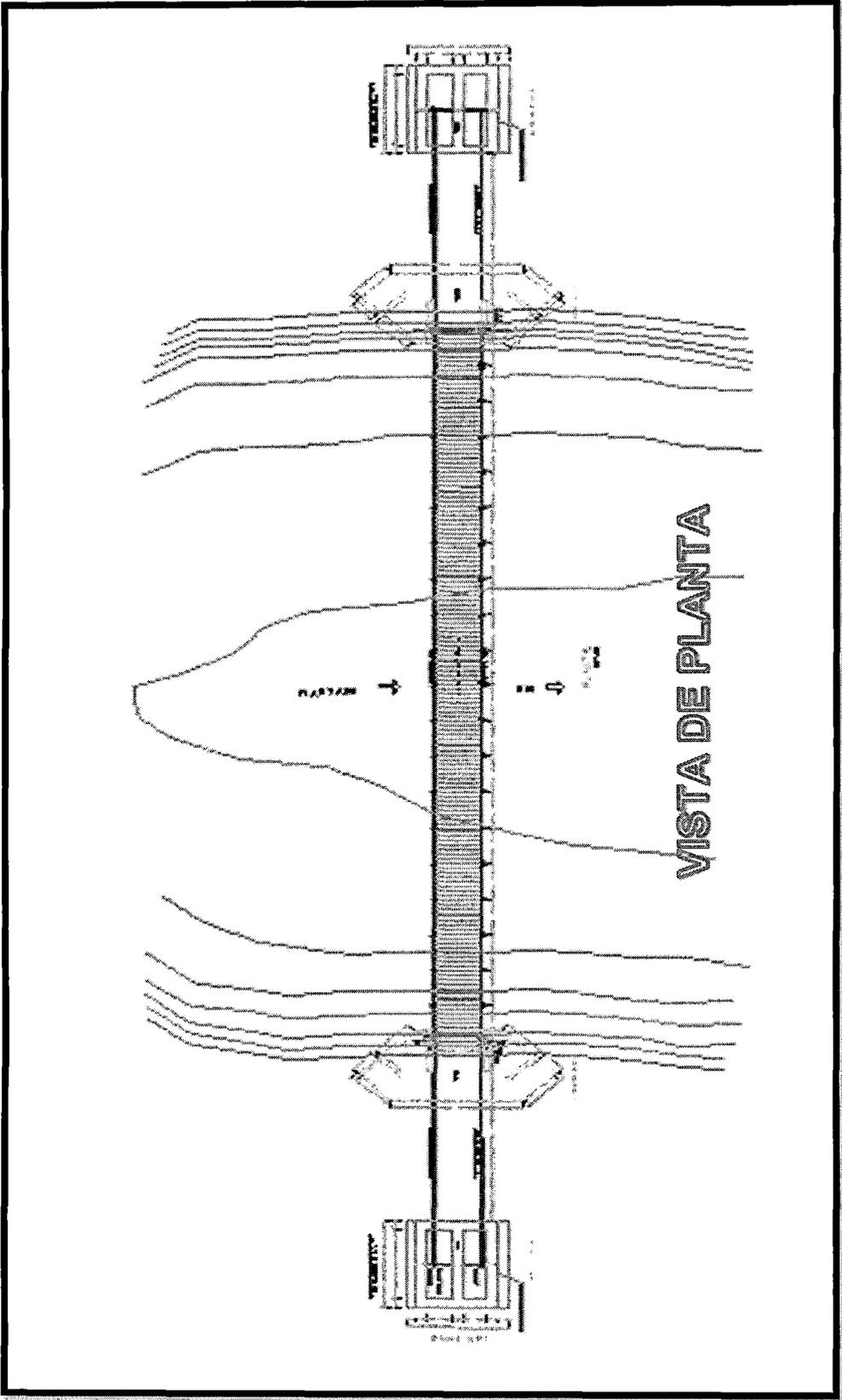
además se puede dar una primer idea del cálculo de las áreas de acero que han de tener los elementos estructurales y con los valores máximos serán diseñados estos elementos.

Los resultados que se presentan a continuación fueron diseñados y calculados con el programa Excel 2013. El diseño fue enmarcado de acuerdo a las normas de diseño de puentes según el manual de diseño de puentes del ministerio de transportes y comunicaciones.

Los resultados mostrados son de acuerdo al análisis realizado con el programa SAP 2000, con la inclusión de diafragma por lo que los desplazamientos en los nudos de acuerdo al análisis; los diafragmas rígidos se usan para uniformizar el desplazamiento horizontal de todos los elementos de un piso o nivel, de tal manera que el sistema de la losa del puente se mueva como una membrana indeformable en el plano.



VISTA DE FRENTE



CONCLUSIONES

Se ha cumplido con los objetivos del presente informe de ingeniería:

1. Se ha hecho la comparación económica de los diseños del Puente colgante Peatonal MACHACUAY DEL DISTRITO DE AHUAYCHA PROVINCIA TAYACAJA - HUANCVELICA" lográndose dos tipos de Diseños "I y II" obteniéndose un resultado aceptable con los diseños del tipo "II" ya que es de conocimiento general que los Estribos de Concreto Armado (C° A°) arrojan en el aspecto económico valores bajos que los Estribos de Concreto Ciclópico (C°C°) que son grandes volúmenes de concreto, en cambio con los estribos C° A° trabajan en forma eficiente frente a las solicitaciones de trabajo y las hace más económicas.
2. El presente proyecto se inicia cuando se presentó el 1° Expediente Técnico a la Oficina del GOBIERNO REGIONAL DE HUANCVELICA, con los diseños de la Superestructura Tipo "I" con Estribos de C°C° lo cual en la Evaluación Económica del Proyecto resulto no financiable es decir antieconómico al aplicarse la Línea de Corte o los parámetro limitantes de GOBIERNO REGIONAL DE HUANCVELICA en el punto de Costo Directo entre los Metros Lineales del Puente salió valor mayor que lo normado por lo tanto no justificaba su inversión ; lo cual obligo a cambiar con otro proyecto resultado el 2° Expediente Técnico con los Diseños de la Superestructura Tipo "II" con estribos C° A° el cual si resulto financiable pasando los parámetro de la línea de Corte de GOBIERNO REGIONAL DE HUANCVELICA
3. Al hacer la comparación de metrados y presupuestos de ambos diseños; con el Diseño de la Superestructura Tipo "II con Estribos de C°A° se logra un ahorro del 30% en el aspecto monetario sobre el Diseño de la Superestructura Tipo "I" con Estribos de C°C°.
4. En el aspecto de tiempo de ejecución de obra resulta también más favorable Diseño Tipo "II sobre el Diseño Tipo "I" con un mes menos; cumpliéndose de esta manera uno de los objetivos propuestos es decir de presentar una comparación entre dos diseños con el fin de establecer la economía sin desmejorar el aspecto técnico ni la rapidez de la construcción.

RECOMENDACIONES

1. Se deberá ampliar para próximos trabajos e investigaciones de mayor alcance, para un proyecto real que este comenzando o iniciando, es decir para condiciones reales con presupuestos y plazos de tiempo, realizar una comparación entre los dos procedimientos. Con la comparación se busca establecer, en igualdad de condiciones, cuál de los dos sería el más conveniente en aspectos como velocidad de ejecución, economía, rendimientos y calidad.
2. Así mismo se deberá dar un mayor énfasis en las investigaciones basados a últimos descubrimientos y tecnológicos, las cuales serán de mayor aporte al desarrollo de nuestra nación tanto económico político y social.
3. Esta divulgándose el procedimiento de diseño de este tipo de Puente; desarrollándose de manera que pueda servir como guía de los pasos a seguir a otros alumnos o profesionales en caso de encontrarse con un puente de características similares.
4. Debo terminar haciendo una recomendación en el sentido de que tratemos de ir perfeccionando los diseños de este tipo de proyectos y de los otros también, lo que permitirá en lo posible no hacer uso de un solo diseño que podría resultar antieconómico, sino comprender que hay otras posibilidades de solución frente a un problema planteado, esto traducirá en una economía real para el país.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A: BIBLIOGRAFÍA:

1. Estudio y Diseños de puentes peatonales
 - i. Raul A. Morales L.
2. Estudio y diseños de puentes peatonales
 - i. ASTM Internacional (2006)
3. Aspectos estructurales en el montaje de puentes peatonales
 - i. MTC
4. Cesar Aguilar (2008) Guia para el diseño de puentes peatonales colgantes
 - i. Tesis ipn-mex
5. ASTM D 75 (03) Standard practice for sampling aggregate
 - i. ASTM International (2,003)
6. ASTM D 4792 (06) Standard test Method for Potential Expansion Of
Aggregates from Hydration Reaction
 - i. ASTM International (2,006)
7. ASTM D 131 (06) Standard test Method for Resistance to
Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los
Angeles Machine
 - i. ASTM International (2,006)
8. ASTM D 1241 (07) Standard Specification for Materials for Soil-
Aggregate Sub base, Base and Surface Courses
 - i. ASTM International (2,007)
9. ASTM D 1883 (07) Standard Test Method for CBR (California
Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soil
ASTM International (2,007)
10. Australasian Slag Association A Guide To the Use Of Slag In Road
 - i. Archivo PDF (1,990)
 - ii. (2,002)
11. EH-91, 1991, **“Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado”**, Comisión Permanente del Hormigón, Ministerio de Fomento, Madrid.

- 21
12. FREYSSINET, 1998, **“Refuerzo del hormigón por encolado de tejido de fibras de carbono procedimiento TFC”**, Pliego de cláusulas técnicas, Freyssinet, Francia.
 13. GOMEZ, D., 1995, **“Ensayos a rotura de vigas de hormigón con pretensado exterior”**, tesina de especialidad, trabajo de investigación bajo la supervisión de Aparicio A. C., E.T.S. Ingenieros de Caminos de Barcelona, UPC, Barcelona, España.
 14. HAHN, H. T., & KIM, R. Y., 1978, **“Swelling of composite laminates”**, Advanced composite materials environmental effects. J. R. Vinson, cd., ASTM-STP 658, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 98-130.
 15. HILTI, 2002, **“Manual Técnico de Anclajes”**, Hilti Española, S.A., Madrid, España, pp. 251-271.
 16. JUVANDES, L., 1998, **“Comportamento experimental de vigas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP”**, 1º relatório experimental, Faculdade de Engenharia de Universidade do Porto (FEUP), DECivil, Porto, May, pp. 164.
 17. LARSSON, F., 1988, **“The effect of ultraviolet light on mechanical properties of Kevlar 49 composites”**, Environmental effects on composite materials. G. Springer, cd., Technomic Publishing Co., pp. 132-35.
 18. MAEDA, T., ASANO, Y., SATO, Y., UEDA, T., AND KAKUTA, Y., 1997, **“A Study on Bond Mechanism of Carbon Fiber Sheet”**, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Vol. 1, Japan Concrete Institute, Japan, pp. 279-286.

B: PÁGINAS WEB:

1. Diseño de puentes de concreto reforzado:

<http://www.new-technologies.org/ECT/Civil/civil.htm>

2. "Concreto reforzado en estructuras de puentes sección dovelas", dirección:
<http://www.tdx.cat/handle/10803/6153;jsessionid=3A71578A3BFF212BBAA72F5952EAC8B4.tdx1> , fecha de consulta: 27 de mayo del 2011.
3. **"Refuerzo de puentes con fibras de carbono"**, disponible en:
<http://www.monografias.com/trabajos11/shtml.101k> , fecha de consulta: 26 de junio del 2011.
4. www.sicoes.gob.bo
5. www.procables.com/ingenieria
6. www.mtcmgob.pe

C. BASES DE DATOS (CD):

1. VII Congreso Peruano de Diseño de Puentes" Ing. JAVIER PULGAR VIDAL", Tomo I, Mayo del 2010.

ESTUDIO COMPARATIVO EN
PUENTE COLGANTE PEATONAL



Anexos

Anexo N° 01 Matriz de Consistència

TÍTULO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES ATIRANTADOS CON REFUERZO DE FIBRAS DE CARBONO EXPUESTO EN ZONAS DE ALTO GRADO DE CORROSIÓN

PROBLEMA	OBJETIVOS	MARCO TEÓRICO	HIPOTESIS Y VARIABLE:	METODOLOGÍA
<p>PROBLEMA GENERAL:</p> <p>¿Cómo desarrollar el diseño estructural de puentes atirantados con fuerza de fibras de carbono expuestos en zonas de altos grados de corrosión?</p> <p>PROBLEMAS ESPECÍFICOS:</p> <p>a) ¿Cómo desarrollar el diseño estructural de puentes atirantados con refuerzo de fibras de carbono para una luz de 80ml. En zonas de altos grados de corrosión?</p> <p>b) ¿Cuáles son las propiedades físicas – químicas de las fibras de carbono y cable estructural?</p> <p>c) ¿Cuáles son las ventajas del refuerzo de fibras de carbono con respecto a los refuerzos con cables estructurales?</p>	<p>OBJETIVO GENERAL:</p> <p>Desarrollar el diseño estructural de puentes atirantados con refuerzo de fibras de carbono expuesto en zonas de altos grados de corrosión.</p> <p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS:</p> <p>a) Desarrollar el diseño estructural de puentes atirantados con refuerzo de fibras de carbono para una luz de 80ml. En zonas de altos grados de corrosión.</p> <p>b) Determinar las propiedades físicas – químicas de las fibras de carbono y cable estructural.</p> <p>c) Evaluar las ventajas del refuerzo de fibras de carbono con respecto a los refuerzos con cables estructurales.</p>	<p>1. ANTECEDENTES</p> <p>A NIVEL NACIONAL:</p> <p>- ACI - PERU (2010): El Ing. William Baca Escobar. Realizo una investigación teórica sobre “Estudio de la reparación de estructuras por medio de la utilización de fibras de carbono”.</p> <p>A NIVEL INTERNACIONAL:</p> <p>- Los Dres. En ingeniería de puentes; Bizindavyi y Neale (2004) realizaron una investigación experimental y analítica sobre “longitudes de transferencia y fuerzas de adherencia en laminados de FRP adheridos al hormigón”.</p> <p>- El Dr. En ingeniería de puentes; Chajes eth (2005) España. Estudió la “Adherencia y el mecanismo de fuerzas de transferencia en laminados de</p>	<p>HIPÓTESIS GENERAL</p> <p>La aplicación de las fibras de carbono como refuerzo estructural, contribuye al diseño de puentes atirantados expuestos a altos grados de corrosión.</p> <p>HIPÓTESIS ESPECÍFICAS:</p> <p>a) La aplicación del refuerzo de fibras de carbono, favorecerá al diseño estructural de puentes atirantados de luz de 80ml expuestos a altos grados de corrosión.</p> <p>b) Con las propiedades físicas – químicas de las fibras de carbono y cable estructural, se conocerá sus cualidades de cada material.</p> <p>c) Evaluando las ventajas del refuerzo de fibras de carbono con respecto a los refuerzos de cables estructurales, coadyuva a justificar la calidad del nuevo</p>	<p>TIPO DE INVESTIGACION: Tecnológico.</p> <p>NIVEL DE INVESTIGACION: Descriptivo.</p> <p>MÉTODO DE INVESTIGACION: Experimental.</p> <p>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN Diseño transversal.</p> <p>TÉCNICAS O INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS Las técnicas usadas en la presente investigación serán la inducción y deducción.</p> <p>PROCESAMIENTO Y ANALISIS DE</p>

		<p>materiales compuestos adheridos al hormigón”.</p> <p>- El Dr. Yoshizawa. (2004) Madrid, realizó un estudio sobre el “Efecto del tipo de preparación superficial del hormigón sobre la adherencia de hojas de CFRP”.</p> <p>2. MARCO TEORICO REFERENCIAL:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Puentes colgantes y su diseño estructural. • Puentes de dovelas con pretensado exterior. • El pretensado exterior. • Aplicación del pretensado exterior a puentes de dovelas. • Puentes de dovelas con pretensado exterior y junta seca. • Refuerzo de estructuras de concreto. • Refuerzo a flexión de estructuras de concreto con materiales compuesto FRP. • Aplicación de los FRP como refuerzo externo en estructuras de concreto. 	<p>material propuesto para el diseño.</p> <p>VARIABLES:</p> <p>Variable Independiente: Características físicas químicas de las fibras de carbono</p> <p>Variable Dependiente: Puentes atirantados con refuerzo estructural de fibras de carbono.</p>	<p>RESULTADOS</p> <p>Se utilizará el programa CSI DRIDGE, es un programa enfocado básicamente al diseño de estructuras de puentes de concreto armado.</p> <ul style="list-style-type: none"> • El procesamiento y análisis de datos se desarrollara básicamente enmarcado al método científico. • El análisis de resultados se determinará teniendo en cuenta las normativas peruanas del diseño de puentes.
--	--	---	---	---

Fuente: Estudio del Tesista.

PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS CABLES DE ACERO - CABLEMAX

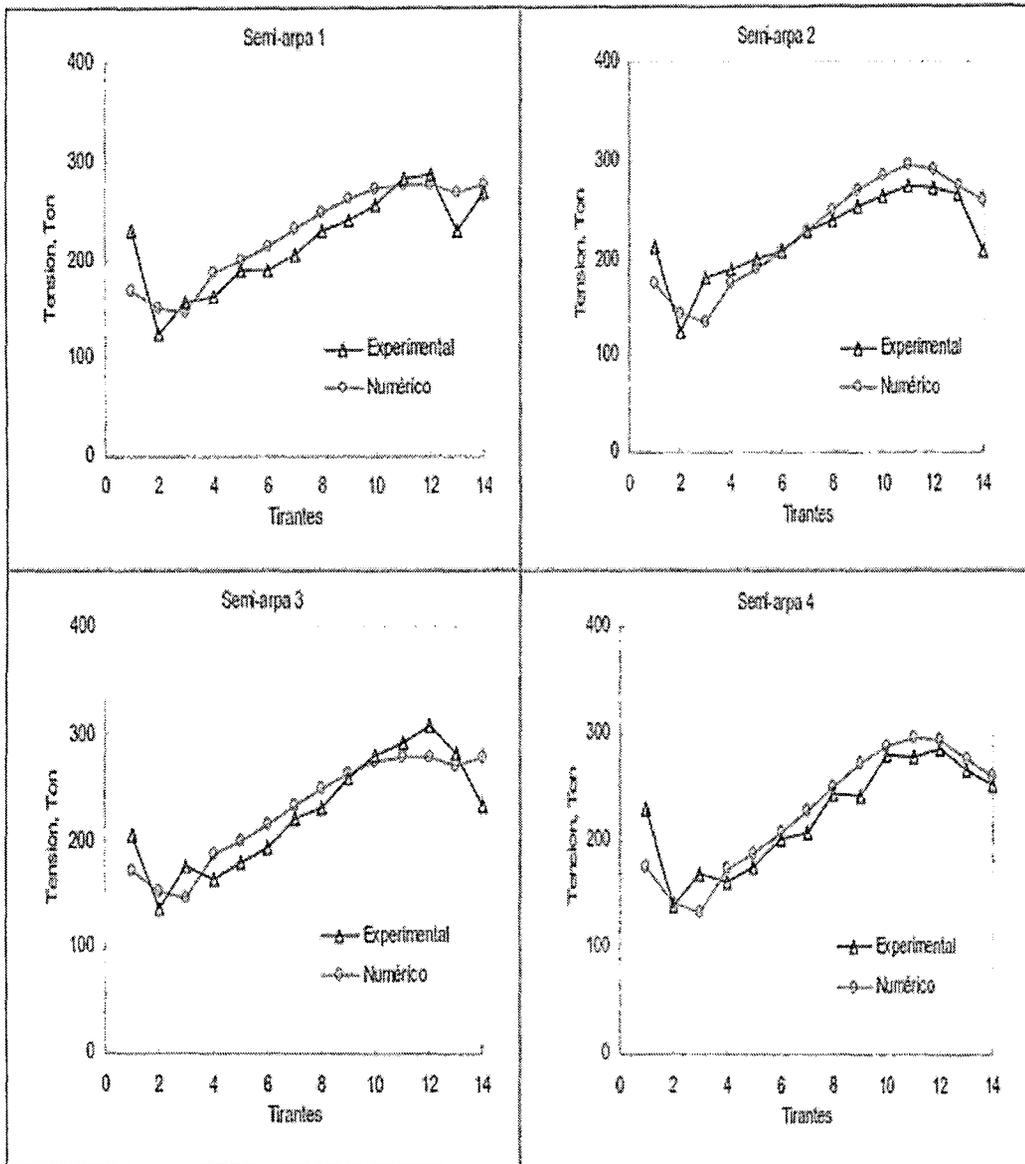
PESO APROXIMADO EN LIBRAS / PIES							RESISTENCIA DE ROTURA - TONELADAS DE 2.000 LIBRAS												
							6X7		6X19 6X37 CLASIFICACION				6x19 6x36 CLASIFICACION		8x19 CLASIFICACION			18x7 19x7	
DIAM. PULG.	6x7	6x19 6x36	6x19 6x36	8x19	8x19	18x7 19x7	IPS		EIPS		IPS		IPS		IPS		EIPS	IPS	EIPS
	F.C.	F.C.	IWRC	F.C.	IWRC	-	F.C.	GALV F.C.	F.C.	IWRC	F.C.	IWRC	GALV F.C.	GALV IWRC	F.C.	IWRC	IWRC	-	-
3/16	.056	.059	.065				1,50	1,35	1,70		1,55	1,67	1,40	1,50					
1/4	.094	.10	.11	.098		108	2,64	2,38	3,02	3,40	2,74	2,94	2,47	2,65	2,35			2,51	2,77
5/16	.15	.16	.18	.15	.18	169	4,10	3,89	4,60	5,27	4,26	4,58	3,83	4,12	3,65			3,90	4,30
3/8	.21	.24	.26	.22	.26	.24	5,86	5,27	6,71	7,55	6,10	6,56	5,49	5,90	5,24	5,76	6,63	5,59	6,15
7/16	.29	.32	.35	.30	.35	.33	7,93	7,14	9,09	10,2	8,27	8,89	7,44	8,00	7,09	7,80	8,97	7,58	8,33
1/2	.38	.42	.46	.39	.47	.43	10,3	9,27	11,8	13,3	10,7	11,5	9,63	10,3	9,23	10,1	11,6	9,85	10,6
9/16	.48	.53	.58	.50	.60	.55	13,0	11,7	14,9	16,8	13,5	14,5	12,2	13,0	11,6	12,8	14,7	12,4	13,6
5/8	.59	.66	.72	.61	.73	.68	15,9	14,3	18,3	20,6	16,7	17,9	15,0	16,1	14,3	15,7	18,1	15,3	16,8
3/4	.84	.94	1,04	.88	1,06	.97	22,7	20,4	26,2	29,4	23,8	26,6	21,4	23,0	20,5	22,5	25,9	21,8	24,0
7/8	1,15	1,29	1,42	1,20	1,44	1,32	30,7	27,6	35,4	39,8	32,2	34,6	29,0	31,1	27,7	30,5	35,0	29,5	32,5
1	1,50	1,68	1,85	1,57	1,88	1,73	39,7	35,7	46,0	51,7	41,8	44,9	37,6	40,4	36,0	39,6	45,5	38,3	42,2
1 1/8	1,90	2,13	2,34	1,99	2,39	2,19	49,8	44,8	57,9	65,0	52,6	56,5	47,3	50,9	45,3	49,8	57,3	48,2	53,1
1 1/4	2,34	2,63	2,89	2,45	2,94	2,70	61,0	54,9	71,0	79,9	64,6	69,4	58,1	62,5	55,7	61,3	70,4	59,2	65,1
1 3/8	2,84	3,18	3,50	2,97	3,56	3,27	73,1	65,8	85,4	96,0	77,7	83,5	69,9	75,1	67,1	73,8	84,9	71,3	78,4
1 1/2	3,38	3,78	4,16	3,53	4,24	3,89	86,2	77,6	101	114	92,0	98,9	82,8	89,0	79,4	87,3	100	84,4	92,8
1 5/8		4,44	4,88						118	132	107	115	96,3	104					
1 3/4		5,15	5,67						136	153	124	133	112	120					
1 7/8		5,91	6,50						156	174	141	152	127	137					
2		6,77	7,39							198	160	172							
2 1/8		7,59	8,35							221	179	192							
2 1/4		8,51	9,36							247	200	215							

IPS = Improved Plow Steel
EIPS = Extra Improved Plow Steel

Para Kg. / Mt. multiplicar por 1.488
Para Ton. / Met. multiplicar por 0.9072

Fuente: ASTM Internacional (2006)

Anexo N° 03
Gráfica de los esfuerzos traccionantes de tirante tipo semi arpa



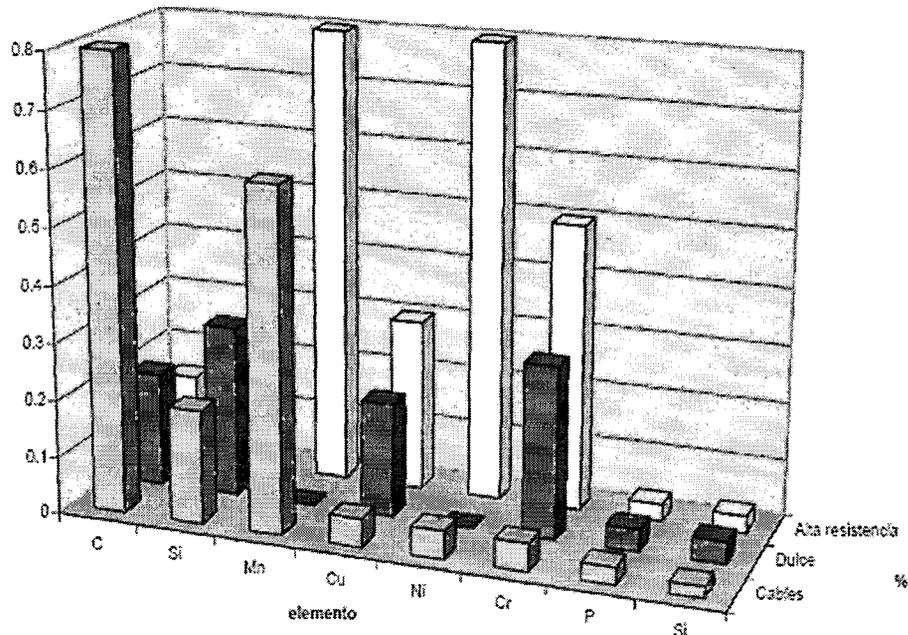
Fuente: ASTM Internacional (2006)

Anexo N° 04
Porcentajes de elementos químicos en los aceros estructurales

	Acero para cables	Dulce	De alta resistencia
C	0.80%	0.20%	0.15%
Si	0.20%	0.30%	0.25%
Mn	0.60%	-	0.80%
Cu	0.05%	0.20%	0.30%
Ni	0.05%	-	0.80%
Cr	0.05%	0.30%	0.50%
P	0.03%	0.04%	0.03%
S	0.02%	0.04%	0.03%

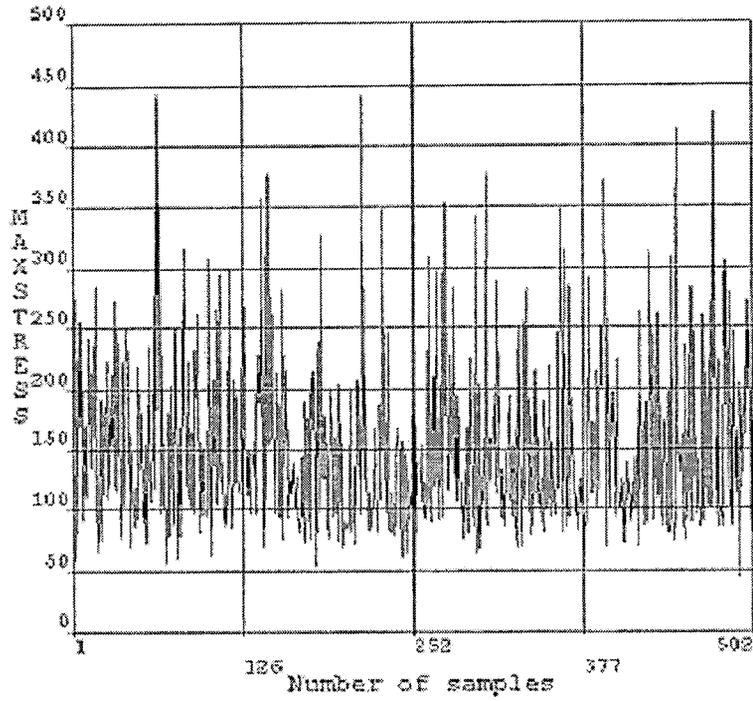
Fuente: ASTM Internacional (2006)

Anexo N° 05
Gráfica composición química de cables de acero



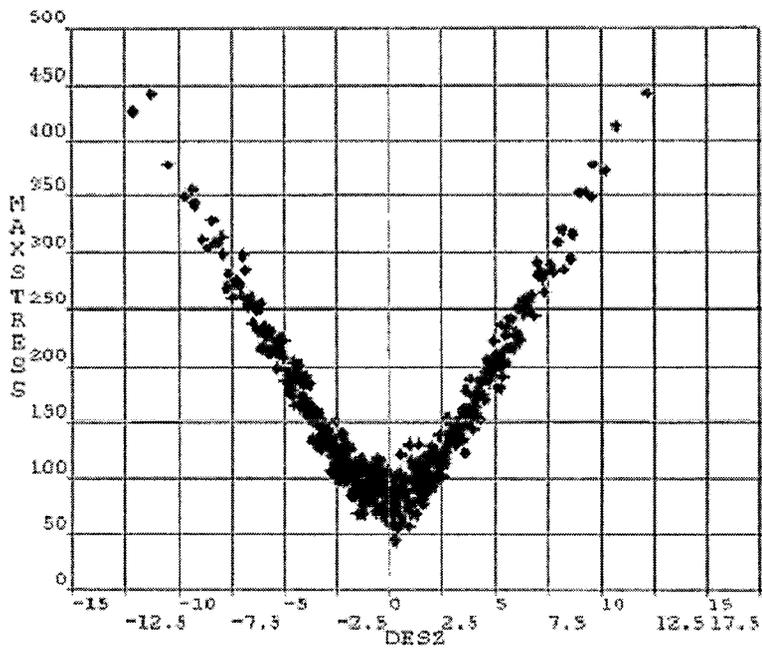
Fuente: ASTM Internacional (2006)

Anexo N° 06
Gráfica de las vibraciones de los tirantes



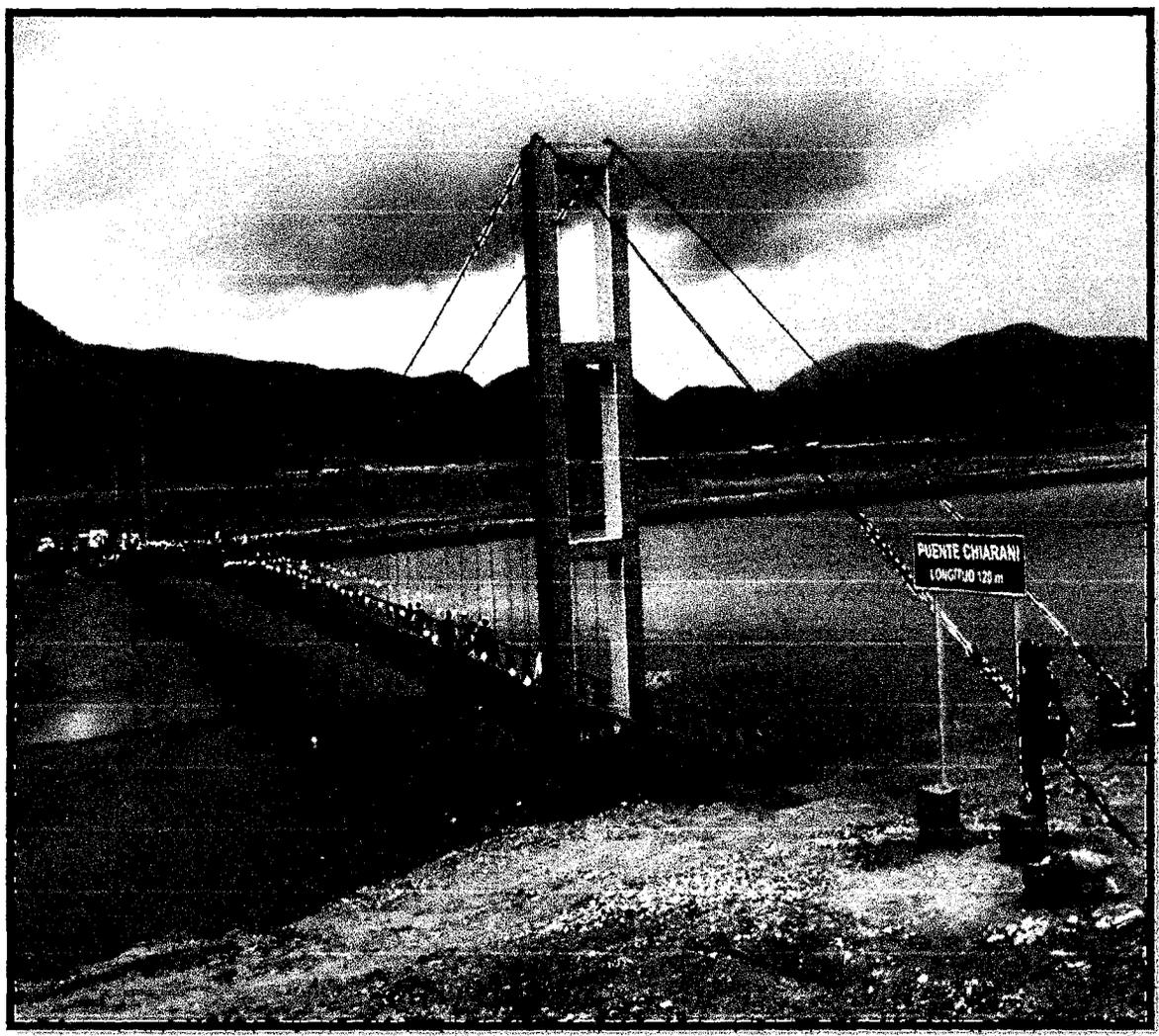
Fuente: ASTM Internacional (2006)

Anexo N° 07
Gráfica de esfuerzos a tracción de los tirantes



Fuente: ASTM Internacional (2006)

ESTUDIO COMPARATIVO EN PUENTE COLGANTE PEATONAL



PRESUPUESTO

Presupuesto

Presupuesto 0102013 CONSTRUCCION PUENTE COLGANTE PEATONAL DE MACHACUAY - AHUAYCHA - HUANCAMELICA TIPO I
 Cliente S10 S.A.C. Costo al 15/12/2014
 Lugar HUANCAMELICA - TAYACAJA - AHUAYCHA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio \$/.	Parcial \$/.
01	OBRAS PROVISIONALES				13,334.46
01.01	CARTEL DE OBRA	und	1.00	734.46	734.46
01.02	ALMACEN DE OBRA	glb	1.00	600.00	600.00
01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	glb	1.00	12,000.00	12,000.00
02	ESTRUCTURA				184,660.25
02.01	OBRAS PRELIMINARES				2,898.00
02.01.01	TRAZO Y REPLANTEO	m2	630.00	4.60	2,898.00
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				11,202.88
02.02.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	630.00	1.82	1,146.60
02.02.02	EXCAVACION BAJO AGUA CON MAQUINARIA PARA ZAPATAS	m3	166.32	8.11	1,348.86
02.02.03	EXCAVACION CON MAQUINARIA PARA CAMARA DE ANCLAJE	m3	92.12	4.56	420.07
02.02.04	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO ESPALDON ESTRIBO	m3	253.33	24.23	6,138.19
02.02.05	ELIMINACION EXCEDENTE DE CORTE	m3	92.12	23.33	2,149.16
02.03	CONCRETO SIMPLE				1,292.86
02.03.01	SOLADO MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON e=0.05 m.VACIADO MANUALMENTE	m2	55.44	23.32	1,292.86
02.04	CONCRETO ARMADO				168,300.31
02.04.01	ACERO PARA CONTRAFUERTE FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	4,970.69	3.67	18,242.43
02.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CONTRAFUERTE	m2	585.00	72.66	42,566.40
02.04.03	CONCRETO CONTRAFUERTE Fc=280 kg/cm2	m3	61.80	552.30	34,132.14
02.04.04	ACERO PARA TORRES FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	943.48	3.67	3,462.57
02.04.05	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO TORRES	m2	55.68	36.66	2,041.23
02.04.06	CONCRETO TORRES Fc=280 kg/cm2	m3	61.80	538.97	33,308.35
02.04.07	ACERO PARA CAMARA DE ANCLAJE FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1,251.66	3.67	4,593.59
02.04.08	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CAMARA DE ANCLAJE	m2	129.60	36.66	4,751.14
02.04.09	CONCRETO CAMARA DE ANCLAJE Fc=210 kg/cm2	m3	59.18	426.38	25,262.76
02.05	REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS				966.20
02.05.01	TARRAJEO CON CEMENTO TORRES	m2	43.66	22.13	966.20
03	SUPERESTRUCTURA				54,864.83
03.01	COLOCACION CARRO DE DILATAION	und	4.00	440.25	1,761.00
03.02	ADQUISICION Y TENDIDO CABLE DE ACERO 7/8" TIPO BOA	m	300.00	69.82	26,946.00
03.03	TABLERO DE TRANSITO MADERA TRATADA 2"x6"x1.65 m.	m2	132.00	67.08	8,854.56
03.04	VIGUETAS DE MADERA TRATADA 6"x4"x2.10 m.	m	44.10	53.05	2,339.51
03.05	LARGUEROS DE MADERA TRATADA 5"x4"x2.50 m.	m	60.00	70.55	4,233.00
03.06	VIGA SARDINEL DE MADERA TRATADA 3"x4"x2.50 m.	m	80.00	21.02	1,681.60
03.07	PENDOLAS METALICAS FIERRO LISO 5/8"	m	93.32	34.83	3,250.34
03.08	COLOCACION MALLA OLIMPICA N° 10 2"x2"	m2	80.00	65.54	5,243.20
03.09	PINTURA				555.62
03.09.01	PINTURA ESMALTE EN TORRES	m2	43.66	10.05	439.22
03.09.02	PINTURA ANTICORROSIVA EN CARPINTERIA METALICA	m2	24.00	4.85	116.40
04	VARIOS				2,080.00
04.01	PRUEBA DE CALIDAD DE CONCRETO	und	5.00	200.00	1,000.00
04.02	DISEÑO DE MEZCLA	und	5.00	180.00	900.00
04.03	PLACA RECORDATORIA	und	1.00	180.00	180.00
	COSTO DIRECTO				254,939.54
	GASTOS GENERALES 10%				25,493.95
	UTILIDAD 10%				25,493.95
	SUB TOTAL				305,927.44
	IGV 18%				55,066.94
	SUPERVISION 6%				18,355.65

Presupuesto

Presupuesto 0102013 CONSTRUCCION PUENTE COLGANTE PEATONAL DE MACHACUAY - AHUAYCHA - HUANCAVELICA
 Cliente S10 S.A.C. Costo al 15/12/2014
 Lugar HUANCAVELICA - TAYACAJA - AHUAYCHA

Item	Descripción	Und.	Métrado	Precio S/.	Parcial S/.
TOTAL PRESUPUESTO					379,350.03

ESTUDIO COMPARATIVO EN PUENTE COLGANTE PEATONAL



METRADO

HOJA DE METRADOS

Proyecto "CONSTRUCCION PUENTE COLGANTE PEATONAL MACHACUAY - AHUAYCHA -
 HUANCVELICA"
 Propietario UNIVERSIDAD NACIONAL DE
 HUANCVELICA
 Lugar MACHACUAY-AHUAYCHA-TAYACAJA-
 HUANCVELICA

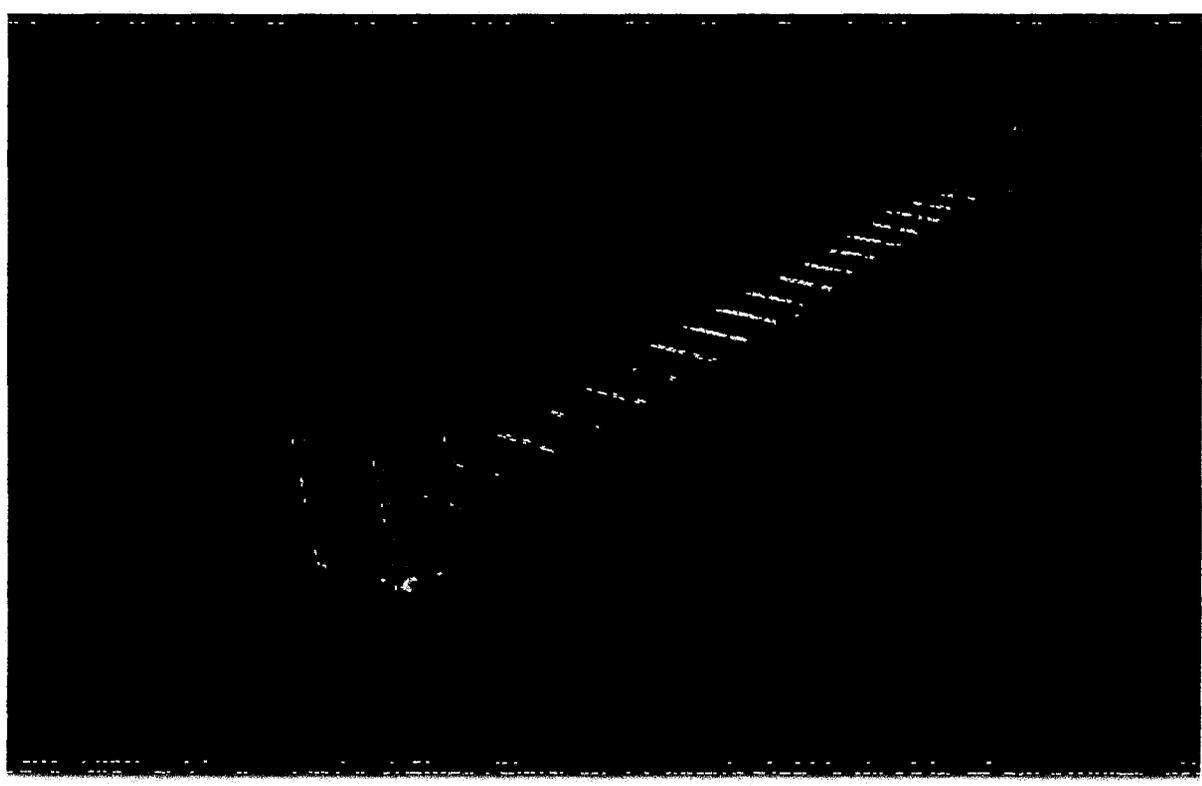
Fecha:
2015

ORDEN	DESCRIPCION	UNIDAD	N° VECES	DIMENSIONES			PARCIAL	TOTAL
				LARGO	ANCHO	ALTURA		
01	OBRAS PROVISIONALES							
1.01	ALMACEN DE OBRA							1.00
	Exterior	GBL	1.00	3.00	1.00		1.00	
1.02	CARTEL DE OBRA							1.00
	Exterior	UNIDAD	1.00				1.00	
1.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS							1.00
	Terreno	GBL	1.00	1.00	1.00		1.00	
2.00	ESTRUCTURA							
2.01	OBRAS PRELIMINARES							
2.01.01	TRAZO Y REPLANTEO							630.00
	Terreno	m2	1.00	70.00	9.00		630.00	
2.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
2.02.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL							630.00
	Terreno	m2	1.00	70.00	9.00		630.00	
2.02.02	EXCAVACION BAJO AGUA CON MAQUINARIA PARA ZAPATAS							166.32
	EXCAVACION	m3	2.00	6.60	4.20	3.00	166.32	
2.02.03	EXCAVACION CON MAQUINARIA PARA CAMARA DE ANCLAJE							92.12
	EXCAVACION	m3	2.00	4.90	4.70	2.00	92.12	
2.02.04	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO ESPALDON ESTRIBO							253.33
	Terreno	m3	2.00	4.90	4.70	5.50	253.33	
2.02.05	ELIMINACION EXCEDENTE DE CORTE							92.12
	ELIMINACION	m3	2.00	4.90	4.70	2.00	92.12	
2.03	CONCRETO SIMPLE							
2.03.01	SOLADO MEZCLA 1:10							55.44
	MURO	m2	2.00	6.60	4.20		55.44	
2.04	CONCRETO ARMADO							
2.04.01	ACERO PARA CONTRAFUERTE FY=4200 KG/CM2			CANT	LARGO	KG/ML		4,970.69
	ACERO 3/4"	kg	4.00	12.00	8.50	2.52	1,028.16	
	ACERO 5/8"	kg	4.00	33.00	8.00	1.56	1,647.36	
	ACERO 1/2"	kg	4.00	38.00	10.80	0.98	1,608.77	
	ACERO 5/8"	kg	4.00	20.00	5.50	1.56	686.40	
2.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CONTRAFUERTE							585.00
	CONTRAFUERTE	m2	4.00	11.10		7.50	333.00	

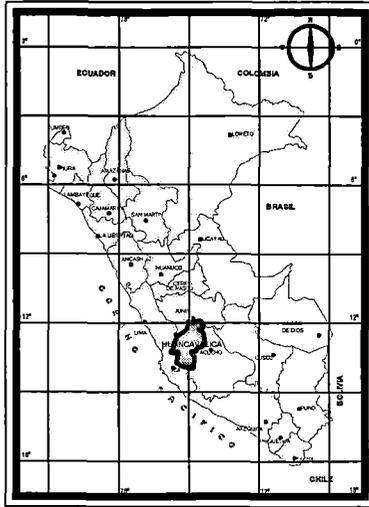
	CONTRAFUERTE	m2	2.00	16.80		7.50	252.00	
2.04.02	CONCRETO CONTRAFUERTE FC=280 KG/CM2							61.80
	CONTRAFUERTE	m3	2.00	9.50	0.20	7.50	28.50	
	CONTRAFUERTE	m3	4.00	0.80	0.40	7.50	9.60	
	CONTRAFUERTE	m3	4.00	1.60	0.25	7.50	12.00	
	CONTRAFUERTE	m3	4.00	0.60	0.25	7.50	4.50	
	CONTRAFUERTE	m3	4.00	1.20	0.20	7.50	7.20	
2.04.03	ACERO PARA TORRE FY=4200 KG/CM2			CANT	LARGO	KG/ML		943.48
	ACERO 5/8"	kg	4.00	12.00	6.80	1.56	509.18	
	ACERO 5/8"	kg	4.00	18.00	2.70	1.56	303.26	
	ACERO 3/8"	kg	4.00	35.00	1.80	0.52	131.04	
2.04.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO TORRES							55.68
	TORRE 1	m2	4.00	1.60		5.13	32.83	
	TORRE 2	m2	14.00	4.08		0.40	22.85	
2.04.05	CONCRETO TORRES FC=280 KG/CM2							5.19
	TORRE 1	m3	4.00	0.50	0.40	5.13	4.10	
	TORRE 2	m3	4.00	0.40	0.40	1.70	1.09	
2.04.06	ACERO PARA CAMARA DE ANCLAJE FY=4200 KG/CM2			CANT	LARGO	KG/ML		1,251.66
	ACERO 1/2"	kg	6.00	18.00	5.40	0.98	571.54	
	ACERO 1/2"	kg	4.00	18.00	5.20	0.98	366.91	
	ACERO 1/2"	kg	4.00	17.00	4.70	0.98	313.21	
2.04.07	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CAMARA DE ANCLAJE							129.60
	CAMARA	m2	4.00	5.90		1.50	35.40	
	CAMARA	m2	4.00	5.70		1.50	34.20	
	CAMARA	m2	8.00	3.90		1.50	46.80	
	CAMARA	m2	8.00	1.10		1.50	13.20	
2.04.08	CONCRETO CAMARA DE ANCLAJE FC=210 KG/CM2							59.18
	CAMARA	m3	6.00	4.90	0.50	1.50	22.05	
	CAMARA	m3	4.00	4.70	0.50	1.50	14.10	
	CAMARA	m3	2.00	4.90	4.70	0.50	23.03	
2.05	REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS							
2.05.01	TARRAJEO CON CEMENTO TORRES							43.66
	MUROS	m2	16.00	5.13	0.40		32.83	
	MUROS	m2	16.00	1.70	0.40		10.88	
2.06	ACCESORIOS							
2.06.01	ACCESORIOS							1.00
	ACCESORIOS	m2	1.00	1.00	1.00		1.00	
3.00	SUPERESTRUCTURA							
3.01	COLOCACION CARRO DE DILATACION							4.00
	ACCESORIOS	UNIDAD	1.00	4.00	1.00		4.00	
3.02	ADQUISICION Y TENDIDO CABLE DE ACERO 7/8" TIPO BOA							300.00

	ADQUISICION	m	2.00	150.00	1.00		300.00	
3.03	TABLERO DE TRANSITO MADERA TRATADA 2"X6"X1.65 m.							132.00
	TABLERO	m	2.00	40.00	1.65		132.00	
3.04	VIGUETAS DE MADERA TRATADA 6"X4"X2.10 m.							44.10
	VIGUETAS	m	1.00	21.00	2.10		44.10	
3.05	LARGUEROS DE MADERA TRATADA 5"X4"X2.50 m.							60.00
	LARGUEROS	m	1.00	20.00	3.00		60.00	
3.06	VIGA SARDINEL 3"X4"X2.50 m.							80.00
	VIGA	m	2.00	40.00	1.00		80.00	
3.07	PENDOLAS DE FIERRO LISO 5/8"							93.32
	PENDOLAS	m	1.00	93.32	1.00		93.32	
3.08	COLOCACION MALLA OLIMPICA N° 10 2"X2"							80.00
	MALLA	m2	2.00	40.00	1.00		80.00	
3.08	PINTURA							
3.08.01	PINTURA ESMALTE EN TORRES							43.66
	MUROS	m2	1.00	1.00	43.66		43.66	
3.08.02	PINTURA ANTICORROSIVA CARPINTERIA METALICA							80.00
	PINTURA	m2	2.00	40.00	1.00		80.00	
3.09	ACCESORIOS VARIOS							1.00
3.09.01	ACCESORIOS VARIOS	GBL	1.00	1.00			1.00	
4.00	VARIOS							
4.01	PRUEBA DE CALIDAD DE CONCRETO							6.00
	PRUEBA	UNIDAD	1.00	6.00			6.00	
4.02	DISEÑO DE MEZCLA							6.00
	DISEÑO	UNIDAD	1.00	6.00			6.00	
4.03	PLACA RECORDATORIA							1.00
	PLACA	UN	1.00	1.00			1.00	

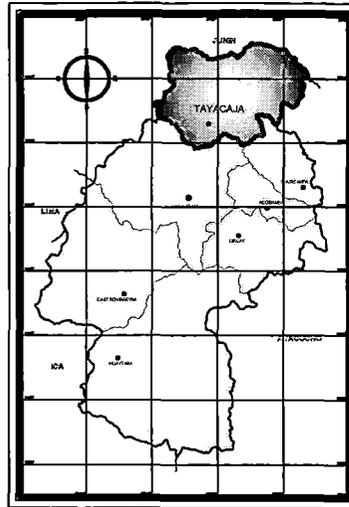
ESTUDIO COMPARATIVO EN PUENTE COLGANTE PEATONAL



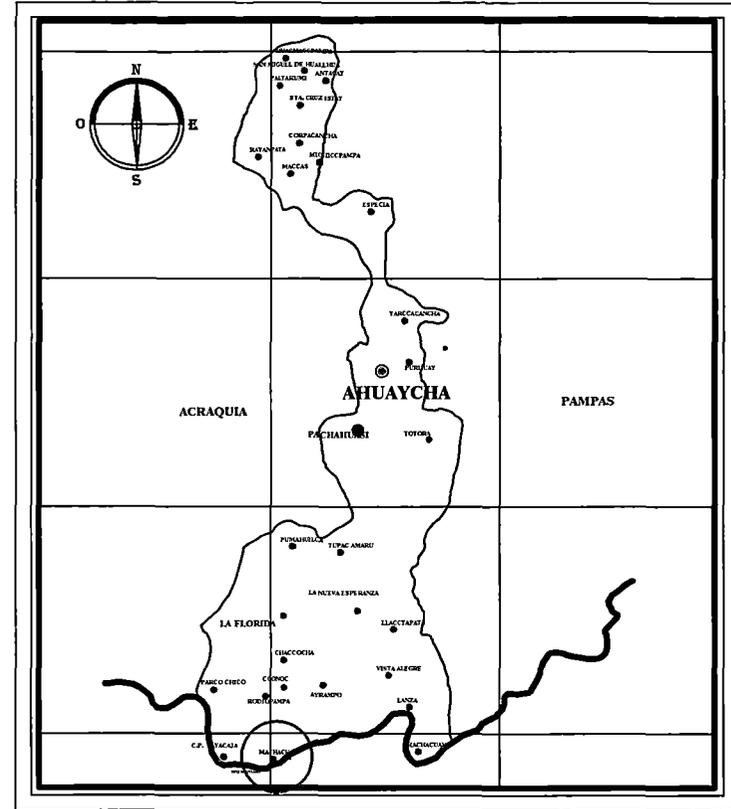
PLANOS



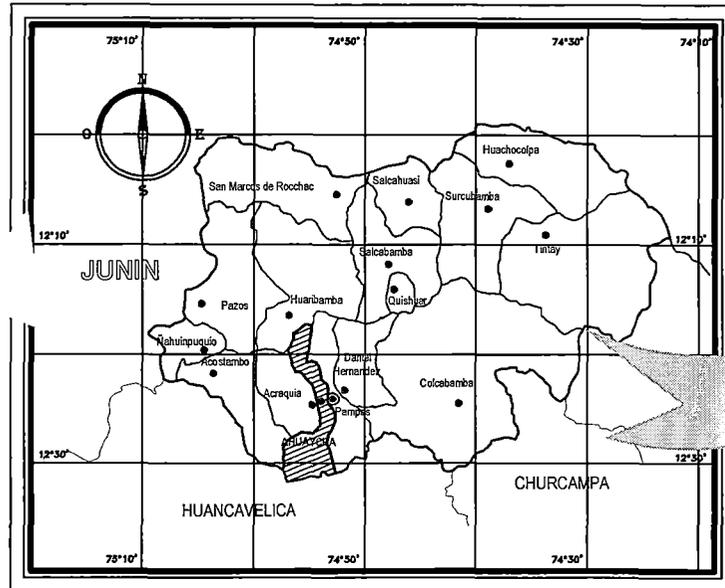
LOCALIZACIÓN NACIONAL



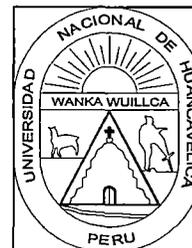
LOCALIZACIÓN REGIONAL



LOCALIZACIÓN DISTRITAL



LOCALIZACIÓN PROVINCIAL



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA CIVIL					
PROYECTO:		PLANO:		LAMINA:	
"CONSTRUCCION PUENTE COLGANTE PEATONAL DE MACHACUAY-AHUAYCHA-HUANCAMELICA"		UBICACION Y LOCALIZACION		UL-01	
		ALUMNO:			
		VLADIMIR HUAMANI NOLASCO			
		TESIS:			
		Para optar el Título Profesional de INGENIERO CIVIL			
LUGAR:	DISTRITO:	PROVINCIA:	REVISADO:	AUTOCAD:	FECHA:
Machacuy	Ahuaycha	Huancavelica	Ing.	edulogosh@hotmail.com	D/CIEMBRE DEL 2014
			ESCALA:		
			1:50		